

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHESCIENTIFIQUE  
جامعة البليدة-1  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA



كلية التكنولوجيا  
Faculté de Technologie  
دائرة الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil  
مذكرة نهاية التخرج

**MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDES**  
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL  
OPTION:  
Construction métallique et mixte  
THÈME

**Etude d'une salle de conférence de (700 places) d'une  
forme ellipsoïdale avec analyse de la rigidité des  
assemblages**

Préparer par :

M<sup>elle</sup> .HADJ MIHOUB SIDI MOUSSA Ibtissem

M<sup>elle</sup> .LAIDI Ahlem

Encadré par :

Mr.BLHOUCHE Fouzi

Mr.AZZAZ Abedsamed

*Devant les membres de jury :*

Président: .....

Examineur: .....

PROMOTION : 2019-2020

## ***ABSTRACT***

Town planning is considered to be one of the first priorities and concerns of human being, so that the structures of buildings are always the subject of many questions which mainly focus on the choice of the type of structure and the form, and unfortunately these works and structures are always damaged due to natural or man-made disasters, such as earthquakes hurricanes, volcanoes, floods and explosions.

Therefore, the civil engineer should design a building strong and resistant enough to withstand various natural and man-made hazards in order to ensure the safety of people and to minimize damage resulting from damage to the structure.

We have to keep up with new construction techniques, and among the new technologies there is earthquake and hurricane resistant construction, so that is the best way to prevent earthquake risks. It requires the prior observance of the normal rules for a good construction. It is based on specific principles, taking into account the particular nature of seismic rules. Regulations on seismic resistance "RPA version 2003", "BAEL91" and "DTR". In this study, we are interested in modeling by ETABS 2018, which is a software for calculating and optimizing structures. It uses the finite element analyzes, as well as linear or nonlinear analyzes. We can thus calculate the structures with an unlimited number of bars and with an unlimited number of nodes. The only limitation arises from the parameters of the computer on which the calculations are performed (RAM and disk space available). The data of the analyzed structure (force, reinforcement, etc.) would thus be estimated inducing a significant reduction in the calculation time.

The present work is part of this approach and consists in studying a study of a conference room in the shape of an elliptical dome of 700 paces at the higher school of magistrates in KOLEA city of TIPAZA in metal frame braced by plates of stability. And which is divided into two parts.

The first part reserved for the study of the structure, which contains a presentation of the book, climate study, pre-dimensioning, dynamic and seismic study, checking the elements of the framework, study of the assemblies finally study of foundation.

The second part of our work is based on a study of the rigidity of the assemblies of metal frame construction, will be focused on the study of the behavior of moment-rotation ( $M-\phi$ ) and mechanics of metal assemblies. The main objective will be to provide the knowledge necessary to avoid assembly ruin.

In this last phase of our work we will give a general overview on evaluation of column base stiffness and their classification criteria according EUROCODE 3 by IDEA STATICA 10 software.

Finally, the work was completed a general conclusion.

## RESUMES

Cette étude porte sur deux parties principales, qui sont les suivantes :

La première partie traite l'étude d'une construction métallique d'une salle de conférence de forme elliptique, comprenant l'étude de la stabilité de la structure à colonnes et murs de contreventement, car cette structure est située dans La wilaya de **TIPAZA** spécifiquement dans la municipalité **KOLEA**, cette dernière est connu pour être dans une zone de forte sismicité. Quant à la mesure au renforcement, toutes les mesures résistantes du bâtiment sont conçues selon les normes applicables en Algérie : **EC3, EC1, leRPA99 version2003 et le BAEL91 modifié 99**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **CSI ETABS VERSION2018**.

Les deuxièmes parties nous montrent l'étendue de la rigidité des assemblages des éléments selon le moment de force et l'angle de force; c'est une évaluation des performances à travers l'étude de (LA RIGIDITE DES ASSEMBLAGE) par un programme automatique **IDEA STATICA**.

### ملخص

تتناول هذه الدراسة على جزئيين أساسيين و هما كالتالي :

الجزء الأول يتناول دراسة بناء معدني لقاعة مؤتمرات بيضوية الشكل، و تتضمن دراسة ثبات هذا الهيكل بأعمدة و جدران القص حيث يتواجد هذا المبنى في ولاية تيبازة تحديدا ببلدية القليعة المصنف في المنطقة الزلزالية العالية، أما بخصوص القياس و التعزيز كل العناصر المقاومة للمبنى صمموا وفقا للمعايير المعمول بها في الجزائر (99معدلBAEAL و RPA 99 نسخة EC3, EC1, 2003)، و قد

تمت الدراسة الحركية بواسطة برنامج آلي **CSI ETABS VERSION2018**.

الجزء الثاني يبين لنا مدى جمود التجمعات للعناصر المعدنية في ظل عزم القوة و زاوية عزم القوة و هو تقييم للأداء الفيزيائي للعناصر المعدنية من خلال دراسة (La rigidité des assemblages) بواسطة

برنامج آلي **IDEA STATICA**.

## **REMERCIEMENT**

*Tout d'abords, nous tenons à remercier ALLAH le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage e mener à bien ce modeste travail.*

*Nous adressons nos profondes reconnaissances et nos chaleureux remerciements à tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce mémoire et en particulier notre encadreur*

*MR. BLHOUVHET FOUZI et aussi Co-promoteur Mr A. AZZAZ pour les connaissances qu'ils n'ont cessé de nous prodiguer, de la confiance qu'ils nous ont témoigné et pour nous avoir guidé et orienter tout au long de notre projet.*

*Nous souhaitons également remercier MM. CHERFA, et tout l'équipe de BEREP, et Mr. ZAMCHA ABOUBAKR de CRMETAL pour leur aide durant le travail de notre mémoire.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre mémoire Et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Nos sincères remerciements sont réservés à l'ensemble des enseignants du département de Génie civil de l'USDB qui a contribué de près ou de loin à notre formation.*

*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, en particulier nos familles et nos amis.*

## *Dédicace*

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin*

*A Ma chère mère YAMINA qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie.*

*A Mon cher père NASREDDINE qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

*A Mes chères sœurs : MERIEM, KARIMA, et MA BELLE MADINA.*

*Mon frère unique : MOURADE*

*A Ma binôme HADJ.MIHOUB.SIDI MOUSA.IBTISSEM que je souhaite tout le bonheur et la belle vie.*

*A Tous Mes amis que je connais.*

*A TOUTE la promo DE CONSTRUCTION Métallique 2020 ET MES Collègues en génie civil.*

*AHLEM*

## *Dédicace*

*I would like to dedicate this project :*

*To gode the almighty and the merciful .*

*To my dear parents who guided me through the most painful moments of this long journey.*

*To my dear father Mr. Ahmed who has always encouraged me, to give strength throughout my school career, who sacrificed his whole life in order to see me is becoming what I am today.*

*To mu dear mother Mrs.Hafidha who gave me the hope of living and who supported me during All my life.*

*To my sister Akila who has always encouraged me , and given me advice to do the right job and stay on the right track,*

*To my brothers Sidali and Samir.*

*To my partner LAIDI Ahlem that I wish happiness and success in her life.*

*To the CSCEC engineer : GOUDILI Ibrahim*

*To my freinds MOFREDJ Khadija, SEMAN Lydia and all my other freinds.*

*To all my classmates of the 2019/2020 promotion of the master 2 civil engineering option metal and mixed construction from the University of Blida.*

*IBTISSEM*

# SOMMAIRE

## Introduction Générale

### Parti 1

#### Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE:.....	3
1.2 DIMENSIONS DE LA STRUCTURE: .....	3
1.3 REGLEMENTS UTILISES :.....	4
1.4 CONCEPTION STRUCTURALE : .....	4
1.4.1 OSSATURE DE LA STRUCTURE: .....	4
1.4.2 LA TOLE UTILISEE :.....	5
1.5 LES ASSEMBLAGES : .....	5
1.5.1 LE BOULONNAGE : .....	5
1.5.2 LE SOUDAGE : .....	5
1.6 LES MATERIAUX UTILISES : .....	5
1.6.1 BETON ARME :.....	5
1.6.2 ACIERS : .....	8

#### Chapitre 2 : Etude climatique

A- ACTION DU VENT : .....	12
2.1 INTRODUCTION : .....	12
2.2 COEFFICIENT DE CALCUL :.....	13
2.2.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA TRIBUNE :.....	13
2.2.2 DETERMINATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE Q DYN :.....	14
2.2.3 DETERMINATION DE COEFFICIENT DE RUGOSITE $C_r$ :.....	14
2.2.4 DETERMINATION DES COEFFICIENTS D'EXPOSITION :.....	15
2.2.5 VALEUR DE LA PRESSION DYNAMIQUE : .....	15
2.3 CALCULE DES PRESSIONS SUR LES PAROIS :.....	15
2.3.1 VENTS SUR FAÇADE PRINCIPALE (DIRECTION V1) :.....	15
A) COEFFICIENT DE PRESSION EXTERIEURE $C_{pe}$ : .....	15
B) COEFFICIENT DE PRESSION INTERIEURE $C_{pi}$ : .....	17
2.4 CALCULE DES PRESSIONS SUR TOITURE : .....	19
2.5 CALCULE DES PRESSIONS SUR LES PAROIS :.....	20
2.5.1 VENT SUR FAÇADE SECONDAIRE (DIRECTION V2) :.....	20
A) COEFFICIENT DE PRESSION EXTERIEURE $C_{pe}$ : .....	20
B) COEFFICIENT DE PRESSION INTERIEURE $C_{pi}$ : .....	21
2.6 CALCULE DES PRESSIONS SUR TOITURE : .....	22
B-ACTION DE LA NEIGE:.....	23
2.1 NEIGE SUR TOITURE : .....	23
C ETUDE DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE : .....	24

## **Chapitre 3 : Pré-dimensionnement des éléments**

<b>3.1 INTRODUCTION :</b> .....	<b>25</b>
<b>3.2 VALEURS LIMITES DES FLECHES :</b> .....	<b>25</b>
<b>3.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS:</b> .....	<b>25</b>
<b>3.3.1 LES PANNE:</b> .....	<b>25</b>
A) DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :	26
B) PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT :	26
C) VERIFICATIONS DES PANNES:	27
<b>3.3.2 LES POUTRES:</b> .....	<b>29</b>
A) DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :	29
B) PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT :	30
C) VERIFICATIONS DES POUTRES:	30

## **Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique**

<b>4.1 INTRODUCTION :</b> .....	<b>36</b>
<b>4.2 LA METHODE MODALE SPECTRALE :</b> .....	<b>36</b>
<b>4.3 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :</b> .....	<b>38</b>
<b>4.3.1 ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE :</b> .....	<b>39</b>
<b>4.4 RESULTATS DE L'ANALYSE SISMIQUE :</b> .....	<b>40</b>
<b>4.4 .1 MODELE INITIALE :</b> .....	<b>40</b>
<b>4.4.2 MODELE RENFORCE :</b> .....	<b>42</b>
<b>4.5 VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES :</b> .....	<b>44</b>
<b>4.5.1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :</b> .....	<b>44</b>
<b>4.5.2 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :</b> .....	<b>44</b>

## **Chapitre 5 : Vérification des éléments résistance**

<b>5.1 INTRODUCTION :</b> .....	<b>47</b>
<b>5.2 VERIFICATION DES POTEAUX :</b> .....	<b>48</b>
<b>5.2.1 VERIFICATION DES POTEAUX VIS-A-VIS LE FLAMBEMENT :</b> .....	<b>48</b>
<b>5.2.2 VERIFICATION DES POTEAUX VIS-A-VIS LE DEVERSEMENT :</b> .....	<b>50</b>
<b>5 .3 VERIFICATION LA POUTRE PRINCIPALE:</b> .....	<b>51</b>
<b>5.3.1VERIFICATION DE LA RESISTANCE :</b> .....	<b>52</b>
<b>5.3 .2 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :</b> .....	<b>52</b>
<b>5.4 VERIFICATION LES PANNES:</b> .....	<b>52</b>
<b>5.4.1 VERIFICATION DE RESISTANCE :</b> .....	<b>53</b>
<b>5.4.2 VERIFICATION AU CISAILLEMENT :</b> .....	<b>53</b>
<b>5.4.3 VERIFICATION AU DEVERSEMENT :</b> .....	<b>54</b>
<b>5.4.4 VERIFICATION DE LA FLECHE :</b> .....	<b>54</b>
<b>5.5 VERIFICATION DES CONTREVENTEMENTS :</b> .....	<b>54</b>

<b>5.5.1 VERIFICATIONS A LA TRACTION SIMPLE :</b>	<b>55</b>
---	-----------

## **Chapitre 6 : Etude des assemblages**

<b>6.1 INTRODUCTION :</b>	<b>57</b>
<b>6.2 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES :</b>	<b>57</b>
<b>6.3 CALCUL DES ASSEMBLAGES :</b>	<b>57</b>
<b>6.3.1 ASSEMBLAGE DE POUTRE IPE550_ SOLIVE IPE160 :</b>	<b>58</b>
A) CHOIX DE DIAMETRE DU BOULON :	58
B) LE CHOIX DES BOULONS :	58
C) DISTANCE ENTRE AXE DES BOULONS :	59
<b>6.3.2 ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT EN X :</b>	<b>60</b>
A) EFFORT SOLLICITANT :	60
B) DISPOSITION CONSTRUCTIVE :	61
<b>6.3.3 ASSEMBLAGES POUTRE –POUTRE IPE 550 :</b>	<b>62</b>
<b>6.3.4 ASSEMBLAGES PIED DE POTEAU :</b>	<b>65</b>

## **Chapitre 7 : Etude de fondation**

<b>7.1. INTRODUCTION :</b>	<b>72</b>
<b>7.1.1. FONCTIONS ASSUREES PAR LES FONDATIONS :</b>	<b>72</b>
<b>7.1.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :</b>	<b>72</b>
<b>7.2 CALCUL DES FONDATIONS :</b>	<b>73</b>
<b>7.2.1 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE DU POTEAU :</b>	<b>73</b>
<b>7.2.2 VERIFICATION DE CONTRAINTE DE SOL :</b>	<b>75</b>
<b>7.3 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :</b>	<b>76</b>
<b>7.4 CALCUL DES LONGRINES :</b>	<b>80</b>
<b>7.4.1. PRE DIMENSIONNEMENT :</b>	<b>80</b>
<b>7.4.2. ARMATURES TRANSVERSALES :</b>	<b>80</b>

## **Parti 2**

### **Introduction Générale**

#### **Chapitre 1 : Classification des assemblages selon leurs rigidités**

<b>INTRODUCTION GENIRALE :</b>	<b>84</b>
<b>1.1INTRODUCTION :</b>	<b>86</b>
<b>1.2 DEFINITION ET ROLE DE L'ASSEMBLAGE :</b>	<b>86</b>
<b>1.3 TYPE D'ASSEMBLAGE :</b>	<b>87</b>
<b>1.4 TYPE D'ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE :</b>	<b>91</b>
<b>1.5 MODE D'ASSEMBLAGE :</b>	<b>92</b>
<b>1.5.1 LE RIVETAGE :</b>	<b>93</b>
<b>1.5.2 LE BOULONNAGE :</b>	<b>93</b>
<b>1.5.3 LE SOUDAGE :</b>	<b>95</b>
<b>1.6 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES :</b>	<b>95</b>

<b>1.6.1 FONCTIONNEMENT PAR OBSTACLE :</b>	<b>95</b>
<b>1.6.2 FONCTIONNEMENT PAR ADHERENCE :</b>	<b>95</b>
<b>1.6.3 FONCTIONNEMENT MIXTE :</b>	<b>95</b>
<b>1.7 CARACTERISATION DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES :</b>	<b>96</b>
<b>1.8 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES METALLIQUES :</b>	<b>97</b>
<b>1.8.1 CLASSIFICATION PAR RIGIDITE :</b>	<b>97</b>
<b>1.8.2 CLASSIFICATION PAR RESISTANCE :</b>	<b>99</b>
<b>1.8.3 CLASSIFICATION PAR DUCTILITE (CAPACITE EN ROTATION) :</b>	<b>101</b>
<b>1.9 MODELISATION DES ASSEMBLAGES POTEAU-POUTRE :</b>	<b>102</b>
<b>1.10 RENFORCEMENT L'ASSEMBLAGE :</b>	<b>103</b>
<b>A / LES RAIDISSEURS TRANSVERSAUX DE POTEAU :</b>	<b>103</b>
<b>B / LES RENFORCEMENTS PAR CONTRE-PLAQUE :</b>	<b>103</b>

## **Chapitre 2 : Analyse de rigidité du pied poteau**

<b>2.1 INTRODUCTION :</b>	<b>107</b>
<b>2.2 DESCRIPTION DES ASSEMBLAGES :</b>	<b>107</b>
<b>2.2.1 DESCRIPTION DE LA FONDATION :</b>	<b>108</b>
<b>2.2.2 PROPRIETES MECANQUES DES MATERIAUX DES ESSAIS :</b>	<b>108</b>
<b>2.3. RESULTATS D'ANALYSE NUMERIQUES :</b>	<b>109</b>
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	<b>116</b>

## LISTE DES TABLEAUX :

### Parti 1 :

<b>Tableau 1.1:</b> Propriétés mécaniques du béton.....	6
<b>Tableau 1.2:</b> Valeurs nominales de $f_y$ et $f_u$ pour les profilés .....	8
<b>Tableau 1.3:</b> Propriétés mécaniques de l'acier .....	9
<b>Tableau 2.1:</b> Valeurs caractéristiques relatives à la répartition de la pression .....	16
<b>Tableau 2.2:</b> Pression de vent sur la paroi verticale V1 .....	18
<b>Tableau 2.3:</b> Pression de vent sur la toiture .....	20
<b>Tableau 2.4:</b> Valeurs caractéristiques relatives à la répartition de la pression .....	20
<b>Tableau 2.5:</b> Pression de vent sur la paroi verticale V2.....	20
<b>Tableau 2.6:</b> Pression de vent sur la toiture .....	21
<b>Tableau 3.1:</b> Les valeurs limites de flèches verticales.....	25
<b>Tableau 3.2:</b> Caractéristiques du profilé .....	27
<b>Tableau 3.3 :</b> Caractéristiques du profilé .....	30
<b>Tableau 4.1:</b> Facteur de qualité .....	40
<b>Tableau 4.2:</b> Les éléments de la structure.....	41
<b>Tableau 4.3:</b> Les périodes et les facteurs de participation massique pour le modèle initial	41
<b>Tableau 4.4:</b> Les éléments de la structure .....	42
<b>Tableau 4.5:</b> Les périodes et les facteurs de participation massique pour le modèle finale	43
<b>Tableau 4.6 :</b> Combinaisons de calcul .....	43
<b>Tableau 4.7:</b> Vérification de l'effort tranchant à la base .....	44
<b>Tableau 4.8:</b> Déplacement relatif des niveaux .....	45
<b>Tableau 5.1:</b> Vérifications du flambement poteaux (cas n°1).....	49
<b>Tableau 5.2:</b> Vérifications du flambement poteaux (cas n°2).....	50
<b>Tableau 5.3:</b> Vérifications du flambement poteaux. (cas n°3).....	50
<b>Tableau 5.4 :</b> Vérifications du déversement poteaux (cas n°1) .....	51
<b>Tableau 5.5:</b> Vérifications du déversement poteaux (cas n°2) .....	51
<b>Tableau 5.6:</b> Vérifications du déversement poteaux (cas n°3) .....	51
<b>Tableau 6.1:</b> Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons. ....	57
<b>Tableau 6.2:</b> Principales caractéristiques géométrique des boulons. ....	58
<b>Tableau 7.1:</b> Les sollicitations à la base des poteaux IPE550.....	72
<b>Tableau 7.2:</b> Vérification des contraintes dans le sol. ....	76

<b>Tableau 7.3 :</b> Tableau de choix des armatures .....	79
---	----

## **Parti 2 :**

<b>Tableau 1.1:</b> Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons .....	94
<b>Tableau 1.2 :</b> Caractéristiques dimensionnelles des boulons HR .....	94
<b>Tableau 1.3:</b> Modélisation des assemblages dans l'analyse des structures en acier .....	103
<b>Tableau 2.1:</b> Caractéristique de poteau IPE 550 .....	108
<b>Tableau 2.2:</b> Caractéristiques mécaniques de fondation .....	108
<b>Tableau 2.3:</b> Caractéristiques mécaniques des boulons de l'assemblage .....	108
<b>Tableau 2.4:</b> Les résultats des forces (N,V,M) .....	108
<b>Tableau 2.5:</b> Résultat de rigidité suivant tous les combinaisons .....	109

## LISTE DES FIGURES :

### Parti 1 :

<b>Figure 1.1:</b> Plan de masse.....	3
<b>Figure 1.2:</b> Plan de situation.....	3
<b>Figure 1.3:</b> Vue de la structure en 3D par ETABS2018 .....	4
<b>Figure 1.4 :</b> Vue intérieur de la salle officielle.....	4
<b>Figure 1.5:</b> la tôle de « RIVERCLACK » .....	5
<b>Figure 1.6 :</b> Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.....	7
<b>Figure 1.7:</b> Diagramme contrainte- déformation à l'ELS .....	7
<b>Figure 1.8:</b> Diagramme déformation acier ELU .....	9
<b>Figure 2.1 :</b> Vent sur façade principale et secondaire .....	12
<b>Figure 2.2:</b> Vent sur façade latérale nord et sud.....	13
<b>Figure 2.3:</b> Répartition de la pression sur les cylindres à base circulaire, .....	16
<b>Figure 2.4:</b> Valeurs indicatives du facteur d'effet d'extrémités $\psi\lambda$ .....	17
<b>Figure 2.5:</b> Coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ applicables Pour des ouvertures uniformément répartie .....	17
<b>Figure 2.6:</b> La distribution de $C_p$ .....	18
<b>Figure 2.7:</b> Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure $c_{pe10}$ pour les dômes à base circulaire .....	19
<b>Figure 2.8 :</b> Figure qui explique l'interpolation de de pression extérieure $c_{pe10}$ pour les dôme à base circulaire.....	20
<b>Figure 2.9:</b> Charge du vent, x-direction ( $W_x$ ).....	21
<b>Figure 2.10:</b> Charge du vent global, y-direction ( $W_y$ ).....	21
<b>Figure 2.11:</b> Représentation du versant de la toiture.....	22
<b>Figure 2.12:</b> Surcharge de la neige sur la toiture .....	23
<b>Figure 3.1:</b> Schéma statique du calcul des liernes.....	26
<b>Figure 3.2:</b> Schéma statique de la Panne la plus sollicité .....	26
<b>Figure 3.3:</b> Schéma statique de la poutre. ....	31
<b>Figure 3.4:</b> Vu 3D de la poutre plus sollicité .....	31
<b>Figure 3.5:</b> Diagramme de moment fléchissent sur la poutre coupole.....	32
<b>Figure 3.6:</b> Diagramme de l'effort tranchant sur la poutre coupole.....	33
<b>Figure 4.1:</b> Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y .....	38
<b>Figure 4.2:</b> Modélisation du la structure en vue 3D.....	41

<b>Figure 4.3:</b> Déplacement de structure suivant les trois modes .....	42
<b>Figure 4.4:</b> Structure avec palées triangulées en X .....	42
<b>Figure 5.1:</b> Phénomène du déversement. ....	47
<b>Figure 5.2:</b> Phénomène du flambement .....	47
<b>Figure 5.3:</b> Facteurs de distribution de rigidité .....	49
<b>Figure 5.4:</b> Palées de stabilité en X .....	54
<b>Figure 6.1:</b> Assemblage solive-poutre.....	59
<b>Figure 6.2:</b> Assemblage des contreventements en X.....	60
<b>Figure 6.3:</b> Assemblage poutre- poutre .....	62
<b>Figure 6.4:</b> Schéma de l'assemblage poutre- poutre .....	64
<b>Figure 6.5:</b> Schéma de l'assemblage pied poteau .....	66
<b>Figure 7.1:</b> Schéma de ferrailage de la semelle .....	80
<b>Figure 7.2:</b> Ferrailage des longrines.....	81

## **Parti 2 :**

<b>Figure 1.1:</b> Configurations d'assemblages dans le plan .....	86
<b>Figure 1.2:</b> Différence entre attache et assemblage.....	88
<b>Figure 1.3:</b> Différents types d'assemblages dans une structure métallique .....	88
<b>Figure 1.4:</b> Assemblage Poteau- Poutre .....	88
<b>Figure 1.5:</b> Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée.....	89
<b>Figure 1.6:</b> Assemblage Poutre – Poutre .....	89
<b>Figure 1.7:</b> Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles .....	90
<b>Figure 1.8:</b> Assemblage de continuité de poutre .....	90
<b>Figure 1.9:</b> Assemblage de continuité de poteau .....	91
<b>Figure 1.10:</b> Assemblage pied de poteau .....	91
<b>Figure 1.11:</b> Types usuels d'assemblages de type poutre-poteau. ....	92
<b>Figure 1.12:</b> Rivet et rivet à anneau .....	93
<b>Figure 1.13:</b> Boulon de charpente et boulon a haut résistance.....	95
<b>Figure 1.14:</b> Comportement et modélisation des assemblages (Maquoi & Chabrolin, 1998)96	
<b>Figure 1.15:</b> Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique .....	97
<b>Figure 1.16:</b> Diagramme de classification par rigidité des assemblages.....	98
<b>Figure 1.17:</b> Fonctionnement d'un travers avec de liaison semi-rigide .....	99
<b>Figure 1.18:</b> Diagrammes de moment fléchissant avec des divers modes de liaison.....	99
<b>Figure 1.19:</b> Limites de la classification des assemblages par résistance .....	100
<b>Figure 1.20:</b> Assemblages à pleine résistance .....	101

<b>Figure 1.21:</b> Classification des assemblages par la capacité de rotation.....	102
<b>Figure 1.22:</b> Modélisation de l'assemblage.....	103
<b>Figure 1.23:</b> Sollicitations agissant sur le panneau d'âme au niveau des attaches.....	103
<b>Figure 1.24:</b> Sollicitations agissant dans l'assemblage .....	104
<b>Figure 1.25:</b> Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3.....	104
<b>Figure 2.1:</b> Assemblage de pied de poteaux.....	107
<b>Figure 2.2:</b> Diagramme de rigidité $M_x - \phi_z$ G+Q+Ex.....	111
<b>Figure 2.3:</b> Diagramme de rigidité $M_y - \phi_z$ G+Q+Ex.....	112
<b>Figure 2.4:</b> Diagramme de rigidité $M_z - \phi_z$ G+Q+Ex.....	112

## Notations et symboles

$E_s$	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
$E_b$	: Module d'élasticité longitudinale de béton.
$E_{ij}$	: Module d'élasticité instantané.
$E_{vj}$	: Module d'élasticité diffère.
$f_{tj}$	: Résistance à la traction.
$f_{cj}$	: Résistance à la compression.
$G$	: Module de cisaillement.
$\nu$	: Coefficient de poisson.
$\rho$	: Poids volumique.
$\alpha$	: Coefficient de dilatation.
$\sigma_{bc}$	: La contrainte limite de service.
$f_y$	: Limite d'élasticité d'un acier.
$f_e$	: La contrainte limite élastique.
$\epsilon_s$	: Déformation (allongement) relative de l'acier.
$\eta$	: Coefficient de fissuration.
$n$	: Le coefficient d'équivalence.
$q_{réf}$	: La pression de référence.
$z_0$	: Longueur de rugosité.
$z_{max}$	: Hauteur maximale.
$z_{min}$	: Hauteur minimale.
$z$	: Hauteur de la structural.
$W_e$	: La pression de la vitesse du vent.
$W_x$	: La pression de vent sur les solives.
$K_T$	: Le facteur de terrain.
$C_d$	: Coefficient dynamique.
$C_t$	: Coefficient de topographie.
$q_{dyn}$	: La pression dynamique.
$C_r$	: Coefficient de rugosité.
$\psi\lambda$	: Facteur d'effet d'extrémités.
$\lambda$	: L'élanement.

<b>A</b>	:	La somme des aires projetée des éléments des structures.
<b>Ac</b>	:	L'aire de la surface circonscrite à la structure.
<b><math>C_{pi}</math></b>	:	Pression intérieure.
<b><math>C_{pe}</math></b>	:	Coefficient de pression extérieure.
<b><math>\mu</math></b>	:	Coefficient de forme de la charge de neige.
<b>S</b>	:	Action de la neige.
<b>G</b>	:	Charge permanente.
<b>Q</b>	:	Charge d'exploitation.
<b>E.L.U</b>	:	Etat Limite Ultime
<b>E.L.S</b>	:	Etat Limite de Service.
<b><math>M_{sd}</math></b>	:	Moment sollicitant.
<b><math>M_{pl,Rd}</math></b>	:	Moment résistant plastique.
<b><math>M_{el,Rd}</math></b>	:	Moment résistant élastique.
<b><math>V_{sd}</math></b>	:	Effort tranchant sollicitant.
<b><math>V_{pl,Rd}</math></b>	:	Effort tranchant plastique.
<b><math>V_{el,Rd}</math></b>	:	Effort tranchant élastique.
<b><math>I_y</math></b>	:	Moment d'inertie selon l'axe y.
<b><math>I_z</math></b>	:	Moment d'inertie selon l'axe z.
<b><math>w_{el}</math></b>	:	Moment de résistance élastique.
<b><math>w_{pl}</math></b>	:	Moment de résistance plastique.
<b><math>t_w</math></b>	:	Epaisseur de l'âme.
<b><math>t_f</math></b>	:	Epaisseur de la semelle.
<b>h</b>	:	Hauteur du profilé.
<b>b</b>	:	Largeur du profilé.
<b>A</b>	:	Section du profilé.
<b><math>A_v</math></b>	:	Aire de cisaillement.
<b>L</b>	:	Longueur en générale.
<b><math>l_f</math></b>	:	Longueur de flambement.
<b>N</b>	:	Effort normal.

- F(ou  $\delta$ ):** La Flèche.
- $M_{cr}$**  : Moment critique élastique de déversement.
- $\gamma$**  : Coefficient partiel de sécurité.
- $\chi$**  : Coefficient de réduction du flambement.
- $\gamma M_0$**  : Coefficient de sécurité partiel.
- I** : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
- W** : Poids total de la structure.
- D** : Facteur d'amplification dynamique.
- A** : Coefficient d'accélération de zone
- R** : Coefficient de comportement global de la structure.
- $T_1, T_2$**  : Période caractéristique associée au site.
- Q** : Facteur de qualité.
- $\delta_{ek}$**  : Déplacement dû aux forces sismiques.
- $F_{b,rd}$ :** Résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.
- $F_{v,rd}$ :** Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- $f_{yb}$**  : Limite d'élasticité du boulon.
- $f_{ub}$**  : Limite de la résistance ultime à la traction de boulon.
- K** : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre
- $K_0$**  : Coefficient de flambement
- $K_D$**  : Coefficient de déversement
- $K_s$**  : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
- $K_y$  et  $K_z$ :** Coefficients de flambement flexion
- $k_\tau$**  : Coefficient de voilement par cisaillement
- $\beta_m$**  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
- $\beta_w$**  : Facteur de corrélation (soudures)
- $\lambda$  (lambda):** Elancement  $\left[ \lambda = \frac{l_k}{i} \right]$
- $\lambda_k$**  : Élancement eulérien

- $\bar{\lambda}$  : Elancement réduit  $\left[ \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$
- $\bar{\lambda}_{LT}$  : Élancement de déversement
- $N_{pl,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$  : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
- $N_{sd}$  : Effort normal sollicitant.
- $N_{t,sd}$  : Effort normal de traction.
- $N_{c,sd}$  : Effort normal de compression ;
- $N_{pl}$  : Effort normal plastique ;
- $N_{c,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
- F** : effort extérieur encaissé par les boulons.
- N** : Nombre total de boulons
- a** : Épaisseur utile des cordons de soudure.
- t** : Épaisseur de la plaque.
- D** : Diamètre de rondelle de boulon.
- Sj.ini** : La rigidité initiale
- $M_{j,Rd}$  : Moment résistant de calcul
- $\phi_c$  : Capacité de rotation de calcul
- Sj** : Rigidité en rotation
- Mj.Rd** : Moment résistant de l'assemblage.
- Mb.pl Rd** : Moment plastique de calcul de la poutre en flexion négative.
- Mc pl Rd** : Moment plastique résistant de calcul du poteau
- fy,bp** : Limite d'élasticité des contre-plaques.
- tbp** : Epaisseur des contre-plaques.
- $F_{t,Rd}$  : Résistance à la traction d'un boulon.
- $B_{t,Rd}$  : Résistance en traction de tous les boulons dans le tronçon en té.
- Vwp,Ed** : l'effort tranchant résultant

# *Introduction générale*

## INTRODUCTION

L'urbanisme est considéré comme l'une des premières priorités et préoccupations de l'être humain, de sorte que les structures des bâtiments font toujours l'objet de nombreuses questions qui se concentrent principalement sur le choix du type de structure et la forme, et malheureusement ces ouvrages et structures sont toujours endommagés en raison de catastrophes naturelles ou artificielles, telles que tremblements de terre, ouragans, volcans, inondation et explosions .....etc.

Par conséquent, l'ingénieur civil doit concevoir un bâtiment suffisamment solide et résistant pour résister à divers risques naturels et artificiels afin d'assurer la sécurité des personnes et de minimiser les dommages résultant des dommages à la structure.

Nous devons suivre les nouvelles techniques de construction, Et Parmi les nouvelles technologies, il y a la construction résistante aux tremblements de terre et aux ouragans, de sorte que c'est la meilleure façon de prévenir les risques de tremblement de terre. Elle nécessite le respect préalable des règles normales pour une bonne construction. Il est basé sur des principes spécifiques, compte tenu de la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et méthodes d'application sont généralement regroupés en règles sismiques. Règlement sur la résistance sismique "**RPA99 version 2003**", "**BAEL91**" et "**DTR**".

Dans cette étude, nous nous intéressons à la modélisation par **ETABS 2018**, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales, et permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. Nous pouvons ainsi calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles). Les données de la structure analysée (effort, ferrailage, etc....) seraient ainsi estimées induisant une réduction significative dans le temps de calcul.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à étudier une étude d'une salle de conférence de forme coupole elliptique de 700 places à l'école supérieure de magistrature à KOLEA Wilaya de TIPAZA en charpente métallique contreventé par des palés de stabilités. Et qui est divisé en deux parties :

La première partie réservée à l'étude de la structure, qui contient :

Le 1<sup>er</sup> chapitre : Présentation de l'ouvrage.

Le 2<sup>ème</sup> chapitre : Etude climatique.

Le 3<sup>ème</sup> chapitre : Pré-dimensionnement.

Le 4<sup>ème</sup> chapitre : Etude dynamique et sismique.

Le 5<sup>ème</sup> chapitre : Vérification des éléments de l'ossature.

Le 6<sup>ème</sup> chapitre : Etude des assemblages.

Le 7<sup>ème</sup> chapitre : Etude de fondation.

La deuxième partie de notre travail est basé sur une étude à la rigidité des assemblages des constructions en charpentes métalliques, sera focalisée sur l'étude du comportement du moment –

rotation ( $M - \phi$ ) et mécanique des assemblages métallique. L'objectif principal sera de fournir les connaissances nécessaires pour éviter la ruine d'assemblage.

Dans cette dernière phase de notre travail nous donnerons un aperçu général sur évaluation de la rigidité de pied de poteau et leur critère de classification selon l'Eurocode 3 par logiciel **IDEA STATICA 10**.

Enfin, Le travail a été achevé par une conclusion générale.

# *Partie 1*

*Chapitre 1 :*  
*Présentation de l'ouvrage*

### 1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une salle de conférence à l'école supérieure de magistrature situé à **KOLEA** Wilaya de **TIPAZA**. Ce site est classé dans la **Zone III** (zone de Forte sismicité) selon les règlements parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003[1]** ».

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

- la forme ovale de la salle qui supporte 700 places, et dimensionner les poutres en IPE
- les deux sous-sols qui sont en béton armés.

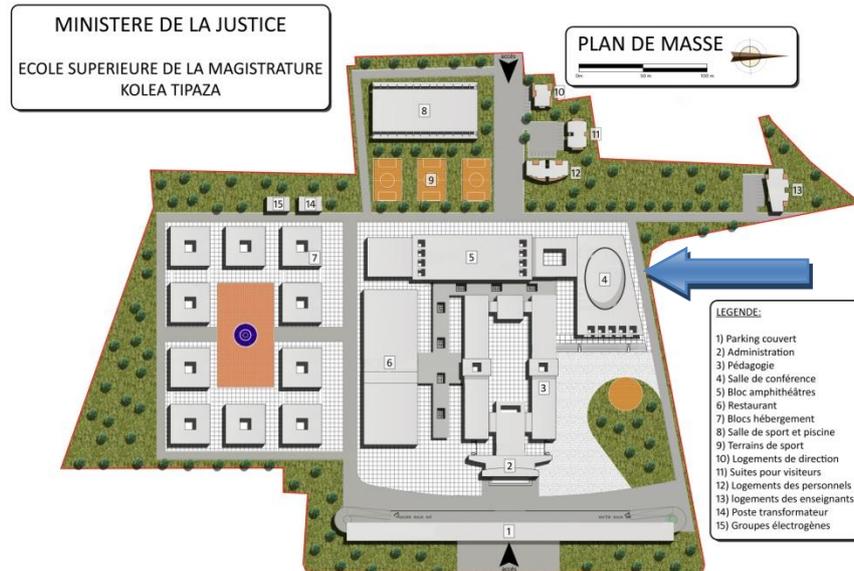


Figure 1.1: Plan de masse

### 1.2 Dimensions de la structure:

- La structure a une forme ovale, en plan de dimension : 50 m × 31 m
- Hauteur maximal de la structure se trouve au niveau de la toiture : 12 mètre
- Hauteur de 1<sup>er</sup> sous-sol : 4.32 m
- Hauteur de 2<sup>ème</sup> sous-sol : 3.78 m

#### ❖ Différents plans :



Figure1. 2: Plan de situation

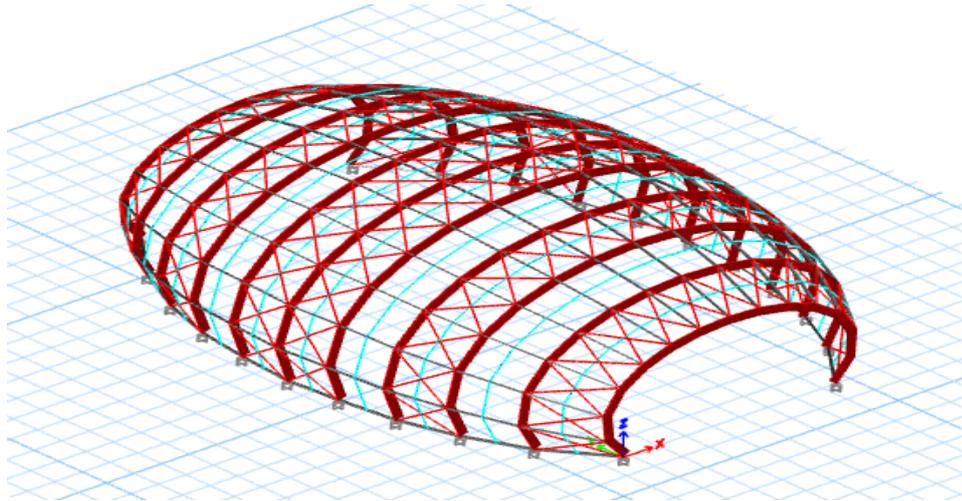


Figure 1.3: Vue de la structure en 3D par ETABS2018



Figure 1.4 : Vue intérieur de la salle officielle

### 1.3 Règlements utilisés :

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

- L'étude climatique se fait suivant le règlement Algérien neige et vent (RNVA2013).
- L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM97, L'Eurocode3, CBA93 [2] & BAEL 91 modifié 99, L'Eurocode01.
- L'étude sismique se fait suivant règlement parasismique algérienne RPA 99 version 2003[1]

### 1.4 Conception structurale :

#### 1.4.1 Ossature de la structure:

Notre structure est composée de portiques métalliques, avec des contreventements triangulaires qui assurent la stabilité de la structure vis-à-vis les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) et les efforts verticaux (poids propre et neige). Pour des raisons conceptuelles, nous allons adopter des poteaux en IPE, et des poutres en IPE.

### 1.4.2 La tôle utilisée :

Concernant la tôle, on va choisir un nouveau qui s'appelle RIVERCLACK. Sa composition est illustrée sur la figure.

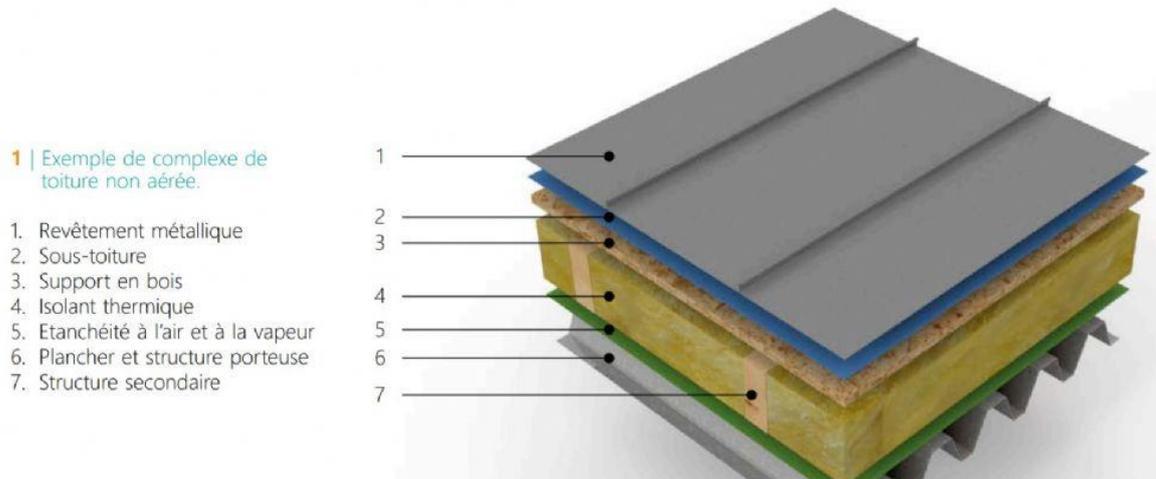


Figure 1.5: La tôle de « RIVERCLACK »

### 1.5 Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

#### 1.5.1 Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR8.8) pour les assemblages rigides des portiques auto stable.

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

#### 1.5.2 Le soudage :

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

### 1.6 Les matériaux utilisés :

#### 1.6.1 Béton armé :

Le béton a été depuis longtemps le matériau le plus utilisé dans la construction. Il demeurera sans aucun doute le matériau le plus employé, au cours du temps, dans la construction de divers ouvrages.

Cependant l'utilisation d'un tel matériau est loin de se limiter à une simple application ; sa mise en œuvre doit obéir à des règles strictes au-delà desquelles de sérieux problèmes peuvent apparaître.

La composition des bétons a pour but de déterminer les proportions des divers constituants (ciment, sable, gravier et eau ) conduisant à des bétons dont l'ouvrabilité est compatible avec les moyens de mise en œuvre et qui possédera, après durcissement, les meilleures caractéristiques (étanchéité, résistance, faible retrait ...).

➤ **Caractéristiques mécanique du béton armé :**

**a) Composition du béton :**

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

**b) Propriétés mécaniques du béton :**

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

**Tableau 1.1:** Propriétés mécaniques du béton

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

**c) Les contraintes limites de calcul :**

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

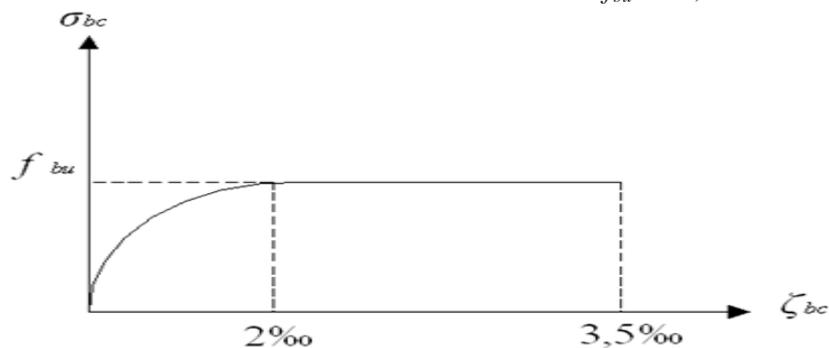
L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$

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



**Figure1.6 :** Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

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

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

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

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

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

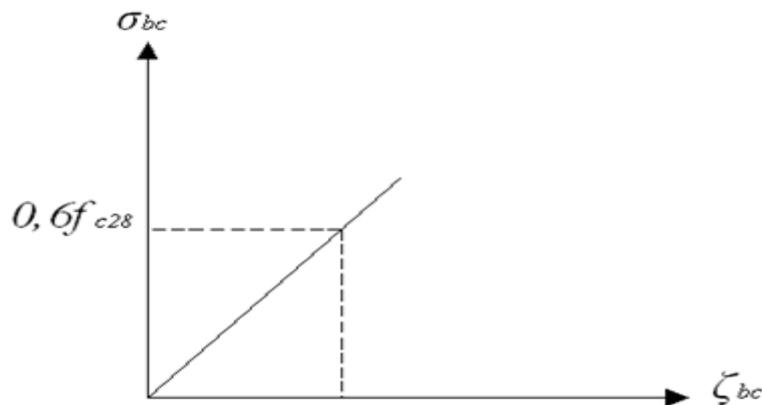


Figure 1.7: Diagramme contrainte- déformation à l'ELS

### d) Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

#### ❖ Module de déformation instantané :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de

Déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$ .

#### ❖ Module de déformation différé :

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures, ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$ .

#### ❖ Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation

Relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$$

$v = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton Fissuré).

$v = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de Service (béton non fissuré).

**1.6.2 Aciers :**

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 210\ 000$  MPa.
- Module de cisaillement  $G = \frac{E}{2(1+v)} = 80769$  MPa.
- Le coefficient de poisson :  $v = 0,3$ .
- Coefficient de dilatation :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  par  $^{\circ}C$ .
- Masse volumique  $\rho = 7850$  kg/m<sup>3</sup>.

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

**Tableau 1.2:** Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  pour les profilés

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

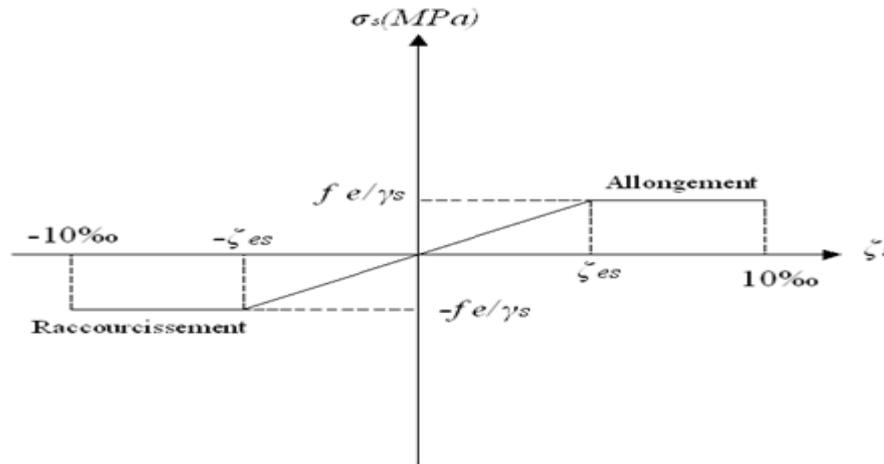
**Tableau 1.3:** Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
Ronds lisses	$f_{eE} = 22$ ( $f_c = 215$ MPa) ; $f_{eE} = 24$ ( $f_c = 235$ MPa)	$E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPa
Barres a hautes adhérences	$f_c = 400$ MPa	
Treillis soudés (TS)	$f_c = 520$ MPa	

## a) les contraintes limite de calcul :

## ❖ Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:



**Figure 1.8:** Diagramme déformation acier ELU

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\epsilon_s$  : 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. :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

## ❖ 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.

## ❖ Le coefficient d'équivalence :

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

Avec :

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

**Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous allons uniquement calculer les éléments résistants de la partie charpente de la salle de conférence.**

*Chapitre 2 :*  
*Etude climatique*

**A- ACTION DU VENT :****2.1 Introduction :**

Souvent l'effet du vent sur les structures métallique est plus prépondérant, il faut une étude Approfondie et bien détaillée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions.

Le règlement (**DTR ; RNV2013 ; L'Eurocod1**) sert pour la détermination les différentes actions du vent sur l'ensemble de la structure.

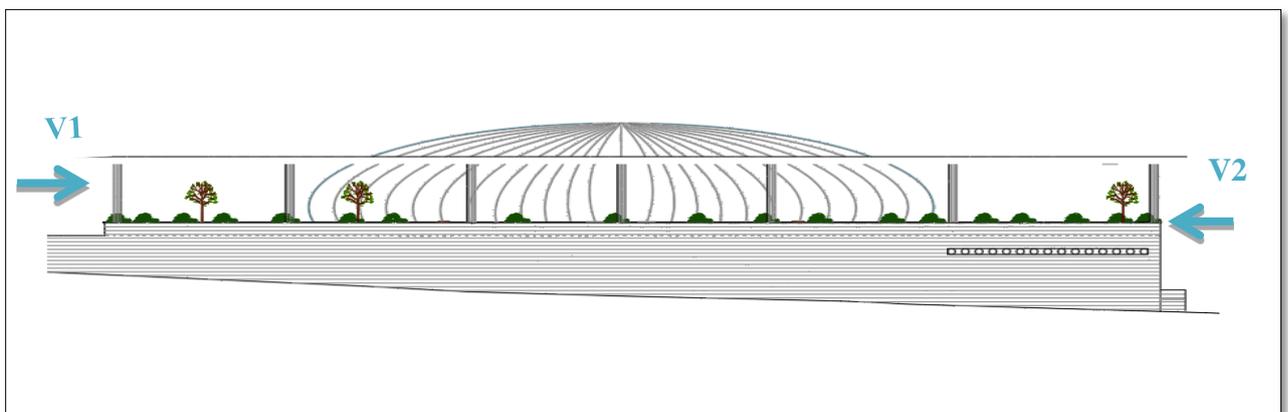
Les pressions exercées par le vent sur les surfaces sont déterminées par de nombreux facteurs:

- De la région.
- Du terrain d'implantation (site).
- De la hauteur de la structure.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité é de la construction.

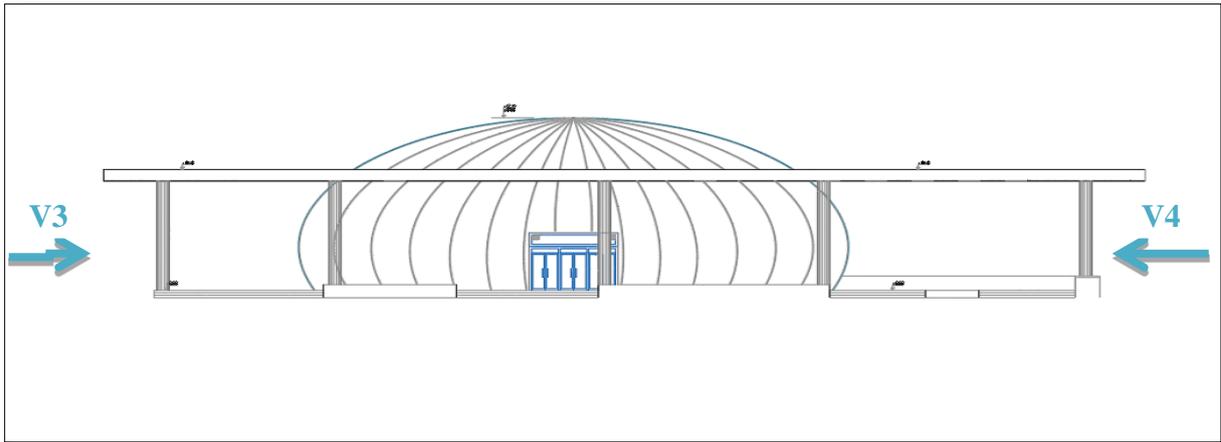
Selon le règlement « neige et vent (**RNV99**) », le calcul doit être effectué séparément pour chaque une des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, 2 cas sont envisagés et à prendre en compte:

- Vent sur la façade principale.
- Vent sur façade secondaire.



**Figure 2.1 :** Vent sur façade principale et secondaire



**Figure 2.2:** Vent sur façade latérale nord et sud

## 2.2 Coefficient de calcul :

### 2.2.1 Caractéristiques géométriques de la tribune :

Sens V1 du vent:  $h=12\text{ m}$  ;  $b=50\text{ m}$

Sens V2 du vent:  $h=12\text{ m}$  ;  $b=31\text{ m}$

#### a) Effet de la région :

Notre structure est utilisée dans **la zone I** (wilaya de **TIPAZA** commune de **KOLEA**), dont la pression de référence est donnée par le **tableau 2- du RNV 2013 (chapitre II) :  $q_{réf}=375\text{ N/m}^2$** .

#### b) Effet de site :

La structure sera implantée sur un terrain de catégorie III d'où :

Le facteur de terrain  $K_T=0,215$

Le paramètre de rugosité  $Z_0=0,3$

La hauteur minimal  $Z_{min}=5$

$\varepsilon = 0,61$

} (tableau 2-4 chapitre II RNV2013)

#### C) Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographie  $C_t(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellements isolés.[1]

D'où le site est plat, le coefficient de topographie  $C_t = 1. \emptyset < 0,05$  (article 2.4.5.2 chapitre II RNV2013).

**d) Détermination du coefficient dynamique  $C_d$  :**

La valeur de coefficient dynamique  $C_d$  pour la structure métallique est donnée par le paragraphe suivant :

**❖ Valeur simplifiée :**

Une valeur conservatrice de  $C_d=1$  peut être considérée dans les cas suivant :

- Bâtiments, dont la hauteur est inférieure à 15m.
- Eléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à  $5H_z$ .
- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.
- Cheminée à section transversale circulaire dont la hauteur est inférieure à 60m et à 6.5 fois le diamètre. .[1]

Puisque notre structure à une hauteur de 12m, celui-ci est inférieure à 4 fois la largeur ou la longueur du bâtiment donc .on prend  $C_d =1$ (§3.2 chapitre III RNV2013).

**2.2.2 Détermination de la pression dynamique q dyn :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure .la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le mètre couple en éléments de surface j horizontaux.

Les constructions dont la hauteur totale est inférieure ou égale à 10m doivent être considérées comme un tout (un seul élément j) .[1] (**Chapitre II§3-1-1 RNV99**).

Notre structure à une hauteur  $h=9m$  qui est inférieure à 10m.donc elle doit être considérée comme un seul élément  $j=1$ .

La pression de vent est calculée au centre de chaque surface verticale, et à la hauteur totale du bâtiment pour la toiture.

**2.2.3 Détermination de coefficient de rugosité  $C_r$  :**

Le coefficient de rugosité est donné en fonction de la hauteur et de site comme suit :

$$\left[ \begin{array}{l} C_r(z)=K_t \times \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m \quad (\text{\S}2.4.4 \text{ chapitre II RNV2013}) \\ C_r(z)=K_t \times \ln \left( \frac{z_{min}}{z_0} \right) \quad \text{pour } z \leq z_{min} \end{array} \right.$$

$K_t$  : Coefficient de terrain ( $K_t =0,215$ ).

$Z$  : hauteur considérée.

$Z_0$  (m) : paramètre de rugosité ( $Z_0 =0,3$ ).

Dans notre cas la hauteur de la paroi verticale est supérieure à  $z_{min}$

$$C_r (Z_{paroi}) = 0,79$$

$$C_r (Z_{toiture})=0,73$$

### 2.2.4 Détermination des coefficients d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(Z)$  est donné par la formule suivant :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \quad (\text{§2.4.2 chapitre II RNV 2013})$$

$C_t$  : Coefficient de topographie ( $C_t = 1$ ).

$K_t$  : Coefficient de terrain ( $K_t = 0,215$ ).

$C_r(z)$  : coefficient de rugosité.

$Z$  : hauteur considérée.

D'où

$$C_{e \text{ paroi}} = 2,109.$$

$$C_{e \text{ toiture}} = 2,02.$$

### 2.2.5 Valeur de la pression dynamique :

La pression dynamique  $q_{dyn}(z)$  est donnée par la formule **2.1 du chapitre 2 du RNV 2013** comme suit :

$$q_{dyn}(z) = q_{ref} \times C_e(z) \quad (\text{N/m}^2)$$

$q_{dyn}(\text{N/m}^2)$  : Pression dynamique de référence.

$C_e$  : Coefficient d'exposition de vent.

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2. \quad (\text{Tableau 2.2 chapitre II RNV2013})$$

$$q_{dyn \text{ paroi}} = 375 \cdot 2,109 = 790,87 \text{ N/m}^2.$$

$$q_{dyn \text{ toiture}} = 375 \cdot 2,025 = 759,37 \text{ N/m}^2.$$

## 2.3 Calcule des pressions sur les parois :

### 2.3.1 Vents sur façade principale (direction V1) :

#### a) Coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ :

##### ❖ Paroi verticale :

Dans notre cas :

La hauteur de la paroi verticale est de 3m

##### ❖ X- direction :

Les charges du vent transmises par les façades ventilé ou le mur en panneaux composite sous forme de charges circulaire à cylindrique en respectant l'article (**EN 1991-1-4:2005, section 7.9**), la pression du vent sont déterminer selon l'angle de rotation ( $\alpha$ ), coefficient de pression (**C<sub>p</sub>**) et le vent exercé sur les pannes (**W<sub>x</sub>**) sont illustrés ci-dessous.

Les charges du vent appliqué sur la ferme en anneau sont modélisées sous forme d'une charge linéairement réparti sur la membrure supérieure et inférieure de cette dernière. [2]

$$Re = \frac{b \cdot V(Ze)}{\nu}$$

**b** : le diamètre

$\nu$  : la viscosité cinématique de l'air ( $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ M}^2/\text{s}$ )

$V(Ze)$  : la vitesse de référence du vent (m/s)

Dans notre cas :

B=50m ; V (ze)=25m/s ; h= 12m.

D'où :  $Re=8,33 \cdot 10^7$

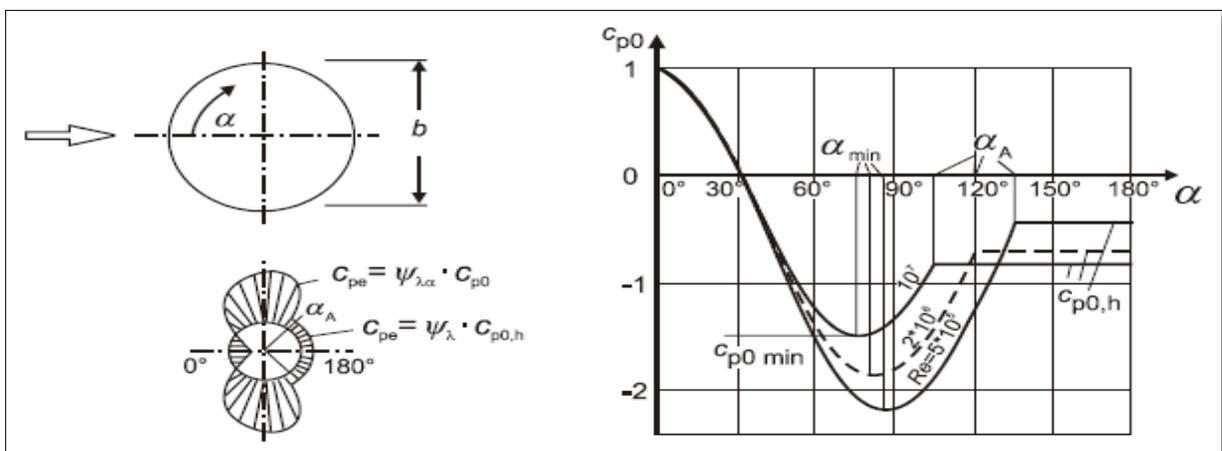
D'où à partir de figure 5.11 R.N.V 2013 chapitre 5 , figure 7.27 et tableau 7.12 de L'EC1-4 vent on obtenue le tableau suivant.

**Tableau 2.1:** Valeurs caractéristiques relatives à la répartition de la pression

Sur les cylindres à base circulaire pour différents nombres de Reynolds

Et sans effet d'extrémités

Re	$\alpha_{min}$	$\alpha_A$	$b \times \sqrt{qp}$
$10^7$	75	105	130



**Figure2. 3:** Répartition de la pression sur les cylindres à base circulaire, Pour différents nombres de Reynolds et sans effet d'extrémités.

✓ Calcul  $C_{pe}$  :

$$C_{pe} = C_{p0} \cdot \psi_{\lambda\alpha}$$

Déterminer l'élancement effectif  $\lambda$  selon tableau 7.16 de l'Eurocode 01 :

On a:  $\left\{ \begin{array}{l} L=12 \\ B=50 \end{array} \right.$  Donc  $\lambda=70$

Déterminer le taux de remplissage  $\varphi$  suivant l'Eurocode :

$$\varphi = \frac{A}{Ac}$$

A : la somme des aires projetée des éléments des structures.

Ac : l'aire de la surface circonscrite à la structure  $Ac = \ell \cdot b$

A : 500m<sup>2</sup>.

Ac= 12x 50 = 600m<sup>2</sup>.

$$\varphi = \frac{A}{Ac} = \frac{500}{600} = 0.83$$

➡  $\varphi = 0.83$

Avec projection de graphe en trouve  $\psi_\lambda$  :

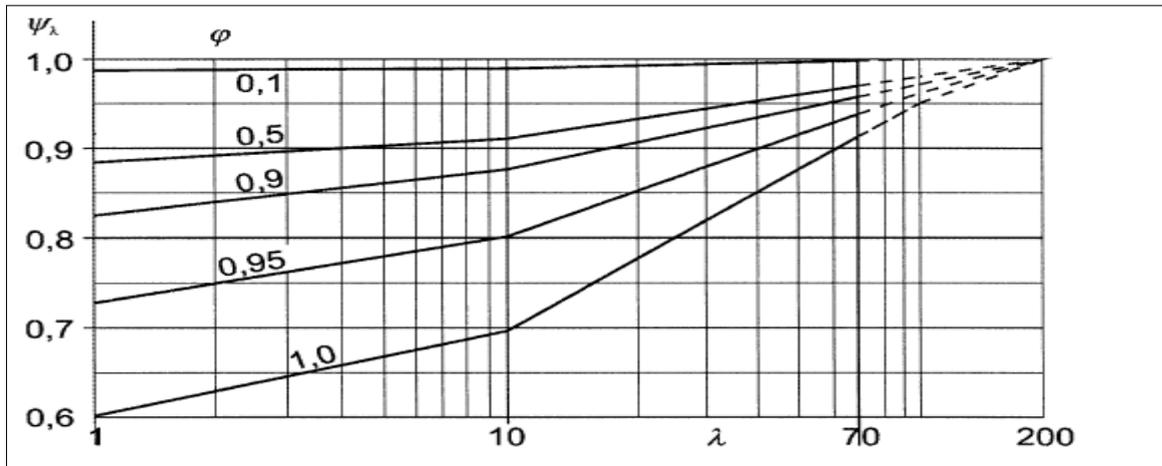


Figure 2.4: Valeurs indicatives du facteur d'effet d'extrémités  $\psi_\lambda$

En fonction du taux de remplissage  $u$  et de l'élanement  $\lambda$

➡  $\psi_\lambda = 0,96$

Alors :

De  $0^\circ$  à  $100^\circ$   $\psi_{\lambda\alpha} = 1$ .

De  $105^\circ$  à  $180^\circ$   $\psi_{\lambda\alpha} = 0,96$ .

**b) Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  bâtiments sans cloisons intérieure (hall Industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNVA 99 en fonction de l'indice De perméabilité  $\mu_p$ .

Avec :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ des ouvertures totale}} = \frac{8.56}{30.1} = 0.28 \approx 0.3$$

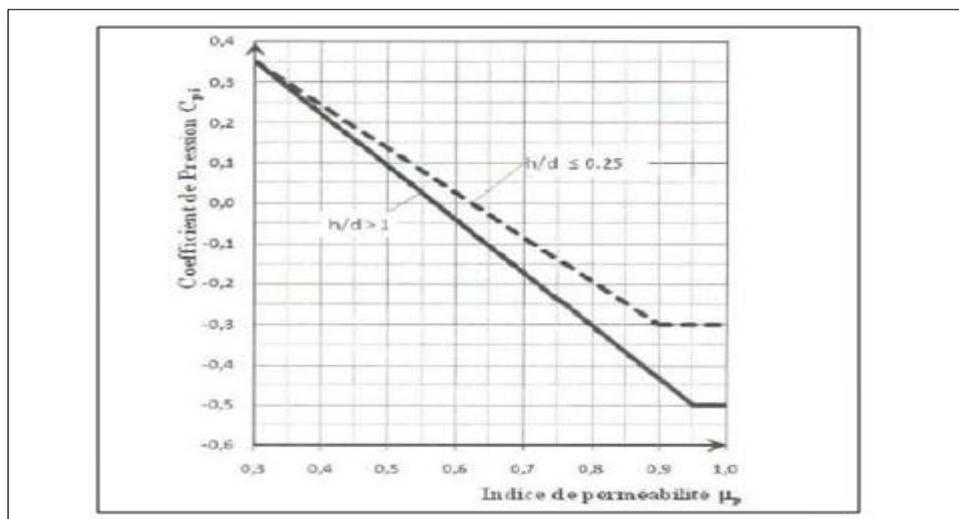


Figure 2.5: Coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  applicables Pour des ouvertures uniformément répartie

Avec interpolation linéaire en troue

$$\longrightarrow C_{pi} = 0.35$$

On prendre la valeur de  $C_{p0}$  à partir de tableau 5.6 chapitre 5 R.N.V 2013 la troisième colonne .

La valeur de  $C_{pe}$  est donnée comme suit :

$$C_{pe} = C_{p0} \cdot \psi_{\lambda\alpha}$$

De  $0^\circ$  à  $100^\circ$   $\psi_{\lambda\alpha} = 1$ .

$$C_{pe} = 0,8 \times 1 = 0,8$$

De  $105^\circ$  à  $180^\circ$   $\psi_{\lambda\alpha} = 0,96$ .

$$C_{pe} = -0,8 \times 0,96 = -0,768$$

✓ Calcule le W de la paroi verticale sens X :

$$W = qd \times [ C_{pe} - C_{pi} ] = 0,790 \times [ 0,8 - 0,35 ] = 0,355 \text{ KN/m}$$

$$W = qd \times [ C_{pe} - C_{pi} ] = 0,790 \times [ -0,768 - 0,35 ] = - 0,884 \text{ KN/m}$$

Finalement en résumer les résultats avec un tableau suivant :

Tableau 2.2: Pression de vent sur la paroi verticale V1

ZONE	$\alpha$	Cp0	W (KN/m <sup>2</sup> )
ZONE A	0	1	0,514
ZONE B	10	0,8	0,355
ZONE C	20	0,5	0,118
ZONE D	30	0,1	-0,197
ZONE E	40	-0,4	-0,593
ZONE F	50	-0,8	-0,909
ZONE G	60	-1,2	-1,225
ZONE H	70	-1,45	-1,423
ZONE I	75	-1,5	-1,463
ZONE J	80	-1,5	-1,463
ZONE K	85	-1,45	-1,423
ZONE L	90	-1,35	-1,344
ZONE M	100	-1	-1,067
ZONE N	105	-0,768	-0,884
ZONE O	110	-0,768	-0,884
ZONE P	120	-0,768	-0,884
ZONE Q	150	-0,768	-0,884
ZONE R	160	-0,768	-0,884

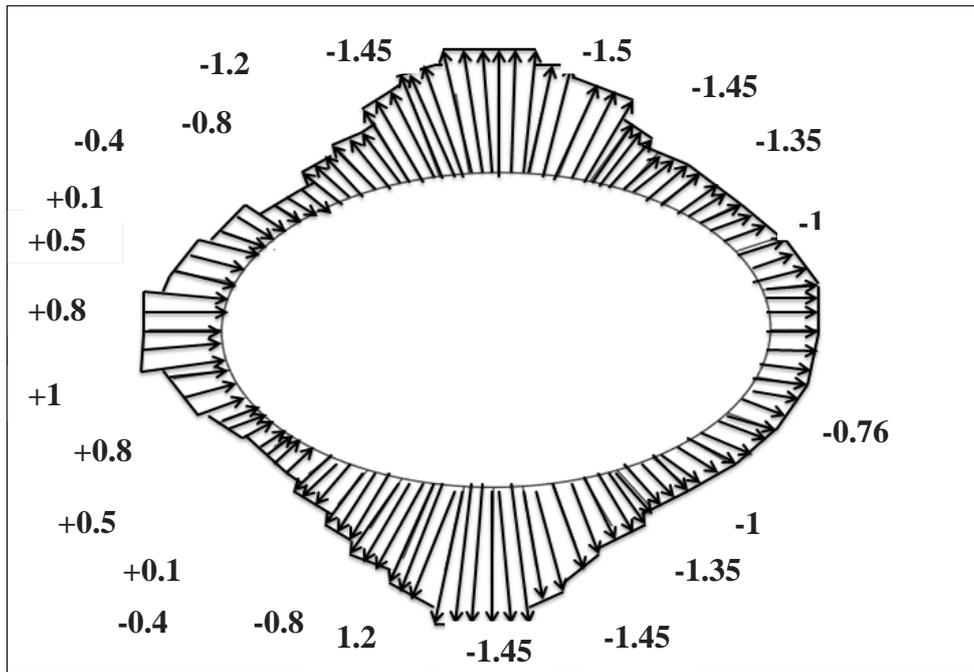


Figure 2. 6: La distribution de Cp

2.4 Calcule des pressions sur toiture :

La pression du vent de la toiture a été calculée selon l'article (EN1991-1-4 :2005, section 7.2.8), le coefficient de pression ( $C_{pe10}$ ), pression de la vitesse du vent ( $W_e$ ) et la pression de vent sur les pannes ( $W_x$ ) sont illustre comme suit : .[2]

on a :

$h = 12m ; d = 50 m ; f = 9 m ;$

$h/d = 0,24 ; f/d = 0,18$

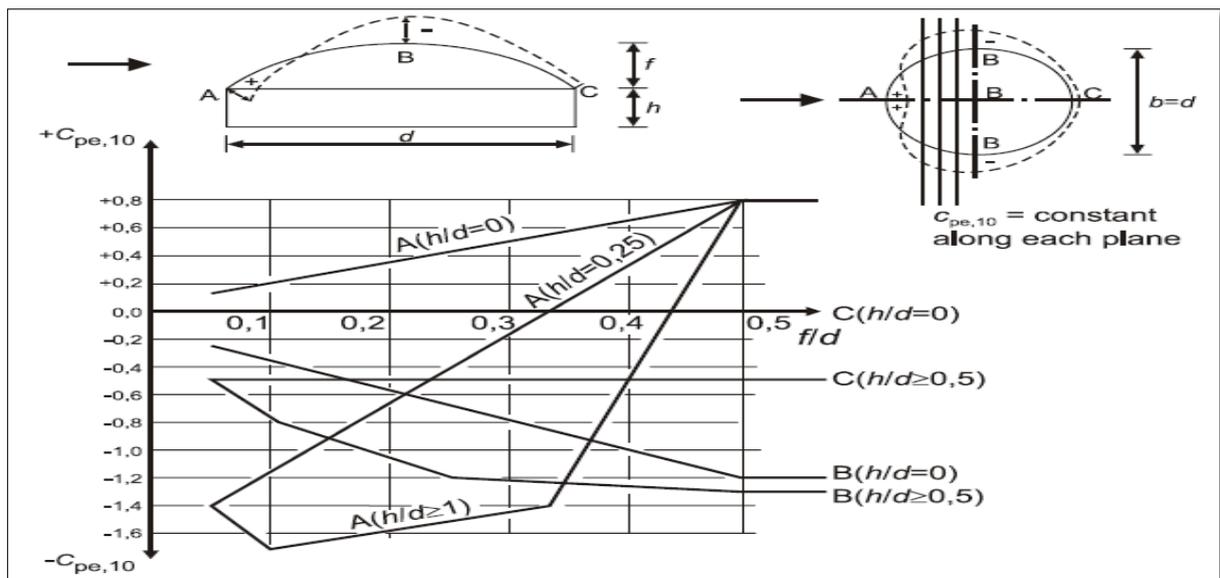
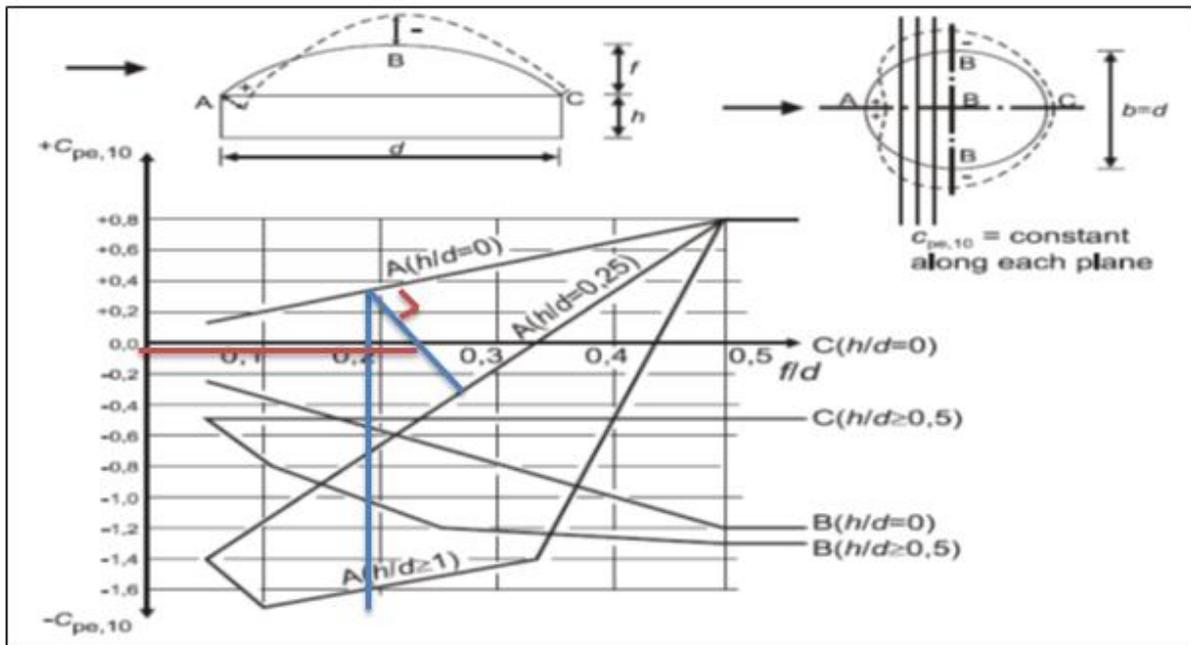


Figure 2.7: Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure cpe10 pour les dômes à base circulaire

Avec interpolation linéaire en trouve les resultat de  $C_{pe10}$  suivant :



**Figure 2.8 :** figure qui explique l'interpolation de de pression extérieure  $cpe10$  pour les dômes à base circulaire

✓ **Determiner  $We$  (KPa) de la toiture en sens X :**

$$We = C_{pe10} \times qd$$

$$We = -0,05 \times 0,759 = -0,037\text{KPa}$$

✓ **Determiner  $Wx$  (KN/m) de la toiture en sens X :**

$$Wx = qd \times [ C_{pe} - C_{pi} ] = 0,759 \times [ -0,05 -0,35 ] = -0,303 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau 2.3:** Pression de vent sur la toiture

Zone	$C_{pe10}$	$We$ (KPa)	$Wx$ (KN/m <sup>2</sup> )
A	-0.05	-0.037	-0.303
B	-0.89	-0.676	-0.942
C	-0.61	-0.463	-0.729

**2.5 Calcule des pressions sur les parois :**

**2.5.1 Vent sur façade secondaire (direction V2) :**

**a) Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

❖ **Paroi verticale :**

❖ Direction Y :

$$Re = \frac{b \cdot V(z_e)}{v}$$

Dans notre cas :

B=31m ; V (ze)=25m/s ; d=12m .

D'où : **Re=5,16. 10<sup>7</sup>**

**Tableau 2.4:** Valeurs caractéristiques relatives à la répartition de la pression

Sur les cylindres à base circulaire pour différents nombres de Reynolds

Et sans effet d'extrémités

Re	$\alpha$ min	$\alpha$ A	$b \times \sqrt{qp}$
10 <sup>7</sup>	75	105	130

On a la même valeur de coefficient de  $\lambda$  ;  $\varphi$  ;  $\psi_\lambda$  sauf le  $C_{pi}$  qui va changer a cause des ouverture c'est pas la même que l'autre direction .

$\lambda=70$  ;  $\varphi = 0,83$  ;  $\psi_\lambda = 0,96$  ;

A : 310,37m<sup>2</sup>.

Ac= 12× 31= 372m<sup>2</sup>.

$$\varphi = \frac{A}{Ac} = \frac{310,37}{372} = 0.83$$

**b) Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ des ouvertures totale}} = \frac{16.3}{30.1} = 0.53$$

Avec interpolation linéaire en trouve

**$C_{pi} = 0.07$**

Finalement en résumer les résultats avec un tableau suivant :

**Tableau 2.5:** Pression de vent sur la paroi verticale V2

	$\alpha$	Cp0	W(KN/m <sup>2</sup> )
<b>ZONE A</b>	0	1	0,735
<b>ZONE B</b>	10	0,8	0,577
<b>ZONE C</b>	20	0,5	0,340
<b>ZONE D</b>	30	0,1	0,024
<b>ZONE F</b>	40	-0,4	-0,372
<b>ZONE G</b>	50	-0,8	-0,688
<b>ZONE H</b>	60	-1,2	-1 ,004
<b>ZONE I</b>	70	-1,45	-1,202
<b>ZONE J</b>	75	-1,5	-1,242
<b>ZONE K</b>	80	-1,5	-1,242
<b>ZONE L</b>	85	-1,45	-1,202
<b>ZONE M</b>	90	-1,35	-1,123
<b>ZONE N</b>	100	-1	-0,846

<b>ZONE O</b>	105	-0,768	-0,622
<b>ZONE P</b>	110	-0,768	-0,622
<b>ZONE Q</b>	120	-0,768	-0,622
<b>ZONE R</b>	150	-0,768	-0,622
<b>ZONE S</b>	160	-0,768	-0,622

**2.6 Calcule des pressions sur toiture :**

Avec in terpolation linéaire en trouve les resultat de  $C_{pe10}$  suivant :

à partire de la figure 7.12 de L' EC 1- 4 vent et 5.13 de R.N.V 2013 on obtenu  $C_{pe10}$  :

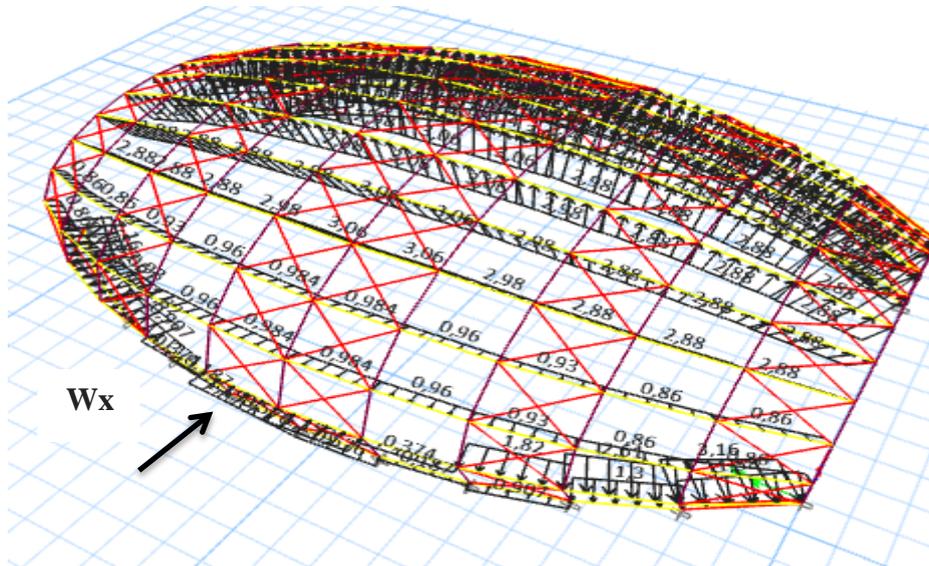
on a :

$h = 12m ; d = 31 m ; f = 9 m ;$

$h/d = 0,38 ; f/d = 0,29$

**Tableau 2.6:** Pression de vent sur la toiture

Zone	$C_{pe10}$	We (KPa)	Wy (KN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	-1,32	-1,002	-1,055
<b>B</b>	-0,98	-0,744	-0,797
<b>c</b>	-0,21	-0,159	-0,212



**Figure 2.9:** Charge du vent, x-direction (Wx)

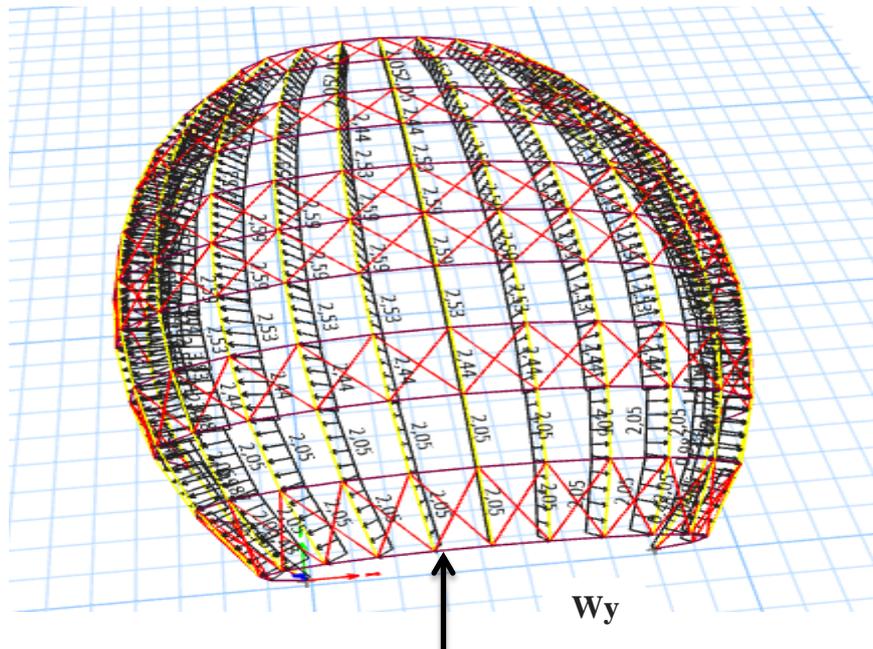


Figure 2.10: Charge du vent global, y-direction (Wy)

### B-ACTION DE LA NEIGE:

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

$$S = \mu S_k \quad (\text{\S 3.1.1 chapitre I RNV 2013})$$

$S_k$  (KN/m<sup>2</sup>): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement **RNVA 2013** dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige. [1]

Alors : pour la zone B

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

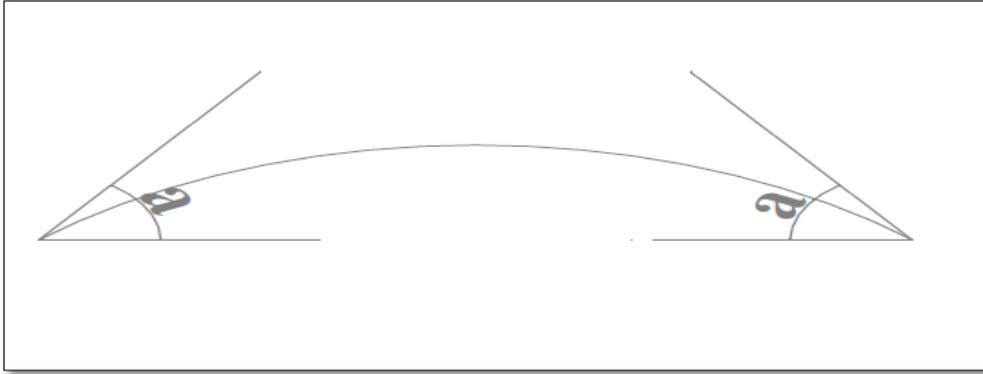
Comme la structure sera implantée à **TIPAZA**, celle-ci est classée dans la zone B selon **RNVA 2013**. Au niveau de mer  $H=230$  m.

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} = 0,19 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

### 2.1 Neige sur toiture :

Dans notre projet la toiture à une forme d'une coupole qui a deux pentes égales, le calcul des Coefficients de forme se fait comme suite :



**Figure 2.11:** Représentation du versant de la toiture

On a  $\beta < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.2 + 10 \frac{h}{b} \quad (\text{\S 6.3 chapitre I RNV2013})$$

**h** : est la hauteur de naissance de la coupole jusqu' à son sommet ( $h=9\text{m}$ )

**b** : est la longueur total de la toiture ( $b=28.04\text{m}$ )

$$\mu_2 = 0.2 + (10 \times 9) / 28.04 = 3.4$$

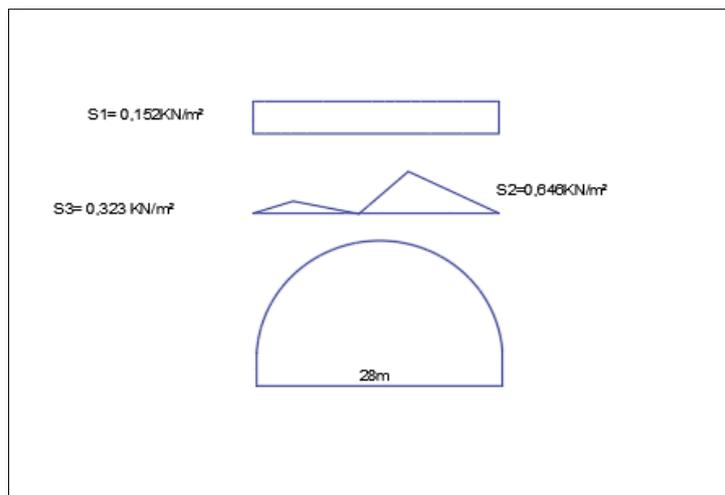
$$\mu_3 = 0.5 \times 3.4 = 1.7$$

Donc :

$$S_1 = \mu_1 \cdot SK = 0.152 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot SK = 0.646 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot SK = 0.323 \text{ KN/m}^2.$$



**Figure 2.12:** Surcharge de la neige sur la toiture

### C- ETUDE DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE :

Selon le **CCM97** article **2.2.3.1** (actions de la variation de la température climatique), on

Adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au nord de l'Algérie (climat tempéré),

Une variation uniforme de température qui est de 35°C à -15°C.

La température de montage est prise égale à 20°C

Donc le gradient de température est

$$\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}.$$

$$\Delta T_2 = 15 + 20 = 35^\circ\text{C}.$$

$$\Delta T = \max (\Delta T_1, \Delta T_2) = 35^\circ\text{C}$$

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au

Moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre +10°C et +25°C) et les

Températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation

Thermique  $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

### **CONCLUSION :**

Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismique, pour prendre le cas le plus défavorable en vue.

*Chapitre 3 :*  
*Pré-dimensionnement*

### 3.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs et secondaire de notre structure (panes, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par la toiture aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré-dimensionnement des éléments sont déterminés.

### 3.2 VALEURS LIMITES DES FLECHES :

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

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

**Tableau 3.4:** Les valeurs limites de flèches verticales.

Conditions	$\delta_v^{\max}$	la flèche dans l'état final)
Toitures en général		<b>L/200</b>
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien		<b>L/250</b>
Planchers en général		<b>L/250</b>
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides		<b>L/250</b>
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)		<b>L/400</b>

### 3.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS:

#### 3.3.1 Les pannes :

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

##### ➤ les liernes de pannes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres ou de petites cornières. Leur rôle principale est d'éviter la déformation latérale des pannes. Les liernes sont considérées comme des appuis intermédiaires dans le plan des versants (plan y-y).

➤ Dimensionnement des liernes :

Par supposition :

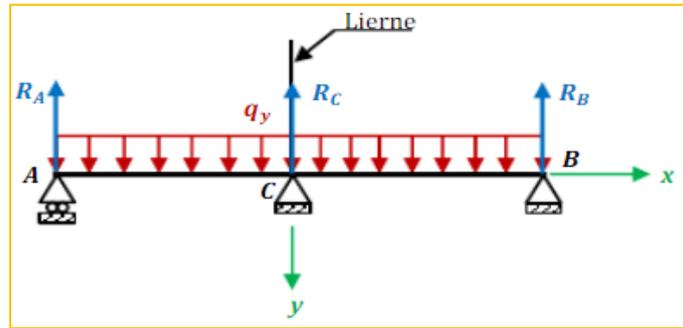


Figure 3.1: Schéma statique du calcul des liernes.

On prend  $\phi = 10 \text{ mm}$

a) Détermination des sollicitations :

▪ Charge permanente :

- Poids de la couverture .....  $G_b = 0,45 \text{ KN/m}^2$

G : Poids propre de couverture de produit RIVERCLACK

▪ Charge d'exploitation : (entretien) :

Charge d'exploitation  $Q = 0,4 \text{ kn/m}^2$  (Toiture de catégorie H, NF EN 1991-1-1. Tableau 6.10), [3]

- avec  $L = 4 \text{ m}$

▪ Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les pannes est :  $e = 1,50 \text{ m}$ .

- E.L U :

$$q_u = 1,35 \times G \times e + 1,5 \times Q$$

$$q_u = 1,35 \times [(0,45 \times 1,5) + 1,5 \times (0,4 \times 1,5)] \Rightarrow q_u = 1,81 \text{ KN/ml.}$$

- E.L S:

$$q_{ser} = G_b \times e + Q$$

$$q_{ser} = 0,45 \times 1,5 + 0,4 \times 1,5 \Rightarrow q_{ser} = 1,3 \text{ KN/ml.}$$

b) Principe de dimensionnement :

On utilise pour cela la formule de la vérification à la rigidité :

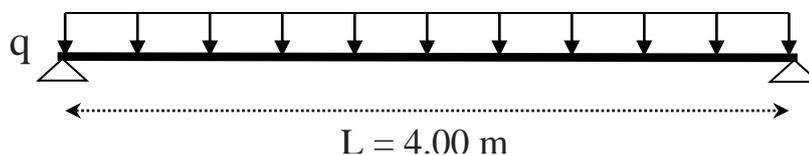


Figure 3. 9: Schéma statique de la Panne la plus sollicité

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{\max} < F_{adm} \\ F_{adm} = \frac{L}{200} = 20 \text{ mm, avec } L = 4000 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times Q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y}, \quad E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times F_{adm}} \longrightarrow I_y > 1067460,32 \text{ mm}^4$$

$I_y > 106,74 \text{ Cm}^4 \longrightarrow$  On prend : IPE140 de classe 1

Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 140 :

**Tableau 3.2:** Caractéristiques du profilé

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE140</b>	12.9	16.4	140	73	6.9	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.65

**c) Vérifications des pannes:**

➤ **Vérification de la flexion dévie :**

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

$$\left( \frac{M_y \cdot s_d}{M_{ny} \cdot r_d} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z \cdot s_d}{M_{nz} \cdot r_d} \right)^\beta \leq 1$$

$M_{sd}$ : Le moment fléchissant de la section.

$M_{plrd}$ : Moment résistant plastique développé par profile d'acier.

$f_y$  : Limite élastique de l'acier.

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1,81 \times 4^2}{8} = 3,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{mo}} = \frac{275 \times 88,34 \times 10^{-3}}{1,1} = 22,08 \text{ Kn.m} \quad \Rightarrow \text{Condition verifier}$$

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

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

$V_{sd}$  : Effort tranchant calculé à l'ELU.

$V_{plRd}$  : Effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : Section de l'âme cisillée.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \longrightarrow A_v = 764 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \cdot 764 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1} \Rightarrow V_{plRd} = 121,3 \text{ KN}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :**

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1,81 \times 4}{2} = 3,62 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 3,832 \text{ KN} < V_{plRd} = 121,3 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plRd} = 60,65 \text{ KN}$$

⇒ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

✓ **Classification de la section :**

● **Classification de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 0,85 \Rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{73/2}{6,9} = 5,28 < 8,5 \Rightarrow \text{Semelle e classe I}$$

● **Classification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 63,75 \Rightarrow \text{Ame de classe I}$$

**Section globale de classe 1.**

➤ **Vérification du déversement :**

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{brd}$

$K=1$  : (bi appuyé);

$K_w=1$  (aucun dispositif n'est mis pour empêcher le gauchissement)

$C1=1,132$  : (tiré du tableau → poutre bi appuyé et  $k=1$ ) ;

$\beta_w=1$  : (classe 1)

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \times \sqrt{C1}}$$

$$\lambda_{LT} = 97,53$$

$$\lambda_{LT}^{\equiv} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{(275/f_y)}$$

$$\lambda_{LT}^{\equiv} = 1,65 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT}^{\equiv} - 0,2)) + \lambda_{LT}^{\equiv}$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profils lamines

$$\phi_{LT} = 1,851$$

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

$$\chi_{LT} = 0,3$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{sd} = 3,832 \text{ KNm} < M_{brd} = 10,22 \text{ KNm} \Rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

### 3.3.2 Les poutres:

Les poutres sont des éléments qui doivent reprendre essentiellement des efforts de flexion. Elle reprend les charges concentrées (R) qui représentent les réactions des pannes et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de la toiture sur la longueur de la semelle.

#### a) Détermination des sollicitations :

##### ▪ Charge permanente :

➤ Poids de la couverture .....  $G_b = 0,45 \text{ KN/m}^2$

G : Poids propre de couverture de produit RIVERCLACK

➤ Poids propre de la panne .....  $G_p = 0,129 \text{ KN/m}$

##### ▪ Charge d'exploitation : (entretien) :

➤ On prendre  $0,4 \text{ kN/m}^2$

##### ▪ Combinaisons des charges :

##### - E.L U :

$$q_u = 1,35 \times [G_b \times b + G_p] + 1,5 \times Q \times b$$

$$q_u = 1,35 \times [(0,45 \times 0,073) + 0,129] + 1,5 \times 0,073 \times 0,4 \Rightarrow q_u = 0,328 \text{ KN/ml.}$$

**- E.L S:**

$$q_{ser} = [Gb \times b + Gp] + Q \times b$$

$$q_{ser} = 0,45 \times 0,073 + 0,129 + 0,4 \times 0,073 \Rightarrow q_{ser} = 0,235 \text{ KN/ml.}$$

**b) Principe de dimensionnement :**

On utilise pour cela la formule de la vérification à la rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{max} < F_{adm} \\ F_{adm} = \frac{L}{200} = 180 \text{ mm, avec } L = 4500 \text{ mm (pour poutre coupole)} \end{array} \right.$$

$$F_{max} = \frac{5 \times Q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y}, E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa} \longrightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times F_{adm}}$$

$$I_y > 33194,4 \times 10^4 \text{ mm}^4 \longrightarrow \text{On prend : IPE500 de classe 1}$$

- Caractéristiques de poutre utilisée IPE 500 :

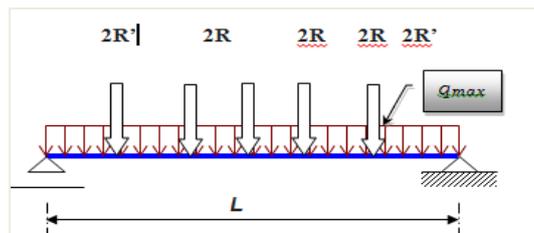
**Tableau 3.3 :** Caractéristiques du profilé

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE500</b>	90.7	116	500	200	16	541.2	44.92	2194	335.9	20.43	4.31

**c) Vérifications des poutres:**

Dans notre cas, on a divisé la poutre comme suivant :

$$R_{panne} = \frac{q_{panne} \times L_{panne}}{2} \times 2$$



**Figure 3.3 :** Schéma statique de la poutre.

$$2R = 7.66 \text{ KN}$$

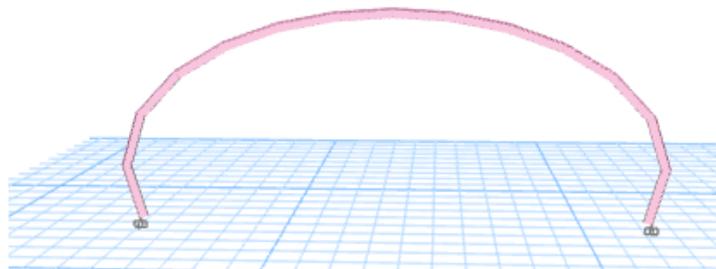
$$2R' = 6.45 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons des charges :**

- **E.L U :**

$$q_u = 1,35 \times g \times l \text{ pannes} + (1,35 \times G_p) + 1,5 \times Q_c \times 0,4$$

$$q_u = 1,35 \times [(0,45 \times 4) + 0,907] + 1,5 \times 0,4 \times 4 \Rightarrow q_u = 9,38 \text{ KN/ml.}$$



**Figure3. 4 :** Vu 3D de la poutre plus sollicité

- **E.L S :**

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

$$q_{ser} = 0,907 + (0,45 \times 4) + 1 \times 4$$

$$q_{ser} = 6,707 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification de la flexion:**

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

à la condition suivante :

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

$M_{sd}$ : Le moment fléchissant de la section.

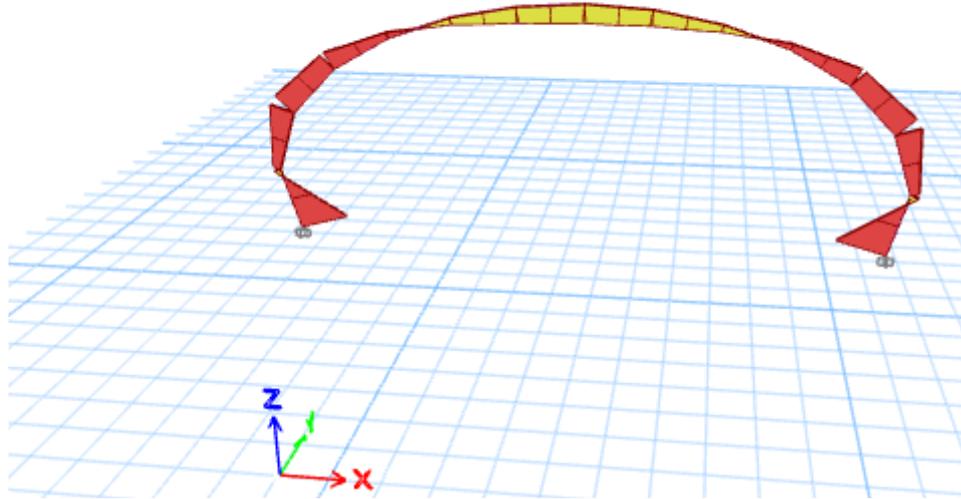
$M_{pld}$ : Moment résistant plastique développé par profile d'acier.

$f_y$ : Limite élastique de l'acier.

La valeur maximale du moment est :

$$M_{max} = 176,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{275 \times 2194 \times 10^{-3}}{1,1} = 548,5 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition verifier}$$



**Figure3. 5:** Diagramme de moment fléchissant sur la poutre coupole

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

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

$V_{sd}$  : Effort tranchant calculé à l'ELU.

$V_{plRd}$  : Effort tranchant de plastification de la section.

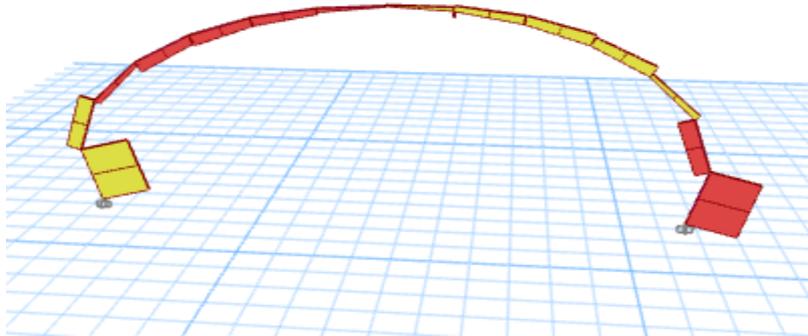
$A_v$  : Section de l'âme cisillée.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \longrightarrow A_v = 5987 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \cdot 5987 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1} \Rightarrow V_{plRd} = 950,5 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 55,46 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 55,46 \text{ KN} < V_{plRd} = 950,5 \Rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$



**Figure3. 6:** Diagramme de l'effort tranchant sur la poutre coupole

$$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 475,28KN$$

⇒ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

✓ **Classification de la section :**

• **Classification de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{(275/f_y)} \Rightarrow \varepsilon = 0,85 \Rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{200/2}{16} = 6,25 < 8,5 \Rightarrow \text{Semelle e classe I}$$

• **Classification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{426}{10,2} = 41,76 < 61,2 \Rightarrow \text{Ame de classe I}$$

**Section globale de classe 1.**

➤ **Vérification du déversement :**

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{brd}$

$K=1$  : (bi appuyé);

$K_w=1$  (aucun dispositif n'est mis pour empêcher le gauchissement)

$C1=1,132$  : (tiré du tableau → poutre bi appuyé et  $k=1$ ) ;

$\beta_w=1$  : (classe 1)

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0,25} \times \sqrt{C1}}$$

$$\lambda_{LT} = 138,04$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91\epsilon \text{ et } \epsilon = \sqrt{(275/f_y)}$$

$$\lambda_{LT} = 1,59 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0,2)) + \lambda_{LT}^2$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profils lamines}$$

$$\phi_{LT} = 1,91$$

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

$$\chi_{LT} = 0,33$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{sd} = 176,44 \text{KNm} < M_{brd} = 181,01 \text{KNm} \Rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

➤ **Vérification de La flèche :**

$$F_{max} < F_{adm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times Q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_{max} = 1,1 \text{mm} < F_{adm} = 18 \text{mm}$$



La condition est vérifiée

*Chapitre 4:*  
*Etude dynamique et sismique*

#### 4.1 INTRODUCTION :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tous moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismique essentiellement horizontales imposées aux fondations, toutes en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques algériennes **RPA99/version2003**, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du **ETABS V 2018** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

##### ➤ **Choix de la méthode de calcul :**

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

##### ➤ **La méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamental.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. [4]

#### 4.2 LA METHODE 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. Elle réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit au moins égale 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

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

➤ **Analyse spectrale:**

• **Utilisation des spectres de réponse :**

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est en fonction de l'amortissement ( $\xi$ ) et de la pulsation naturelle( $\omega$ )

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(Formule (4.13) RPA 2003)}$$

g : accélération de la pesanteur, (9,81N).

**A:** Coefficient d'accélération de zone.

**R :** coefficient de comportement global de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> :** Période caractéristique associée au site.

**Q:**Facteur de qualité.

**η:** Facteur de correction d'amortissement.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

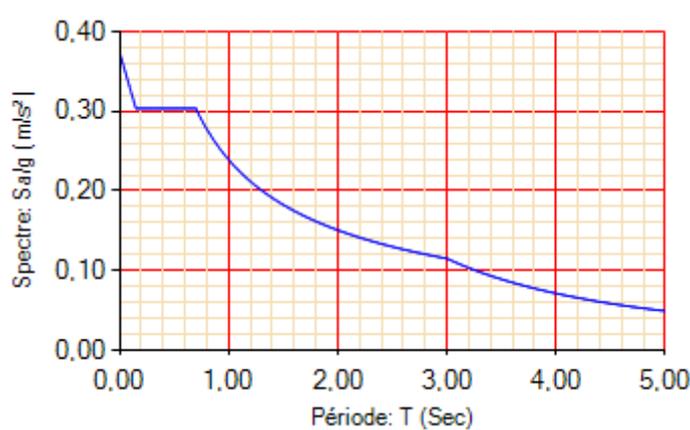


Figure 4.1: Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y

➤ **Classification de l'ouvrage :**

L'ouvrage représente une salle de conférence à usage salle de classe.  
 Il est considéré comme ouvrage de grande importance, group 1B,  
 Le site est. très meuble donc il est classé en catégorie S4.

**4.3 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales selon la formule :

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

AVEC :

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau (4.1) de RPA 99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

- ✓ Sismicité élevé (zone **III**) (RPA 99 / v 2003, 3.1 et Fig 3.1)
- ✓ Un Groupe d'usage **1B**.

} **A:0.3**

**D**: facteur amplification dynamique moyen, fonction de la categorie du site, du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Equ 4.2: art4.2.3 -RPA99/2003

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (RPA99/v2003,4.2.3)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$$

Où  $\varepsilon(\%)$  le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi$ : est donnée par le **tableau 4.2 du RPA99**

Nous avons une structure (Portiques- Acier), Donc  $\xi= 4\%$

D'où :  $\eta= 1.08 > 0.7\eta= \mathbf{1.08}$

$T_1$ : Période caractéristique associée au site (**RPA 99 / v 2003, Tableau 4.7**)  $T_1:0.15$

$T_2$ : Période caractéristique associée au site (**RPA 99 / v 2003, Tableau 4.7**)  $T_2:0.70$

### 4.3.1 Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule :

$$T = \text{Min}(T = C_T (h_N)^{3/4}, T = 0,09 \times \frac{hN}{\sqrt{D}} )$$

Avec :

$hN$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$hN = 12 \text{ m}$

$C_T$  : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du **RPA 99/version 2003**( $C_T=0,05$  : contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulées)

AN:

$$T = C_T (h_N)^{3/4} = 0,05(12)^{3/4} \rightarrow T = 0,322s$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule **4.7 du RPA99/version 2003** :

$$T = 0,09 \times \frac{hN}{\sqrt{D}}$$

Où  $D$  est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal** :

$$D_x = 30 \text{ m} \cdot T_x = 0,197s$$

- **Sens longitudinal** :

$$D_y = 50 \text{ m} \cdot T_y = 0,153s$$

$$T = \text{Min}(0,32s, T_x = 0,197s)$$

$$T = \text{Min}(0,32s, T_y = 0,153s)$$

$$\longrightarrow \begin{cases} T_x = 0,197s \\ T_y = 0,153s \end{cases}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D=2,5 \eta= 2,5 \times 1.08= 2,7 \longrightarrow \mathbf{D=2,7}$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

Ossature contreventée par palées triangulée en X donc **R=4**

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en Plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum q$$

Tableau 4.5:Facteur de qualité

Critère «q»	suiwant X	Suiwant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	<b>Qx = 1,2</b>	<b>Qy = 1,2</b>

**W** : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau

Avec :

$$W_i = W G_i + \beta W Q_i$$

**W $G_i$** : poids dû aux Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la Structure.

**W $Q_i$**  : Charge d'exploitation.

**$\beta$**  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**. Dans notre cas :  **$\beta = 0.4$  (salle de class)**

Le poids total est tiré à l'aide du logiciel **ETABS**

$$W = 1531,27 KN$$

➤ **Direction X et Y :**

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = V_y = \frac{0.3 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1531,27 \quad \Rightarrow \quad V_x = V_y = 372,09 KN$$

#### 4.4 RESULTATS DE L'ANALYSE SISMIQUE :

##### 4.4 .1 Modèle initiale :

➤ **Pourcentage de la participation de masse :**

Ce modèle est étudié pour connaître le comportement de la structure vis-à-vis le séisme sans qu'elle ne soit renforcée

Les résultats à partir du fichier **ETABS2018** :

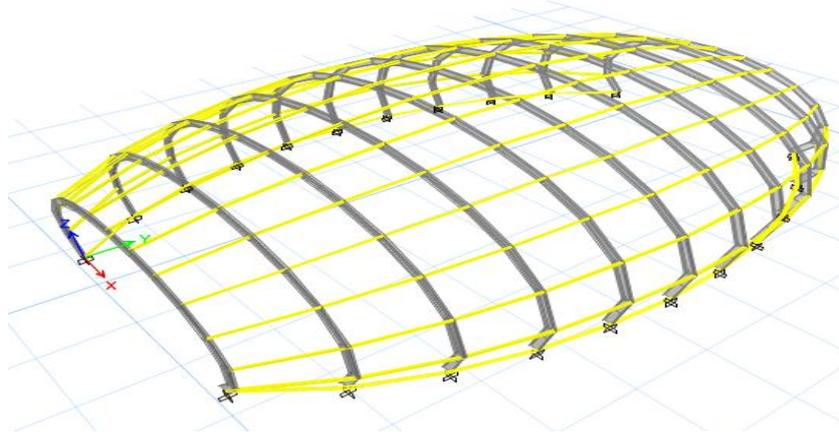


Figure 4.10: Modélisation de la structure en vue 3D.

Tableau 4.2: Les éléments de la structure.

Nom de l'élément	Type
Poutre de coupole	IPE500
panne	IPE140

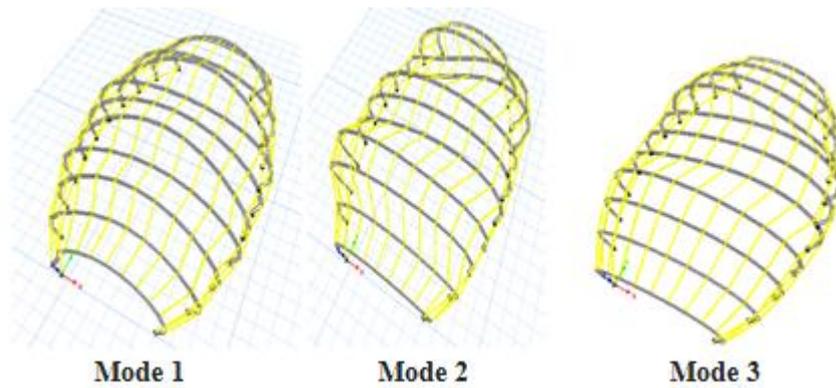
➤ **Constataion :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Tableau 4.3: Les périodes et les facteurs de participation massique pour le modèle initial

Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
sec								
Modal	1	8,697	0	0,6885	0	0	0,6885	0
Modal	2	2,352	0,003	0,0007	0	0	0,6885	0
Modal	3	0,968	5,43E_06	0,1228	0	5,43E_06	0,8113	0
Modal	4	0,516	0	7,763E_07	0	5,43E_06	0,8113	0
Modal	5	0,331	0,043	0,0138	0	0,043	0,8251	0
Modal	6	0,326	1,33 E_05	3,101E_07	0	0,043	0,8523	0
Modal	7	0,319	0,022	0,0272	0	0,065	0,8523	0
Modal	8	0,315	0,2116	0	0	0,2766	0,8523	0
Modal	56	0,031	0,0343	0	0	0,9105	0,9851	0

- Une période fondamentale  $T=8,697s$
- 1er mode une translation suivant Y-Y
- 2émé mode une torsion
- 3émé mode une translation suivant X-X
- La participation massique dépasse le seuil des 90% dans les deux sens à partir de 56ème mode.



**Figure 4.3 :** Déplacement de structure suivant les trois modes

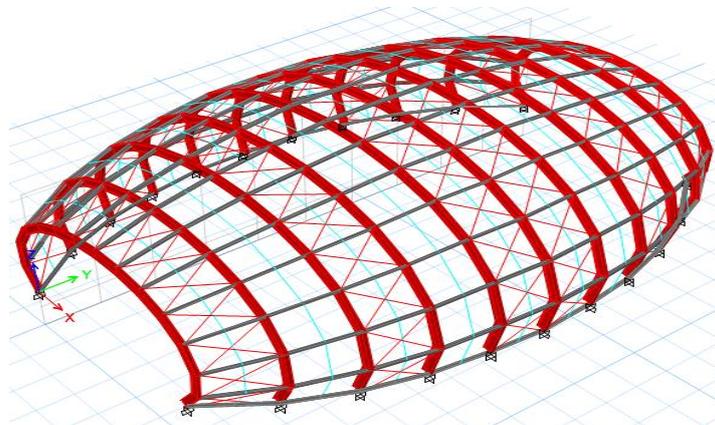
### Interprétations :

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement.

Le RPA99 révision 2003 impose le renforcement de telle structure avec des contreventements en X et en V. La structure est très souple donc on doit augmenter de sa rigidité.

#### 4.4.2 Modèle renforce :

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme dans le Y-Y et dans le sens X-X donc le coefficient de comportement  $R=4$  et augmenter les profile



**Figure 4.4 :** Structure avec palées triangulées en X

**Tableau 4.4:** Les éléments de la structure

Nom de l'élément	Type
Poutre de coupole	IPE550
panne	IPE140
Contreventement	Tige de 20mm

➤ **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

**Tableau 4.5:** Les périodes et les facteurs de participation massique pour le modèle finale

Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	0,503	0,0018	0,6555	0	0,0018	0,6555	0
Modal	2	0,46	0,0041	0,0144	0	0,0059	0,6696	0
Modal	3	0,413	0,0735	0,0019	0	0,0794	0,6696	0
Modal	4	0,404	0,0748	0,0022	0	0,1542	0,6718	0
Modal	5	0,392	0,2316	0,0021	0	0,3858	0,674	0
Modal	6	0,389	1,653 E <sub>-06</sub>	0,0044	0	0,3858	0,6784	0
Modal	7	0,382	0,28722	0,002	0	0,673	0,6804	0
Modal	8	0,338	0,0026	0,0035	0	0,69	0,6858	0
Modal	9	0,329	0,0144	0,0002	0	0,69	0,6859	0
Modal	10	0,317	0,0047	0,0035	0	0,6986	0,686	0
Modal	65	0,032	0,0001	0,0014	0	0,896	0,9001	0
Modal	66	0,031	1,763 E <sub>-05</sub>	0,0001	0	0,9105	0,9003	0

- Une période fondamentale  $T=0,503s$
- 1er mode une translation suivant Y-Y
- 2ème mode une translation suivant X-X
- 3ème mode une torsion
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 65ème mode sens Y et dans les deux sens à partir de 66ème mode.

➤ **Les combinaisons de calcul**

**Notation :**

G : Poids propre de couverture de produit riverclack de poids 0,45 KN /m<sup>2</sup>.

Q : Charge d'exploitation  $Q=0,4kn/m^2$  (Toiture de catégorie H, NF EN 1991-1-1. Tableau 6.10)

S : Action de la neige.

V : Action du vent. ( $V_x$  : Vent de sens X ;  $V_y$  : Vent sens y).

E : Action sismique

- Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 4.6 :** Combinaisons de calcul

Etat limite ultime	Etat limite de service	Accidentelle
1, 35G+1,5Q	G + $V_x$	G + Q + $E_x$
1, 35G+1,5Q+0,9 Sn	G + $V_y$	G + Q - $E_x$
1,35G +1,5Q+ 0,9Sn+0,9VX	G + Q	G + Q + $E_y$
1,35G +1,5Q+0,9Sn+0,9VY	G + Sn	G + Q - $E_y$
1,35G +1,5Sn+ 0,9VX+1,05Q	G + 0,9(Q + S)	0,8G + $E_x$

$1,35G + 1,5S_n + 0,9V_y + 1,05Q$	$G + 0,9(Q + V_x)$	$0,8G + E_x$
$1,35G + 1,5S_n + 1,05Q$	$G + 0,9(Q + V_y)$	$0,8G - E_x$
$1,35G + 1,5W_x + 0,9S_n + 1,05Q$	$G + 0,9(Q + S/2 + V_x)$	$0,8G + E_y$
$1,35G + 1,5Q + 1,05Q$	$G + 0,9(Q + S/2 + V_y)$	$0,8G - E_y$

#### 4.5 VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...)

par la valeur du rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t} \leq 1$

$$W = 1612,44 \text{ KN} \leftrightarrow \text{Sous combinaison } G + 0,4Q$$

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad V_x = V_y = 391,82 \text{ KN}$$

$$V_x = V_y = \frac{0,3 \times 2,7 \times 1,2}{4} \times 1612,44$$

##### 4.5.1 Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après le fichier des résultats de ETABS 2018 on a :

$$\begin{cases} E_x = V_t^x = 311,18 \text{ kN} \\ E_y = V_t^y = 351,06 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau 4.7: Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	V statique (KN)	V dynamique (KN)	0.8 V Statique (KN)	Rapport 0.8Vs / Vd	Observation
Sens X	391,82	311,18	313,45	$0,99 \leq 1$	Vérifier
Sens Y	391,82	351,06	313,45	$0,89 \leq 1$	Vérifier

##### 4.5.2 Vérification des déplacements :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces Sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10). [4]

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = \delta_{ek} \times R$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

**Tableau 4.8:** Déplacement relatif des niveaux

Niveau	Déplacement	
	Sens X (mm)	Sens Y (mm)
Toiture	14.25	35.51

$$\frac{H}{100} = \frac{12000}{100} = 120\text{mm}$$

,H est la hauteur de l'étage

Tous les déplacements sont inférieurs à 120mm, donc ils sont vérifiés.

### CONCLUSION:

D'après l'analyse dynamique de la structure, et la comparaison avec le code algérien on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée en zone de forte sismicité par contre l'effet du vent s'influe plus que le séisme.

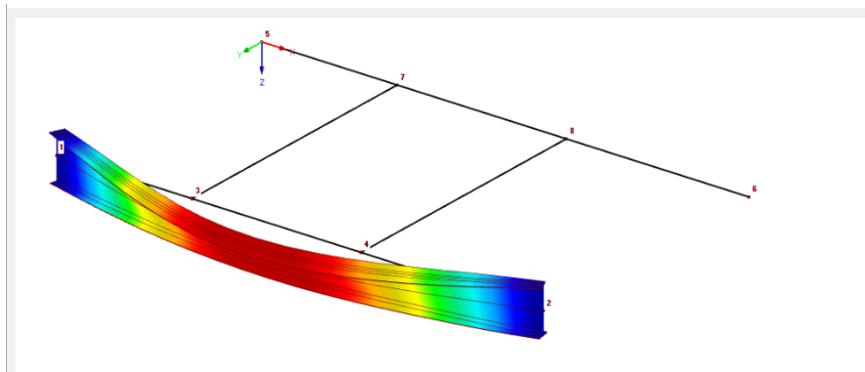
*Chapitre 5:*  
*Vérification des éléments résistance*

## 5.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va vérifier les éléments principaux de notre structure en se basant sur les résultats obtenus des chapitres précédents et aux efforts donnés par le logiciel utilisé (ETABS). En général, les structures métalliques sont constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. La vérification de ses éléments exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, au niveau de la structure et au niveau de chaque élément.

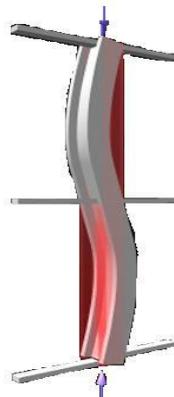
### ➤ Le déversement

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



**Figure 5.1 :** Phénomène du déversement.

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort  $N$  que l'on augmente progressivement, on observe que quand  $N$  atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.



**Figure 5.2 :** Phénomène du flambement

## 5.2 VERIFICATION DES POTEAUX :

### 5.2.1 Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement :

#### a) Procédure de calcul :

Les poteaux sont sollicités en flexion et en compression où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M ( $M_y$  et  $M_z$ ). On se basant sur les vérifications exigées par le règlement **CCM97** sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. [5]

La vérification se fait pour toutes sous les combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q + E
- G+0,8E

On doit combinées les sollicitations dans les cas plus défavorables :

- Une compression maximale ( $N^{\max}$ ) et un moment correspondant ( $M^{\text{corr}}$ ).
- Un moment maximal ( $M^{\max}$ ) et une compression correspondante ( $N^{\text{corr}}$ ).

Mais de notre structure le séisme est négligeable par rapport le vent donc les combinaisons de Charge pour faire les vérifications sont :

- 1,35 G + 1,5 S+1,05Q
- 1,3G + 1,5Q + 0,9S+0,9Wx
- 1,35G+1,5Q

#### Remarque :

Dans notre cas de ce projet les éléments verticale au niveau de 3m du Sol de la coupole, ils représentent comme des poteaux.

#### a) Etapes de vérification du flambement:

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{NF EN 1993-1-1 (formule (5.51) Page 81)}$$

Où :

$$N_{pl} = A \cdot f_y ; M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$$

$$\gamma_{M1} = 1,1 ; f_y = 275 \text{ Mpa}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}, \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right), \text{ avec } \mu_y \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$$

$$\chi = 1 / \left( \Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \text{ Et } \phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi_{\min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}.$$

$\chi_y, \chi_z$  sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

$\beta_{M,y}, \beta_{M,z}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

• **Détermination la longueur de flambement :**

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{l_K}{l_0} = \left[ \frac{1 + 0,145 (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \eta_1 \eta_2} \right]$$

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$  : sont les rigidités des poteaux =  $I / H$

$K_{poutres}$  : rigidité des poutres =  $I / L$

$$K_{poteau} = \frac{67120 \times 10^4}{3000} = 22,37 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$K_{poutre} = \frac{541,210^4}{4000} = 1353 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{22,37 \times 10^4}{22,37 \times 10^4 + 1353 \times 2} = 0,92$$

$$\eta_2 = \frac{8893,33}{8893,33 \times 10^4 + 112,3 \times 2} = 0,90$$

$$L_{fy} = 5690,68 \text{ mm}$$

$$L_{fz} = 3000 \text{ mm}$$

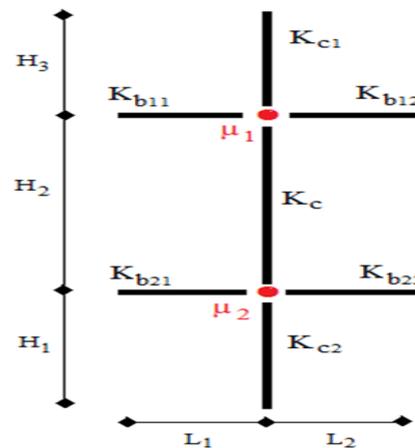


Figure 5.11 : Facteurs de distribution de rigidité

• **Les vérifications au flambement par flexion :**

✓ **Sous la combinaison 1,35G+1,5S+1,05Q**

➤ **Résultats de l'ETABS :**

Les efforts internes du logiciel ETABS sous la combinaison citée au-dessus repris par le poteau sont :

❖ cas n°1 :  $N^{max}, M_2^{corr}, M_3^{corr}$

$$N^{max} = 199,374 \text{KN} \quad M_2^{max} = 3,038 \text{KN.m} \quad M_3^{max} = 483,729 \text{KN.m}$$

**Résultats de calcul :**

Les tableaux ci-dessous regroupent les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon l'Eurocode 3 :

**Tableau 5.6:** Vérifications du flambement poteaux (cas n°1).

combinaison	Poteau	Lf/h		Les coefficients			Valeur finale	Condition ( $\leq 1$ ) ?
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
1,35G+1,5S+1,05Q	Ipe 550	0,29	0,77	0,74	0,99	0,971	0,776	vérifiée

❖ cas n°2 :  $M_2^{max}, N^{corr}, M_3^{corr}$

$$M_2^{max} = 26,0086 \text{KN.m} \quad N^{corr} = 5,89337 \text{KN} \quad M_3^{corr} = 80,021 \text{KN.m}$$

**Résultats de calcul :**

**Tableau 5.7:** Vérifications du flambement poteaux (cas n°2).

combinaison	Poteau	Lf/h		Les coefficients			Valeur finale	Condition ( $\leq 1$ ) ?
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
1,35G+1,5Q+0,9S+0,9Wx	Ipe 550	0,29	0,77	0,74	1	0,99	0,272	vérifiée

❖ cas n°3 :  $M_3^{max}, N^{corr}, M_2^{corr}$

$$M_3^{max} = 483,729 \text{KN.m} \quad N^{corr} = 199,3747 \text{KN} \quad M_2^{corr} = 3,0381 \text{KN.m}$$

**Résultats de calcul :**

**Tableau 5.8:** Vérifications du flambement poteaux. (cas n°3)

combinaison	Poteau	Lf/h		Les coefficients			Valeur finale	Condition ( $\leq 1$ ) ?
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
1,35G+1,5S+1,05Q	Ipe 550	0,29	0,77	0,74	0,99	0,971	0,776	vérifiée

## 5.2.2 Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement :

La vérification de stabilité vis-à-vis du déversement des pièces soumises à la compression et à la flexion pour les pièces à section transversale de classe 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{Sd,y}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{Sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{NF EN 1993-1-1 (formule (5.52) Page 84)}$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \left[ \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A \times f_y} \right] \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_Z \times \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,90$$

$\beta_{M.LT}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

- **Les vérifications au déversement :**

✓ **Sous la combinaison 1,35G+1,5S+1,05Q** (la plus défavorable pour chaque cas):

**Résultats de calcul :**

Les efforts internes du logiciel ETABS sous la combinaison citée au-dessous sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ **cas n°1** :  $N^{max}, M_2^{corr}, M_3^{corr}$

**Tableau 5.9** : Vérifications du déversement poteaux (cas n°1)

combinaison	poteau	Les coefficients				Valeur finale	Condition ( $\leq 1$ ) ?
		$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	$K_Z$	$K_{LT}$		
1,35G+1,5S+1,05Q	IPE500	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	$K_Z$	$K_{LT}$	0,936	vérifiée
		0,74	0,98	0,971	1		

❖ **cas n°2** :  $M_2^{max}, N^{corr}, M_3^{corr}$

**Tableau 5.10**:Vérifications du déversement poteaux (cas n°2)

combinaison	poteau	Les coefficients				Valeur finale	Condition ( $\leq 1$ ) ?
		$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	$K_Z$	$K_{LT}$		
1,35G+1,5Q+0,9S+0,9Wx	IPE550	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	$K_Z$	$K_{LT}$	0,275	vérifiée
		0,74	0,91	0,99	1		

❖ **cas n°3** :  $M_3^{max}, N^{corr}, M_2^{corr}$

**Tableau 5.11**:Vérifications du déversement poteaux (cas n°3)

combinaison	poteau	Les coefficients				Valeur finale	Condition ( $\leq 1$ ) ?
		$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	$K_Z$	$K_{LT}$		
1,35G+1,5S+1,05Q	IPE550	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	$K_Z$	$K_{LT}$	0,936	vérifiée
		0,74	0,98	0,99	1		

**Remarque :**

Toutes les vérifications au déversement sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de changer les profilés.

**5.3 VERIFICATION LA POUTRE PRINCIPALE:**

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte la charge de la tôle et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

on prend la poutre IPE 550

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la valeur 1,35G+1,5S+1,05Q

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs :

$$M_{sd} = 239,8034 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 66,4356 \text{ kN}$$

### 5.3.1 Vérification de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = 239,8034 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 696,75 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### 5.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$A_v = 2 * b * t_f + (t_w + r) * t_f$$

$$A_v = 7827,72 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 66,4358 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 1129,83 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### ➤ Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 564,917 \text{ kN} > V_{sd} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

### 5.3.3 Vérification de la flèche :

$$F_{max} < F_{adm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times Q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_{max} = 0,15 \text{ mm} < F_{adm} = 12 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée

## 5.4 VERIFICATION LES PANNES:

Les pannes sont des éléments structuraux, qui supporte les charges de bardage et les charge climatique et les transmettent aux poutres, elles sont sollicitées principalement par flexion déviée.

Dans le cas de flexion bi-axiale, on peut utiliser le critère approché suivant :

$$\left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ny.rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{x.sd}}{M_{nx.rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des exposants qui être pris, en sécurité égaux à l'unité, il est également loisible de prendre les valeurs suivant :

- Section en I et H :  
 $\alpha=2$  ,  $\beta= 5 n$  mais  $\beta \geq 1$
- Profils creux circulaire :  
 $\alpha=2$  ,  $\beta= 2$
- Profils creux rectangulaires :  
 $\alpha=\beta = \frac{1.66}{1-1.13n^2}$  mais  $\alpha=\beta \leq 6$
- Barres rectangulaires et plats :  
 $\alpha=\beta = 1.73 + 1.8n^3$   
Où :  $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl;rd}}$

Les efforts internes du logiciel **ETABS** sous la combinaison **1.35G+1.5S+1.05Q** repris par les pannes de IPE 160 de L = 2m sont :

$$M_{sdy} = 19,742 \text{ KN.m} ; \quad M_{sdz} = 2,104 \text{ KN.m} ;$$

$$V_{sdy} = 13,707 \text{ KN} ; \quad V_{sdz} = 6,127 \text{ KN} ;$$

### Remarque :

Les pannes IPE 140 ne vérifient pas donc nous avons augmenté le profil IPE 160 et utilisé les liernes.

#### 5.4.1 Vérification de résistance :

$$\left( \frac{M_{sdy}}{M_{plrdy}} \right)^2 + \left( \frac{M_{sdz}}{M_{plrdz}} \right) \leq 1$$

Calcul de  $M_{plrdy}$  et de  $M_{plrdz}$  :

$$M_{plrdy} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 30,975 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrdz} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 6,6 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$\left( \frac{19,742}{30,975} \right)^2 + \left( \frac{2,104}{6,6} \right) = 0,72 < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

#### 5.4.2 Vérification au cisaillement :

La vérification de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{y.sd} \leq V_{ply,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{z.sd} \leq V_{plz,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

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

$$V_{y.sd} = 13,707 \text{ KN} < V_{ply,rd} = 90,38 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$V_{z.sd} = 6,127 \text{ KN} < V_{plz,rd} = 139,43 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

**5.4.3 Vérification au déversement :**

D'après l'Eurocode3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec :

$$M_{b.rd} = X_{LT} \times \beta_w \times \frac{M_{ply.fy}}{\gamma_{m1}} \quad \text{ENV 1993 - 1 - 1 (formule (5.48) Page 77)}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0,5}}$$

$\beta_w = 1$  Pour les sections de classe (1) et (2).

Pour une panne constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\lambda_{LT} = \frac{L/I_z}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/I_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 83,28$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta}$$

D'où :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,95 > 0,4 \quad \text{il ya risque de déversement}$$

$$X_{LT} = 0,79$$

$$M_{b.rd} = 24,47 \text{ KN.m} > M_{sdy} = 19,742 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

**5.4.4 Vérification de la flèche :**

On a une panne IPE160 de longueur L= 2m.

$$F_{max} < F_{adm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{200}$$

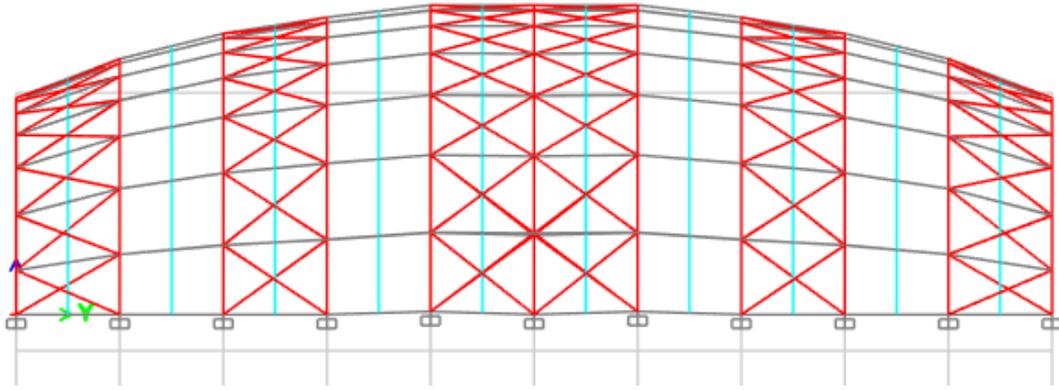
$$F_{max} = \frac{5 \times Q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_{max} = 0,15 \text{ mm} < F_{adm} = 10 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

**5.5 VERIFICATION DES CONTREVENTEMENTS :**

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

En vérifier des contreventements de forme tige de 20 mm



**Figure 5.4 :** palées de stabilité en X

### 5.5.1 Vérifications à la traction simple :

On doit vérifier que : 
$$N \leq N_{Tr d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

N : effort de traction dans la barre

N= 39,15KN Sous la combinaison **1,35G+1,5Q+0,9S+0,9W<sub>x</sub>** barre D355

A= 3,14 cm<sup>2</sup>

N=39,15KN < N<sub>Tr d</sub>= 78,5 KN → condition est vérifiée

### CONCLUSION :

Après avoir vérifié les éléments de l'ossature, il a été constaté que toutes les exigences réglementaires au titre des combinaisons d'actions les plus défavorables, ont notamment atteint un degré de stabilité désirable et une sécurité structurelle souhaitable.

*Chapitre 6 :*  
*L'étude des assemblages*

### 6.1 INTRODUCTION :

L'assemblage est une caractéristique essentielle pour la construction métallique, il est composée d'un ensemble d'éléments de barres constitués de profilés lamines ou soudée de différente formes qu'il faut relier entre eux pour constituer l'ossature.

Les liaisons et la continuité entre ces différents éléments donne ce qu'on appelle un assemblage tout en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes.

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

- Soit bout à bout (éclissage, rabouages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

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

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

### 6.2 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES :

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact.

Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblage :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés;(Ordinaires, où HR).

On distingue deux types de boulons qui se différencient caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

**Tableau 6.1:**Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.

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 <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm)	400	400	500	500	600	600	800	1000

### 6.3 CALCUL DES ASSEMBLAGES :

Dans ce chapitre, (06) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC3.

Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poutre-poutre
- Assemblage poutre-panne
- Assemblage Pied de poteau
- Assemblage de contreventement en X

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel Auto desk Robot.

Tableau 6.12: Principales caractéristiques géométrique des boulons.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
<b>d (mm)</b>	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<b>d0 (mm)</b>	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<b>A (mm<sup>2</sup>)</b>	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
<b>Φ rondelle (mm)</b>	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
<b>Φ clé (mm)</b>	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
<b>Tôle usuelle (mm)</b>	2	3	4	5	6	7	8	10,14	≥14	–	–
<b>Cornière usuelle (mm)</b>	30	35	40	50	60	70	80	120	≥120	–	–

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d0 : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

As : section résistante de la partie filetée.

### 6.3.1 Assemblage de poutre IPE550\_ panne IPE160 :

Les solives sont articulées aux poutres, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la panne à la poutre soit  $V_{sd} = 2\,3,44\text{kN}$ .

Cette assemblage est réalisé avec des boulons de classe 8.8 caractérisé par :

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa (Limite d'élasticité).}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa (Limite de la résistance ultime à la traction).}$$

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la panne **IPE160** avec l'âme de la poutre en **IPE550**, avec deux boulons.

#### a) Choix de diamètre du boulon :

Cornière 120×120×10mm

Epaisseur de la platine :  $e_p = 10 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$  d = (12 ; 14) mm
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$  d = (16 ; 20 ; 24) mm
- $t \geq 25 \text{ mm}$  d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine  $t = 10 \text{ mm}$  alors on prend  $\emptyset = 14 \text{ mm}$ , classe 8.8

#### b) Le choix des boulons :

On choisit 4 boulons de 14mm de diamètre ( $\emptyset 14$ ) de classe 8.8

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 16\text{mm}$$

**c) Distance entre axe des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 19.2\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

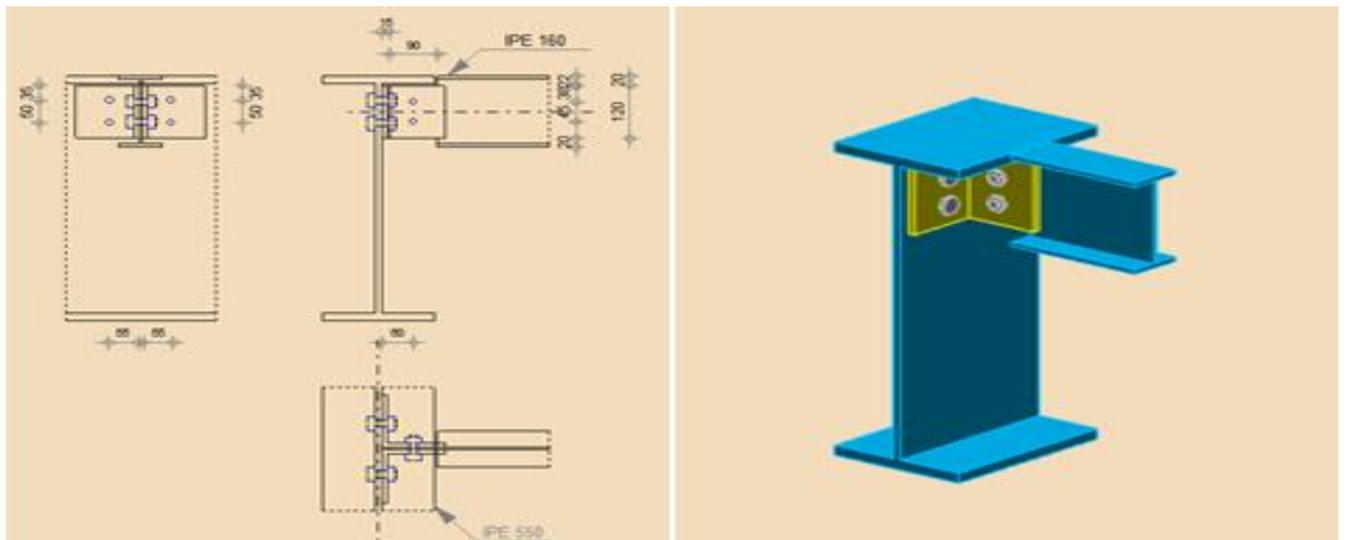
$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 35.2\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 24\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 48\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}$$

$$e_1 = 35 \text{ mm}; p_1 = 45\text{mm}$$

$$e_2 = 50\text{mm}; p_2 = 55\text{mm}$$



**Figure 6.1 :** Assemblage solive-poutre

➤ **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \text{(EC3. tab. 6. 5. 3)}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad : A_s = 115\text{mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction} \quad : \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 115}{1,25} = 44,16\text{kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 4 \times 44,16 = 176,64\text{kN}$$

$V_{sd} = 23,44\text{kN} < F_{v,rd} = 176,64 \text{ KN}$  Donc la condition est vérifiée

➤ **Vérification de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$F_{b,rd}$ : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,sd}$ : Effort de cisaillement de calcul par boulon

$f_u$ : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,73 ; 0,69; 0,8; 1) = 0,69$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,69 \times 360 \times 14 \times 10}{1,25} = 69,55 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 5,86 \text{ kN} < F_{b,rd} = 69,55 \text{ Kn} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

On choisit **4 boulons** de diamètre (**M14**) de classe **8.8**

$$M16 \Rightarrow d = 14 \text{ mm} \quad d_0 = 16 \text{ mm}$$

Cornière 120\*120\*10

**Remarque :**

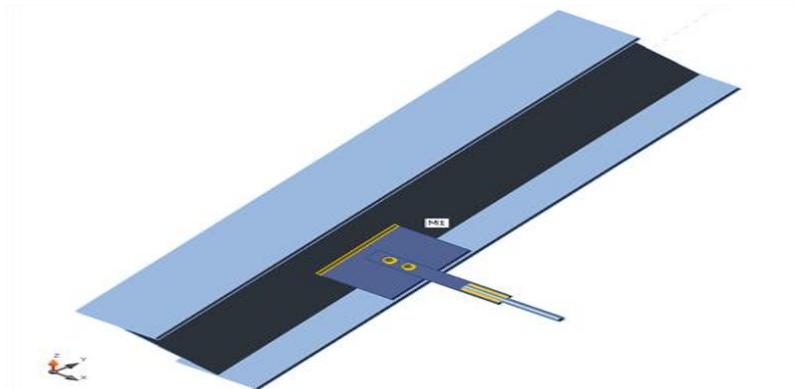
Dans notre cas l'assemblage de panne poutre comme un solive poutre par ce que on pose la panne dans la poutre si pas sur la poutre.

**6.3.2 Assemblage des éléments de contreventement en X :**

**a) Effort sollicitant :**

$$N_{sd} = 41,93 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 27,91 \text{ Kn}$$



**Figure 6.2 :** Assemblage des contreventements en X

Le choix qui s'est porté en avant sur les éléments principaux sont :

- Les montants de l'extrémité sont des profilés IPE 550 et IPE160.
- Les tiges de diamètre de 20 mm.
- Epaisseur du gousset :  $e_p = 10\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_{\max} \leq 17\text{mm} \\ a_{\min} = 4\text{mm} \\ a_{\max} = 0.7t = 7\text{mm} \end{array} \right.$$

On prend un cordon de soudure :  $a = 5\text{mm}$

### b) Disposition constructive :

On opte pour cet assemblage 2 boulons HR8.8  $\Phi 20$

- **Pince longitudinale**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$1.2 \times 22 \leq e_1 \leq 12 \times 8$$

$$\Rightarrow 26.4\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm}$$

On prend  $e_1 = 30\text{mm}$

- **Pince transversale**

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$\Rightarrow 1.5 \times 22 \leq e_2 \leq 12 \times 8$$

$$\Rightarrow 33\text{mm} \leq e_2 \leq 96\text{mm}$$

On prend  $e_2 = 40\text{mm}$

### ➤ Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$VR = \frac{F_{ub} \times A_s}{\sqrt{3}} = \frac{800 \times 245}{\sqrt{3}} = 113.16 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} = \frac{27.91}{2.1} = 13.96 \text{ KN} < \frac{VR}{\gamma_{Mb}} = 102.87 \text{ KN} \text{ la Condition est Vérifiée}$$

### ➤ Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0.45 ; 0.61 ; 0.8 ; 1) = 0.45$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.45 \times 360 \times 20 \times 10}{1.25} = 64.8 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 13.96 \text{ kN} < F_{b,rd} = 64.8 \text{ kN} \text{ la pression diamétrale est vérifiée.}$$

On choisit **2 boulons** de diamètre de **20 mm (M20)** de classe **8.8**

➤ **Vérification à la traction :**

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq N_u = 0,9 \cdot f_u \cdot A_{net} / \gamma_{Mb} \quad (\text{EC3.tab.6.5.3})$$

$$A_{net} = t \times (h - (2 \times d_0))$$

h = 550 mm : la hauteur du profilé.

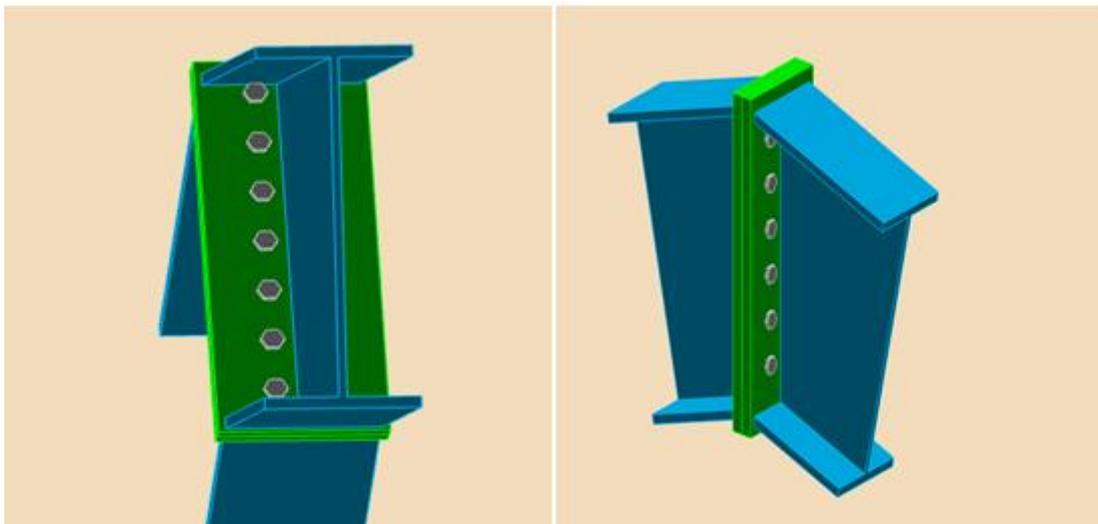
d<sub>0</sub> = 22 mm : diamètre du trou

t = 10 mm : épaisseur de la pièce

$$N_u = \frac{0,9 \times 640 \times 5060}{1,25} = 2331,65 \text{KN}$$

Avec :  $F_u = \frac{N}{n} \Rightarrow F_u = 20,96 \text{KN} < N_u = 2331,65 \text{KN}$  la condition est vérifiée.

### 6.3.3 Assemblages poutre –poutre IPE 550 :



**Figure 6.12 :** Assemblage poutre- poutre

#### Géométrie

#### Gauche :

#### Poutre

Profilé: IPE 550

$\alpha = -163,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 550$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fbl} = 210$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbl} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	134,42	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	67116,50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### Droite :

### Poutre :

Profilé: IPE 550

$\alpha =$	-17,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	550	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	210	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	134,42	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	67116,50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### Boulons

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

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	53	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Écartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	80;80;80;80;80;80	[mm]	

**Platine**

- $h_{pr} = 600$  [mm] Hauteur de la platine
- $b_{pr} = 230$  [mm] Largeur de la platine
- $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine
- Matériau: ACIER E28
- $f_{ypr} = 275,00$  [MPa] Résistance

**Soudures d'angle**

- $a_w = 5$  [mm] Soudure âme
- $a_f = 9$  [mm] Soudure semelle

**Coefficients de matériau**

- $\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]
- $\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]
- $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]
- $\gamma_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

**Efforts**

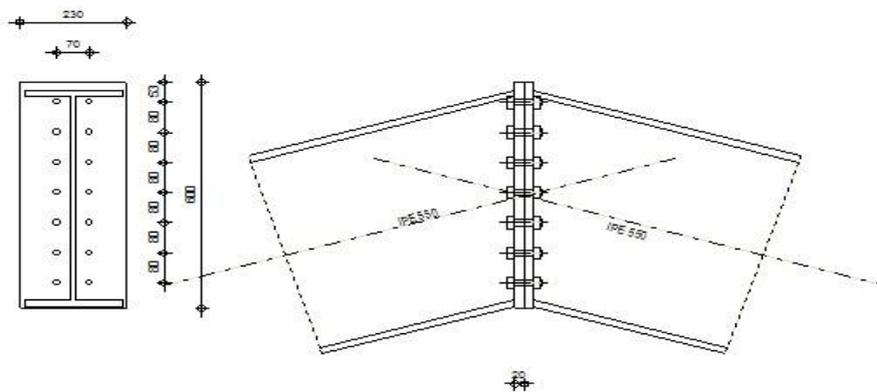
**Etat limite: ultime**

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 239,79$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 112,93$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 185,56$  [kN] Effort axial dans la poutre droite



**Figure 6.4:** Schéma de l'assemblage poutre- poutre

**Resultats :**

**RESISTANCES DE LA POUTRE**

**TRACTION**

$A_b = 134,42$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 3696,55$  [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

**CISAILLEMENT**

$A_{vb} = 72,35$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1148,63$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,10 < 1,00$  **vérifié** (0,10)

**FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$W_{plb} = 2787,01$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 766,43$  [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

**Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre**

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



Ratio  
0,85

**6.3.4 Assemblages pied de poteau :**

La base des poteaux ce sont des dispositifs de liaison qui lient la superstructure a l'infrastructure, ils doivent assurer la transmission les charges et les efforts de aux fondations.

Ces dispositifs sont soit articulé soit encastrent, ils sont constitués d'une plaque métallique appelée : « platine », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastrés à leur base.

➤ **Pied de poteau IPE550 :**

• **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :**

$h = 550\text{mm}$ ;  $b = 210\text{mm}$ ;  $t_f = 17.2\text{mm}$ ;  $t_w = 11.1\text{mm}$ ;  $A = 134\text{cm}^2$

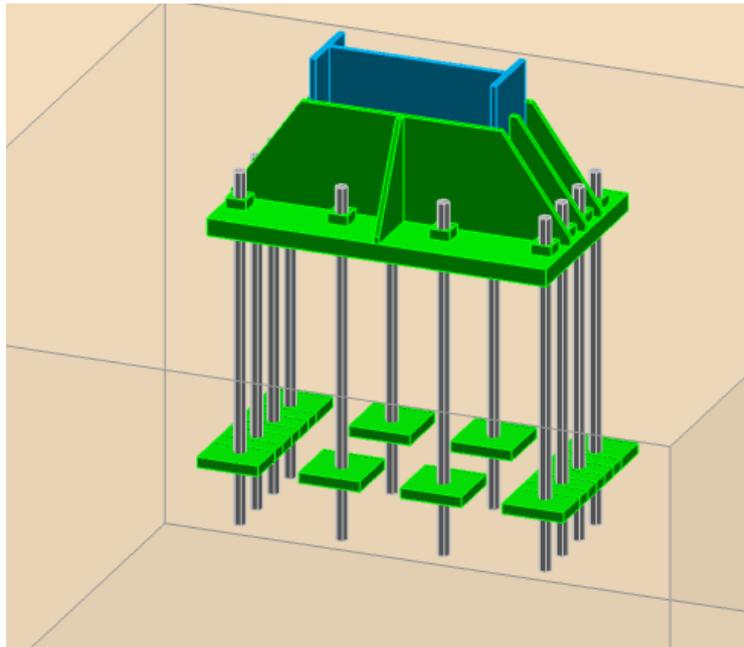
• **Données de calcul :**

- Moment fléchissant :  $M_{sd} = 482,24$  kN.m

- Effort normal :  $N_{sd} = 290,33$  kN

• **Tiges :**

Soit 8 tiges M36 de classe 6.6



**Figure 6.5:** Schéma de l'assemblage pied poteau

## Géométrie

### Poteau

Profilé:	IPE 550		
$L_c =$	3,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	550	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	210	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	134,42	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	67116,50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

### Platine de prescellement

$l_{pd} =$	1000	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur

$l_{pd} = 1000$  [mm] Longueur

$t_{pd} = 50$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 215,00$  [MPa] Résistance

$f_{upd} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### Ancrage

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

Classe = 6.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 360,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 36$  [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 8,17$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 10,18$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$n_H = 4$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 300; 300$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 122; 122$  [mm]

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$  [mm]

$L_2 = 700$  [mm]

$L_3 = 180$  [mm]

### Plaque d'ancrage

$l_p = 180$  [mm] Longueur

$b_p = 180$  [mm] Largeur

$t_p = 30$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$  [MPa] Résistance

### Platine

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 30$  [mm] Epaisseur

**Raidisseur** $l_s = 1000$  [mm] Longueur $w_s = 600$  [mm] Largeur $h_s = 300$  [mm] Hauteur $t_s = 15$  [mm] Epaisseur $d_1 = 20$  [mm] Grugeage $d_2 = 20$  [mm] Grugeage**Coefficients de matériau** $\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel $\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel**Semelle isolée** $L = 2500$  [mm] Longueur de la semelle $B = 2500$  [mm] Largeur de la semelle $H = 1500$  [mm] Hauteur de la semelle**Béton**Classe BETON30 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression**Mortier de calage** $t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage $f_{ck,g} = 20,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression $C_{f,d} = 0,20$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton**Soudures** $a_p = 10$  [mm] Plaque principale du pied de poteau $a_s = 10$  [mm] Raidisseurs**Résultats****Zone comprimée****COMPRESSION DU BETON** $f_{cd} = 20,00$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)] $f_j = 36,51$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$$

$c = 70$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 157$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 350$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 550,68$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 4956,16$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 3304,10$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$$

$f_{jd} = 40,00$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,y} = 1186,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 1721,49$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$$

$F_{c,Rd,y} = 4747,36$  [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 6885,94$  [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$  Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 12922,88$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 3553,79$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 688$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 5167,26$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 4853,85$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 1334,81$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 251$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 5312,55$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 4747,36$  [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 5312,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

### Zone tendue

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 8,17 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$f_{ub} = 600,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 300,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 360,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 245,10 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 245,10 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,94

*Chapitre 7 :*  
*Etude de fondation*

## 7.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### 7.1.1. Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

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 résultante, par exemple, de 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.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction sol-structure.

### 7.1.2. Détermination des sollicitations :

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées

Selon les combinaisons d'actions suivantes le BAEL91 :

ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

**Tableau 7.1:** Les sollicitations à la base des poteaux IPE550

sollicitation	Situation durable		
	$1.35G+1.05Q+0.9S+0.9W_x$	ELU	ELS
$N^{max}$ KN	290.33	209.8	149.66
$M_y$ KN.m	482.24	331.48	236.42
$M_z$ KN.m	3.67	3.56	2.52
$V_y$ KN	36.71	26.02	18.62
$V_z$ KN	110.12	74.91	53.44

### ➤ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.

- La capacité portance du terrain de fondation.
  - La charge totale transmise au sol.
  - La raison économique.
  - La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

Et on peut classer les fondations dans deux types :

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

## 7.2 CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 1,8 bar et de profondeur d'ancrage :  $D = 2$  m.

### 7.2.1 Pré dimensionnement de la semelle du poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ( $h*b$ ), donc les semelles sont rectangulaires ( $H*B$ ).

$h$  et  $b$  : dimension de la platine du poteau considéré. (IPE550) ( $h=70$  cm et  $b=60$  cm)

$H$  et  $B$  : dimension de la semelle.

$h_1$  :  $d + c$  ; avec  $c = 5$  cm. (Béton de propreté)

$d$  : hauteur utile de la semelle est donnée par :

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} d_h \geq \frac{(B-h)}{4} \\ d_b \geq \frac{(A-b)}{4} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91-Ch15.III-Art1.2) .[7]}$$

➤ **Critère de non poinçonnement:**

$\sigma_M \leq 1.33 \sigma_{sol}$  : Situation durable

$\sigma_M$ : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) \quad \text{Avec : } e_0 = \frac{M}{N}$$

$\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar}$ .

Pour déterminer les surfaces au sol, on prend en compte les charges de services en négligeant en première approximation le poids propre de la semelle.

$$N_{ser} = 149,66 \text{ KN} \quad M_{ser} = 236,42 \text{ KN.m}$$

$$C = A \times B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$C = A \times B = \frac{149,66}{180} = 0,83 \text{ m}^2$$

Pour une section rectangulaire sous poteaux on prendra la section homothétique de la semelle et du poteau donc le rapport des dimensions :

$$K = \frac{h}{b} \quad \rightarrow K = \frac{70}{60} = 1,17 \quad \text{et } B = K \cdot A$$

Pour tenir compte du moment de la flexion on augmente la dimension de la semelle dans le plan de la flexion la valeur de  $2e_0$  donc on peut prendre  $B = (A + 2e_0)$ .

L'excentricité d'application des efforts est :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{P_{ser}} \quad \rightarrow e_0 = \frac{236,42}{149,33} \quad e_0 = 1,57 \text{ m}$$

Vue que  $A = (B - 2e_0)$  et  $B = K \cdot A$  on aura  $C = A \times B = A(KA - 2e_0)$

$$\rightarrow A^2 - \frac{2Ae_0}{K} = \frac{C}{K} \quad \text{on aura: } A = \frac{e_0}{K} + \sqrt{\left(\frac{e_0}{K}\right)^2 + \frac{C}{K}}, A = \frac{1,57}{1,17} + \sqrt{\left(\frac{1,57}{1,17}\right)^2 + \frac{0,83}{1,17}} \quad A = 2,15 \text{ m}$$

$$A = 2,15 \text{ m et } B = K \cdot A = 1,17 \times 2,15 = 2,5 \text{ m} \quad A \times B = 2,15 \times 2,5 = 5,375 \text{ m}^2$$

➤ **Hauteur totale de la semelle :**

La hauteur utile de la semelle doit satisfaire les conditions suivantes :

La hauteur utile :

$$d_h \geq \frac{(B-h)}{4} \quad \rightarrow d_h = \frac{2,5-0,7}{4} = 0,50 \text{ m}$$

$$d_b \geq \frac{(A - b)}{4} \rightarrow d_b = \frac{2.15 - 0.6}{4} = 0.4m$$

Soit :  $d=0.6m$

$$h1 = d + c = 0.6 + 0.05 = 0.7 \text{ cm.}$$

L1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$L1 = 2 - 0.7 = 1.3m$$

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchements des semelles alors on opte pour le choix des semelles isolées

➤ **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Il faut vérifier que

**Avec :**  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux. ( $L=4 \text{ m}$ ).

**B :** Largeur maximum de la semelle

On  $L_{\min} = 4 \text{ m} > 1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ m}$  La condition est vérifiée.

### 7.2.2 Vérification de contrainte de sol :

❖ Calcul de la semelle du poteau de centre :

On doit examiner les différentes combinaisons d'application de ces charges pour trouver les sollicitations défavorables.

Les contraintes du sol sous la semelle sont vérifiées d'après la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{Nt}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) \leq 1.33 \sigma_{sol} : \text{Situation durable Avec : } e_0 = \frac{M}{N} \\ \sigma_{\min} = \frac{Nt}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } N_{semelle} = \rho_{AB} \times A \times B \times h = 25 \times 2.15 \times 2.5 \times 0.7 ; N_{semelle} = 94.06KN$$

$$N_t = N_{structure} + N_{semelle} + N_{terr} = 149.66 + 270.145 = 419.81 \text{ KN ; } (\text{avec } \rho_{sol} = 18KN/m^3)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{236.42}{419.81} = 0.54 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{\max} = \frac{419.81}{5.5} \left( 1 + \frac{6 \times 0.54}{2.15} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 179.46KN/m^2 < 1,33\delta_{sol}^* = 1,33 \times 180 = 239.4KN/m^2 \quad \text{CV} \\ \sigma_{\min} = \frac{419.81}{5.5} \left( 1 - \frac{6 \times 0.54}{2.15} \right) \longrightarrow \sigma_{\min} = 26.81KN/m^2 \end{array} \right.$$

Ce qui signifie que le diagramme de répartition des contraintes sous la semelle est trapézoïdal et que la valeur maximale et minimale de ces contraintes sont dans la limite admissibles.

On vérifie également la contrainte du sol a la distance  $\frac{3}{4}$  de la semelle du cote de  $\sigma_M$ , sa valeur ne doit pas dépasser  $\sigma_{sol}$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} \pm \sigma_{min})}{4}; \sigma_{moy} = \frac{(3 \times 179.46 - 26.81)}{4}$$

$$\sigma_{moy} = 127.9KN/m^2 \ll \sigma_{sol}=180 KN/m^2 \text{ CV}$$

**Le moment à la base:**  $M_z = M_z + V_y \cdot h$  (sens B)

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

**Tableau 7.2:** Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement	sens	$e_0(m)$	$\sigma_{max}(bar)$	$\sigma_{min}(bar)$	$\sigma_{moy}(bar)$
<b>ELU</b>	Sens A	0.56	2.26<2.39	0.52	1.57< 1.8
	Sens B	0.045	0.96 <2.39	0.77	0.91< 1.8
<b>ELS</b>	Sens A	0.54	1.7<2.39	0.26	0.127<1.8
	Sens B	0.03	0.8<2.39	0.67	0.76< 1.8
<b>1.35G+1.05Q+0.9S+0.9WX</b>	Sens A	0.58	2.31<2.39	0.68	1.56< 1.8
	Sens B	0.106	0.81<2.39	0.562	0.74< 1.8

**7.3 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE : (selon le BAEL 91)**

- **Détermination des armatures de la semelle:**

On a deux conditions à vérifier :

1. 1<sup>er</sup> condition :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 \leq \frac{b}{6} \longrightarrow \text{Sens B} \\ e_0 \leq \frac{h}{6} \longrightarrow \text{Sens A} \end{array} \right.$$

2. 2<sup>eme</sup> condition :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 \leq \frac{B}{24} \longrightarrow \text{Sens B} \\ e_0 \leq \frac{H}{24} \longrightarrow \text{Sens A} \end{array} \right.$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal

Fictif:

$$N'_u = N_u \left[ 1 + 3 \cdot \frac{e_{o(u)}}{H} \right], N'_u = N_u \left[ 1 + 3 \cdot \frac{e_{o(u)}}{B} \right], \text{ les deux sens.}$$

Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un

$$\text{Moment M1 : } \begin{cases} M1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \longrightarrow \text{Sens B} \\ M1 = (4 \times A + 0.3 \times h - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0.35 \times h}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \longrightarrow \text{Sens A} \end{cases}$$

Les armatures de la semelle sont calculées d'après les efforts de calcul

➤ **ELU : SENS B**

Vu que :

$$e_{(o)} = 0,045m < \frac{B}{24} = \frac{2,5}{24}, e_{(o)} = 0,04m < 0,104m \text{ et } e_{(o)} < \frac{b}{6} = \frac{0,7}{6}, e_{(o)} = 0,045m < 0,116m$$

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 B et A en utilisant la méthode de bielle ; on remplace la force réelle  $P_u$  par une charge fictive  $P'_u$ .

$$N'_u = N_u \left[ 1 + 3 \cdot \frac{e_{o(u)}}{B} \right] P'_u = 479,95 \left[ 1 + \frac{3 \times 0,03}{2,5} \right]$$

$$P'_u = 505,86KN$$

$f_{c28}=30MPa$  ;  $f_{t28}=2,4MPa$  ;  $\sigma_{bc}=14,17MPa$  ;  $f_c=500MPa$  ;  $\sigma_s=434,78MPa$  ;  $b=70cm$  ;  $h=70cm$  ;  $d=65cm$

$$A_s // A = \frac{N_u (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{505,86 \times 10^3 (2500 - 700)}{8 \times 650 \times 434,7} = 4,03cm^2$$

➤ **ELU : SENS A**

Vu que :

$$e_{(o)} = 0,56m < \frac{A}{24} = \frac{2,15}{24}, e_{(o)} = 0,56m > 0,08m \text{ et } e_{(o)} < \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6}, e_{(o)} = 0,56m > 0,08m$$

Alors :

$$M1 = (4 \times A + 0.3 \times h - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0.35 \times h}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \longrightarrow M1 = 82,14 KN.m$$

$$A_s = \frac{M1}{z \times f_e} = \frac{82,14 \times 10^{-3}}{0,58 \times 500} = 2,83cm^2 \text{ avec ; } z = 0,9d$$

➤ **ELS : SENS B**

Vu que :

$$e_{(o)} = 0,03m < \frac{B}{24} = \frac{2,5}{24}, e_{(o)} = 0,03m < 0,104m \text{ et } e_{(o)} < \frac{b}{6} = \frac{0,7}{6}, e_{(o)} = 0,03m < 0,116m$$

$$N'_u = N_u \left[ 1 + 3 \cdot \frac{e_{o(u)}}{B} \right]; N'_u = 419,95 \left[ 1 + \frac{3 \times 0,03}{2,5} \right]$$

$$N'_u = 435,06 \text{ KN}$$

$$A_s // A = \frac{N_s (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{435,95 \times 10^3 (2500 - 700)}{8 \times 650 \times 434,7} = 3,47 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS : SENS A**

Vu que :

$$e_{(o)} = 0,54 \text{ m} < \frac{A}{24} = \frac{2,15}{24}, e_{(o)} = 0,54 \text{ m} > 0,08 \text{ m} \text{ et } e_{(o)} < \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6}, e_{(o)} = 0,56 \text{ m} > 0,08 \text{ m}$$

Alors :

$$M1 = (4 \times A + 0,3 \times h - 9 \times e0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times h}{\frac{A}{2} - e0} \right)^2 \frac{N}{27} \longrightarrow M1 = 56,8 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M1}{z \times f_e} = \frac{56,8 \times 10^{-3}}{0,58 \times 500} = 1,34 \text{ cm}^2 \text{ avec ; } z = 0,9d$$

➤ **1.35G+1.05Q+0.9Wx: SENS B**

Vu que :

$$e_{(o)} = 0,1 \text{ m} < \frac{B}{24} = \frac{2,5}{24}, e_{(o)} = 0,1 \text{ m} < 0,104 \text{ m} \text{ et } e_{(o)} < \frac{b}{6} = \frac{0,7}{6}, e_{(o)} = 0,1 \text{ m} < 0,116 \text{ m}$$

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 B et A en utilisant la méthode de bielle ; on remplace la force réelle  $P_u$  par une charge fictive  $P'_u$ .

$$N'_u = N_u \left[ 1 + 3 \cdot \frac{e_{o(u)}}{B} \right] P'_u = 560,5 \left[ 1 + \frac{3 \times 0,1}{2,5} \right]$$

$$P'_u = 627,76 \text{ KN}$$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$  ;  $b = 70 \text{ cm}$  ;  $h = 70 \text{ cm}$  ;  $d = 65 \text{ cm}$

$$A_s // A = \frac{N_u (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{627,7 \times 10^3 (2500 - 700)}{8 \times 650 \times 434,7} = 4,99 \text{ cm}^2$$

➤ **1.35G+1.05Q+0.9wx : SENS A**

Vu que :

$$e_{(o)} = 0,58 \text{ m} < \frac{A}{24} = \frac{2,15}{24}, e_{(o)} = 0,58 \text{ m} > 0,08 \text{ m} \text{ et } e_{(o)} < \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6}, e_{(o)} = 0,58 \text{ m} > 0,08 \text{ m}$$

Alors :

$$M1 = (4 \times A + 0.3 \times h - 9 \times e0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0.35 \times h}{\frac{A}{2} - e0} \right)^2 \frac{N}{27} \longrightarrow M1 = 116.7 \text{ KN.m}$$

$$As = \frac{M1}{z \times f_e} = \frac{82.14 \times 10^{-3}}{0.58 \times 500} = 4.03 \text{ cm}^2 \text{ avec ; } z = 0.9d$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{Bsm} = 0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 250 \cdot 70 \cdot \frac{2.4}{500} = 19.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{Asm} = 0.23 \text{ A.h.} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 215 \cdot 60 \cdot \frac{2.4}{500} = 14.24 \text{ cm}^2$$

**Tableau 7.13 :** Tableau de choix des armatures

Armature	Situation durable			As min (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
	ELU	ELS	1.35G+1.05Q+0.9S+0.9WX			
As(B) cm <sup>2</sup>	4.03	3.47	4.99	19.32	8HA20	25.13
As(A) cm <sup>2</sup>	2.83	1.34	4.03	14.24	6HA20	18.85

- **Ancrage des barres :**

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_u}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \psi^2 f_{t28}$$

$\psi = 1.5$  Pour les barres HA

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 (1.5)^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_u} = \frac{2 \times 500}{4 \times 3.24} = 77.2 \text{ Cm}$$

On a:  $L_s = 62 > B/4 = 250/4 = 62.5 \text{ cm}$

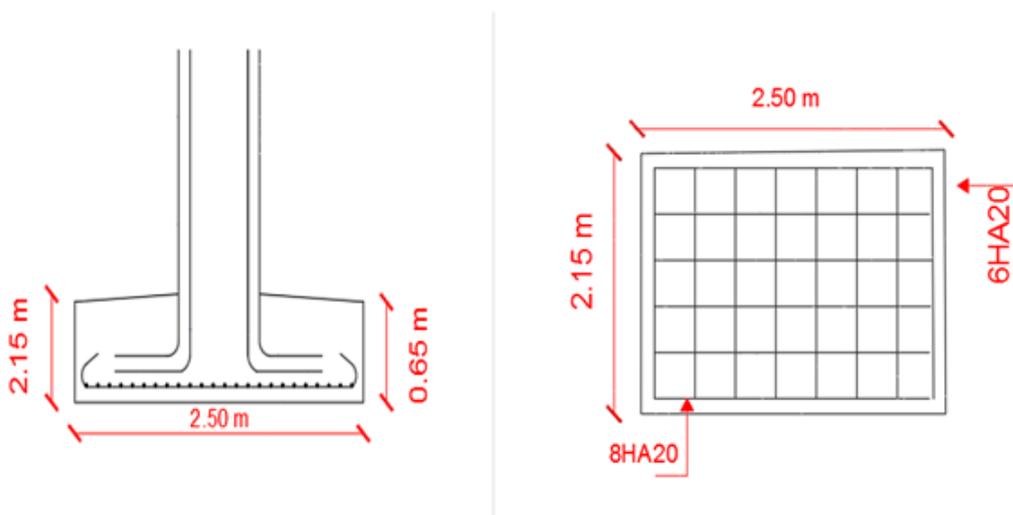
Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais

Peuvent ne pas comporter des crochets.

Pour une section trapézoïdale on a :

$$e \geq 6 \times \phi + 6 \text{ cm} \rightarrow e \geq 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm} \quad e \geq 18$$

Donc prenons :  $e = 30 \text{ cm}$



**Figure 7.1** : Schéma de ferrailage de la semelle

#### 7.4 CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

##### 7.4.1. Pré dimensionnement : (RPA99 art 10.1.1.b)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25cm×30cm

Pour notre cas on optera pour des longrines de section 30cm×30cm

##### ➤ Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$\frac{F}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA art 10.1.1.b})$$

Avec :

F: Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha$ : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré »

Dans notre cas, on a un site ferme (s4) et une zone III  $\Rightarrow \alpha = 8$

$$\text{ELU} \rightarrow N_u = \frac{209,80}{8} = 26,23 > 20 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_s = \frac{169,91}{8} = 21,20 > 20 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc, on ferraille avec s 6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>

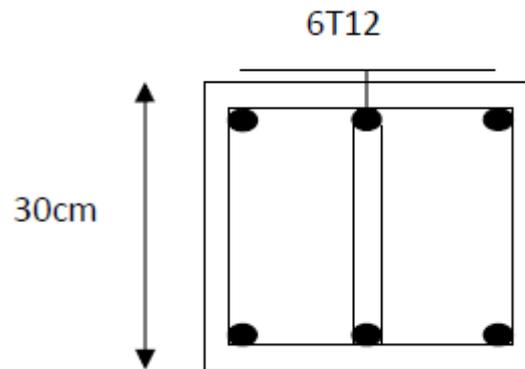
##### 7.4.2. Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre Ø8 dont l'espacement maximal est donné par le RPA

$St = \min (20 \text{ cm}, 15 \phi_1) = \min (20 \text{ cm}, 15 \cdot 0,8) = 12 \text{ cm}.$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.



**Figure 7.2:** Ferrailage des longrines

!

# *Partie 2*

# *Introduction générale*

## INTRODUCTION GÉNÉRALE :

Une structure en acier est constituée des profilés en I et/ou en H obtenus par laminage ou Reconstitués par soudage. La réalisation de ce type de structure impose de lier ces éléments entre eux par des assemblages. Ces assemblages possèdent des formes multiples liées à la Nature des efforts à transmettre mais aussi aux moyens d'attaches utilisés. A l'heure actuelle, il Existe principalement deux types d'assemblages : les assemblages soudés et les assemblages Boulonnés mais il existe aussi l'assemblage par rivets.

Ces assemblages assurent, en général, la continuité à l'intérieur d'un même élément ou servent de liaison nodale entre les éléments. Ils se caractérisent par de fortes complexités géométrique et mécanique. Ces dernières résultent du nombre d'éléments intermédiaires utilisés (boulons, platine, cornière...etc.) et des formes géométriques variées de ces éléments qui engendrent de fortes discontinuités. Ces assemblages sont classés par leur rigidité et par moment en rotation.

Traditionnellement, les assemblages de constructions métalliques sont considérés comme infiniment Rigides ou parfaitement articulés. Cependant, il n'existe en réalité aucun assemblage de rigidité infinie Ou de rigidité nulle. Le comportement général des assemblages est appelé « semi-rigide » et les Assemblages sont caractérisés par une rigidité en rotation finie non nulle.

Afin d'éviter la complexité liée au comportement semi-rigide des assemblages lors de l'analyse d'une Structure, tout en assurant que les résultats de cette analyse mènent à un dimensionnement Sécuritaire, le remplacement de la rigidité finie des assemblages par une rigidité idéalisée infinie ou Nulle est autorisé à condition que cette idéalisation n'influence pas de façon significative le Comportement de la structure. Cette condition est remplie si la rigidité des assemblages est telle qu'ils Sont respectivement classés comme rigides ou articulés.

Le critère de classification de l'Eurocode 3, partie 1-8, qui distingue les assemblages rigides des Assemblages semi-rigides, est connu pour être très approximatif. Dès lors, alors qu'ils sont déjà rigides

dans les faits, les assemblages sont soit considérés comme semi-rigides, soit renforcés, avec pour effet L'augmentation inévitable et sensible des coûts de fabrication.

*Chapitre 1:*  
*Classification des assemblages selon leurs rigidites*

## 1.1 INTRODUCTION :

On appelle les assemblages dans les ossatures de bâtiment métalliques toute les composants élémentaires poutre- poteaux, Qui sont liées entre eux par des dispositions particuliers. Ces assemblages possèdent des formes multiples liées à la nature des efforts à transmettre et aussi aux moyennes d'attache utilisée. de ce fait, il y'a des règles et des exigences à respecter en la matière qui assurant la continuité à l'intérieure d'un mêmes élément ou servent de liaison nodale entre les éléments, dont l'éventail consiste à anticiper les problèmes et les risques à venir. Dans ce chapitre en va voire tous les critères des assemblages.

## 1.2 DEFINITION ET ROLE DE L'ASSEMBLAGE :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. Ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. [11]

Une structure comprend des éléments structuraux (poutres et poteaux) et des assemblages.

Les éléments structuraux sont classifiés en fonction du type de chargement qu'ils supportent.

Ils sont appelés poutres si la flexion est prédominante, poteaux si la charge axiale est

Prédominante, et poutre-poteau si à la fois la flexion et une charge axiale sont présentes de manière significative. Pour les assemblages, selon le nombre et la position des éléments assemblés entre eux dans le plan, nous définissons des configurations d'assemblages

Unilatérales (sur un seul côté) ou bilatérales (sur deux côtés)

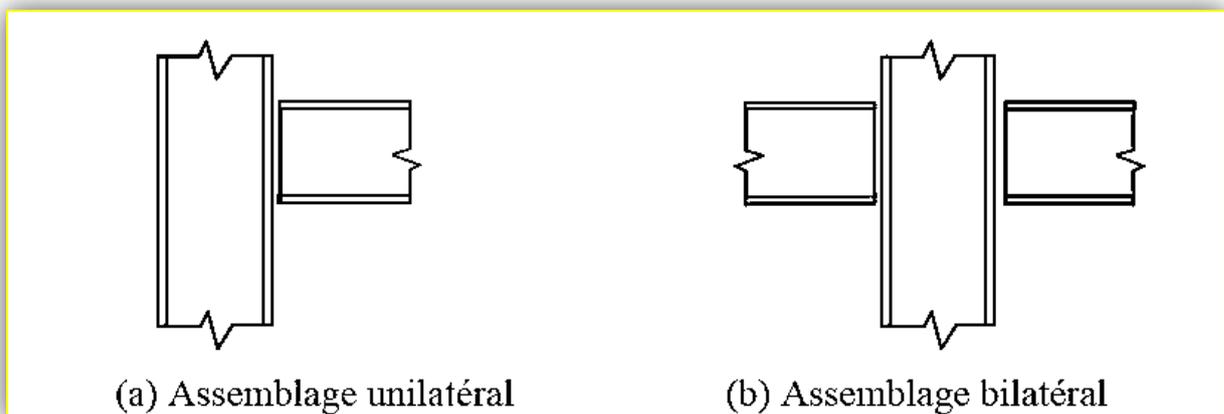
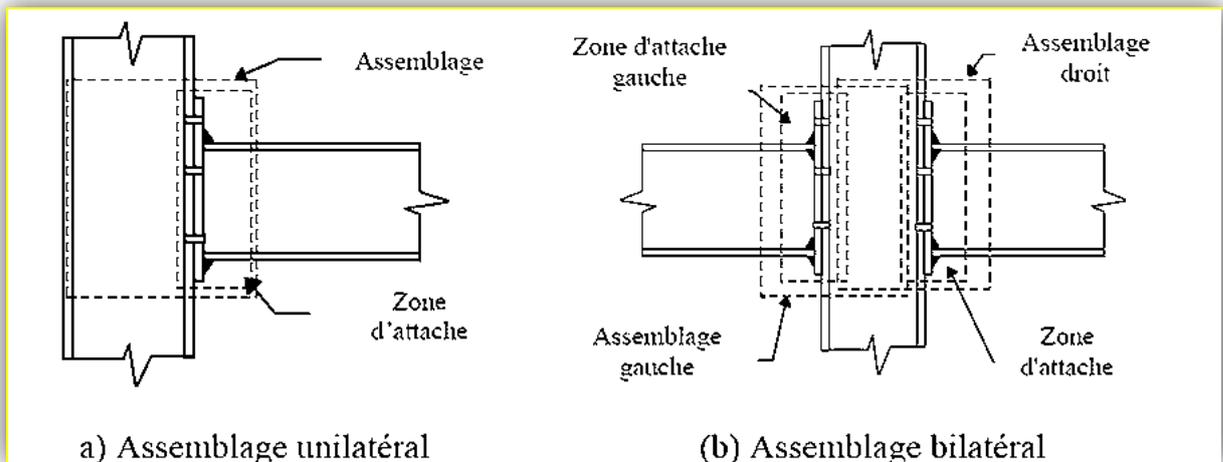


Figure 1.13: Configurations d'assemblages dans le plan

**Composant de base (d'un assemblage) :** partie d'un assemblage qui apporte une contribution identifiée à une ou plusieurs de ses propriétés structurales.

- **Zone d'Attache :** est défini comme l'ensemble des composantes qui fixent mécaniquement les éléments assemblés, c'est la zone où l'action de fixation de produit.



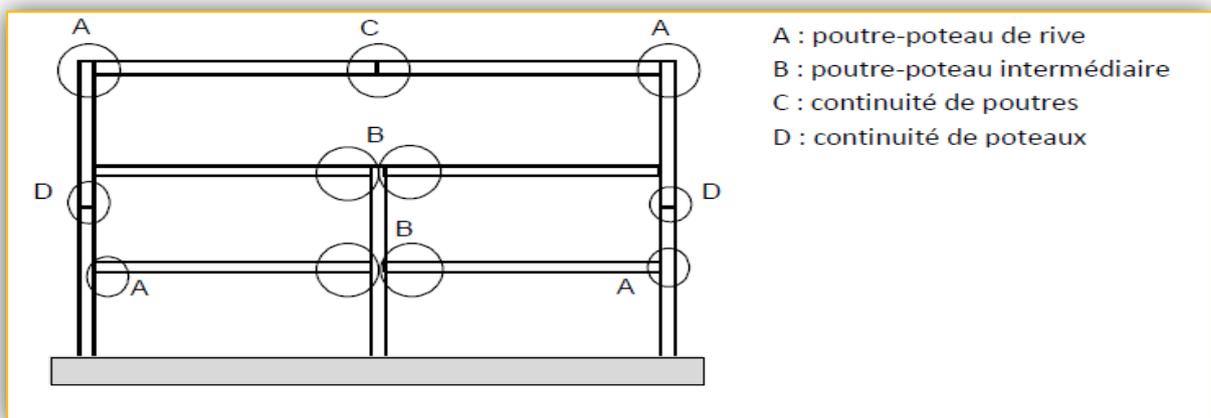
**Figure 1.14:** Différence entre attache et assemblage

### 1.3 TYPE D'ASSEMBLAGE :

Les poutres et les poteaux dans une structure en acier peuvent être assemblés par différents types d'assemblages. Dans le cas des assemblages boulonnés par platine d'extrémité, on distingue, d'une manière commode, les types d'assemblages suivants :

- \_ assemblages poutre-poteau ;
- \_ assemblages poutre-poutre ;
- \_ assemblages de raboutage (de continuité) ;
- \_ assemblages de pied de poteau ;

Les principes de conception des assemblages semi-rigides sont satisfaits lorsque les règles détaillées de l'annexe J révisée de l'Eurocode 3, sont respectées. Pour la conception des pieds de poteaux, les règles d'application de l'annexe L de l'Eurocode 3, sont respectées. [8]



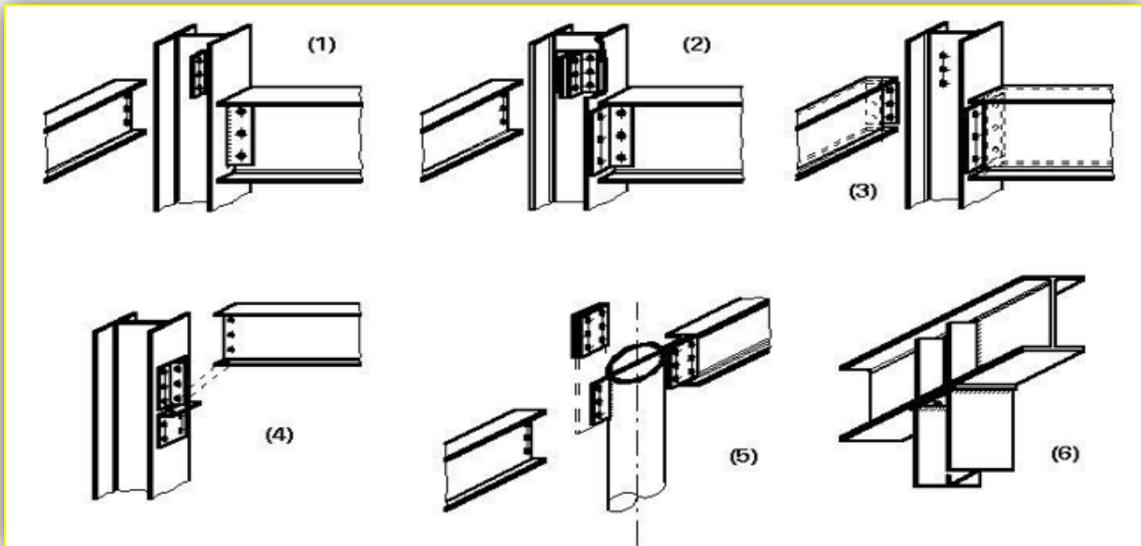
**Figure 1.3 :** Différents types d'assemblages dans une structure métallique

Nous pouvons identifier plusieurs types d'assemblages selon le type de liaison entre les Éléments assemblés. Un des plus courants est l'assemblage poutre-poteau. Ce type D'assemblage relie des éléments de directions et de fonctions différentes (Figure I-3)

Plusieurs configurations d'assemblages sont possibles :

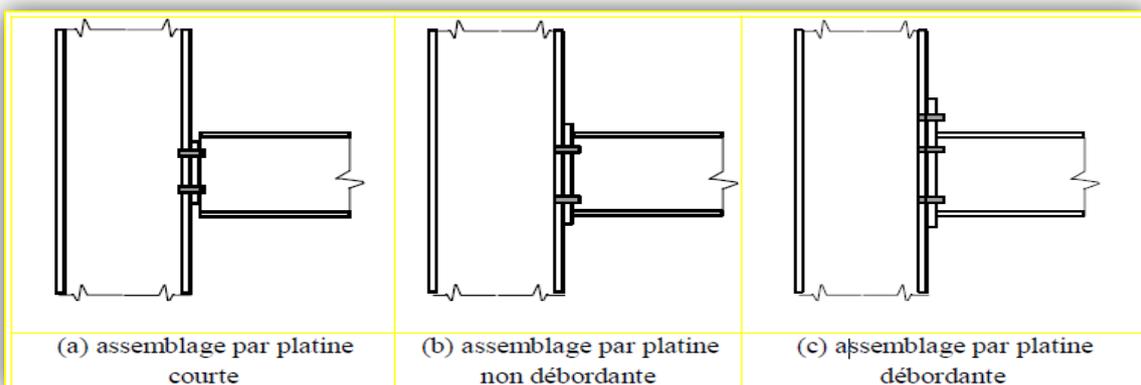
➤ **Assemblage poutre – poteau :**

Platine boulonnée + assemblages soudés (poutre-poteau, T, avec une poutre ou un poteau continu).



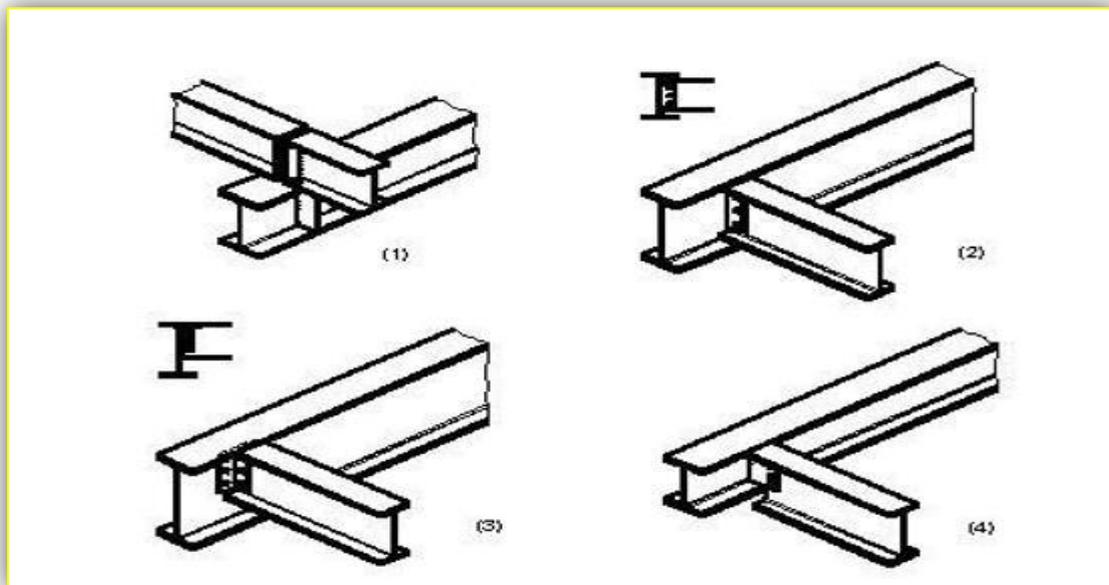
**Figure 1.4:** Assemblage Poteau- Poutre

Ce type d'assemblages est souvent utilisées dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations, Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons. Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité peuvent être réalisés par une platine courte, non débordante ou débordante.[8]



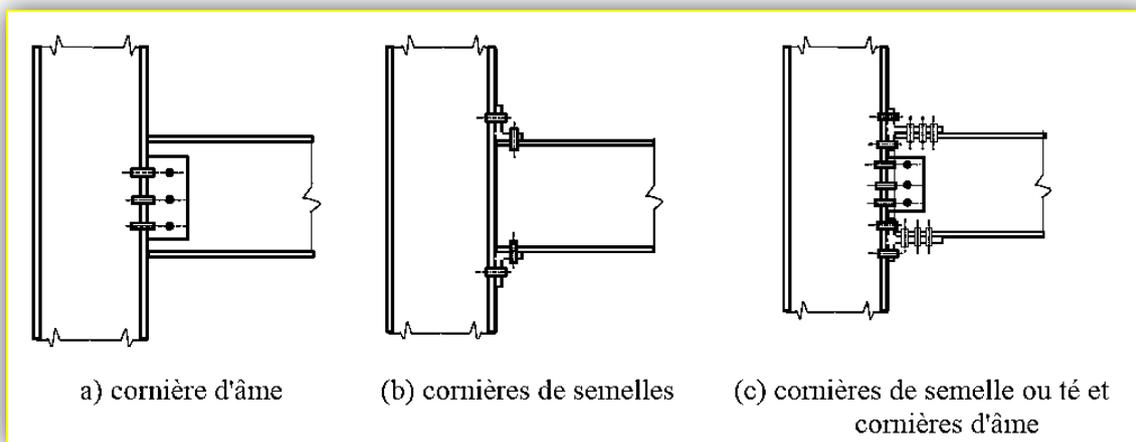
**Figure 1.5:** Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée

Union de barres de type platine (assemblage platine-platine) ou avec des cornière d'âme ou de semelle.



**Figure 1.6:** Assemblage Poutre – Poutre

Dans ce type d'assemblages (Figure I.7) les cornières sont boulonnées sur les semelles et les âmes du poteau et de la poutre. L'assemblage de type (a) avec une simple cornière sur l'âme de la poutre est considéré comme articulé. Il doit être capable de subir une rotation significative sans développer des valeurs élevées de moment fléchissant. Les assemblages articulés sont utilisés dans une ossature de poutres et poteaux lorsque la rigidité latérale est assurée par d'autres moyens comme par exemple un palée de stabilité triangulée. Les assemblages de types (b) et (c) sont en général semi-rigide.



**Figure 1.7:** Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles

➤ **Assemblage de rabotage (de continuité) de poutre ou poteaux :**

Les figures (I-7a) et (I-8a) montrent des assemblages avec platines d'about qui assurent la continuité de poutres ou de poteaux. Les platines peuvent être débordante ou non. Une alternative à l'utilisation de platines d'about fait appel aux assemblages par couvre-joint avec des zones d'attaches boulonnées réalisées sur les âmes et les semelles des poutres.

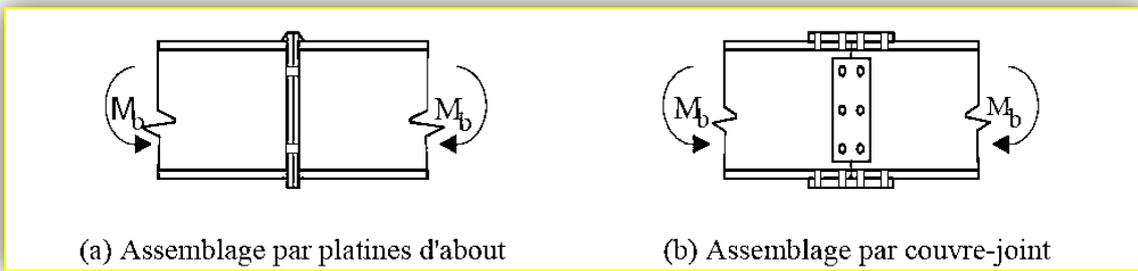


Figure 1.8: Assemblage de continuité de poutre

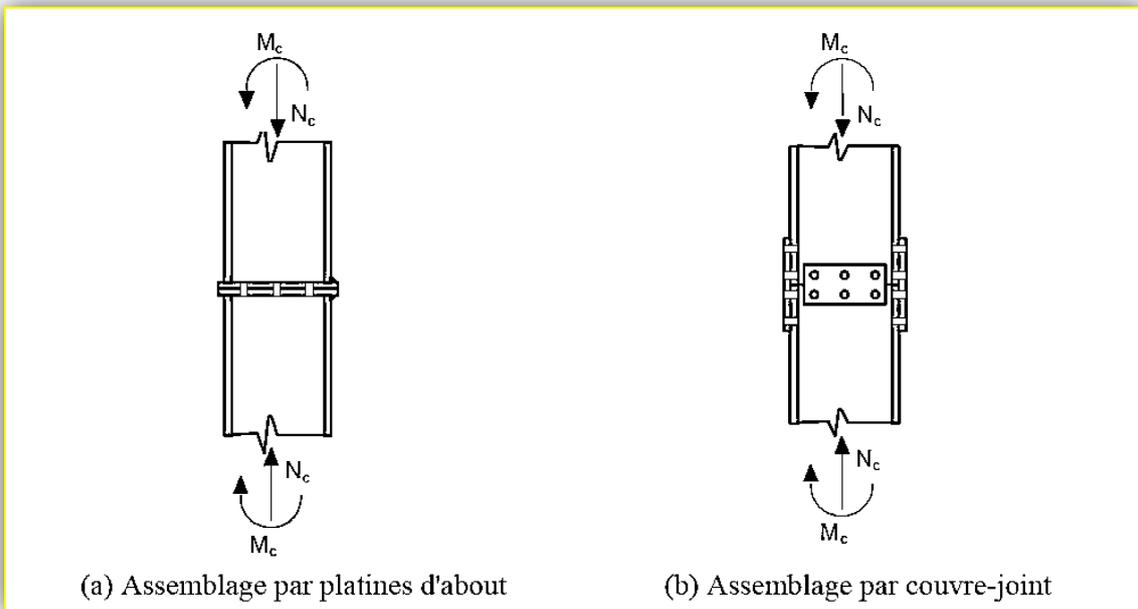


Figure 1.9: Assemblage de continuité de poteau

**Assemblage de pied de poteaux :**

Ce type d'assemblages est utilisé lorsqu'il s'agit de relier une structure en acier à un noyau de béton, voir (figure I.10). La base du poteau est soudée à une platine mince ou épaisse, boulonnée au noyau du béton à l'aide des tiges d'ancrage.

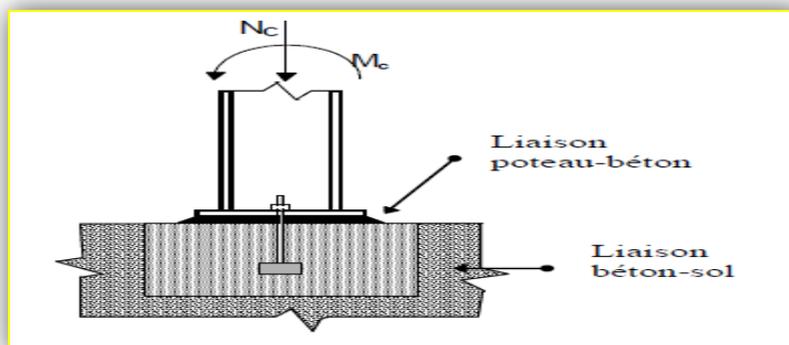


Figure 1.10: Assemblage pied de poteau

# Chapitre1 Classification des assemblages selon leurs rigidités

---

Les assemblages doivent être suffisamment résistants pour transmettre les efforts de dimensionnement. A cette fin, ils doivent être conçus de manière à permettre un transfert « en douceur » des efforts intérieurs d'un élément à l'autre sans créer de concentrations importantes de contraintes.

- Ils doivent posséder le degré requis de flexibilité ou de rigidité.

Les éléments d'assemblages (plats ou corniers) doivent, autant que possible, se mettre en place aisément et être accessibles au montage (sur chantier ou en atelier).

## 1.4 TYPE D'ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE :

La fonction principale d'un assemblage dans une ossature est de transmettre les réactions verticales des extrémités des poutres aux poteaux. Dans un portique, il doit transmettre en plus les moments formés aux extrémités des poutres. Selon la rigidité en rotation de l'assemblage.

La Figure 1.11 présente quelques technologies classiques d'assemblages de type poutre-poteau utilisés actuellement.

Le système a) est un assemblage à éclisses soudées sur le poteau et solidarisées par boulons sur l'âme et sur les semelles de la poutre. Par expérience, c'est un assemblage rigide capable de transmettre totalement les efforts d'extrémité de la poutre (effort tranchant et moment) au poteau. La déformation de l'assemblage est en effet suffisamment réduite, Comme solution alternative, on peut envisager un assemblage avec platine d'extrémité suffisamment épaisse et suffisamment boulonnée (Figure 1.6 b), éventuellement renforcé par un jarret.

Au pôle opposé se trouve l'assemblage de type f), avec une simple cornière sur l'âme de la poutre et considéré comme articulé. Ce type d'assemblage ne peut transmettre que des efforts tranchants et, éventuellement, un effort axial de la poutre. Il doit être capable de subir une rotation significative, sans développer des valeurs élevées de moment fléchissant. Les assemblages articulés sont utilisés dans une ossature de poutres et poteaux lorsque la rigidité latérale est assurée par d'autres moyens, par exemple une palée de stabilité triangulée.

Les types intermédiaires, représentés sur la Figure 1.11 par les cas de b) à e), constituent des assemblages en général semi-rigides. Ils sont utilisés sous réserve de savoir déterminer le degré d'interaction entre les éléments, ce qui suppose de connaître la caractéristique moment rotation de l'assemblage. Les assemblages semi-rigides ont été adoptés en tant qu'alternative aux premiers, du moins pour fonctionner sous des actions de type statique ; ils sont également en phase d'être acceptés dans les normalisations sismiques modernes, par exemple l'Eurocode 8-1 (version EN finale) .[10]

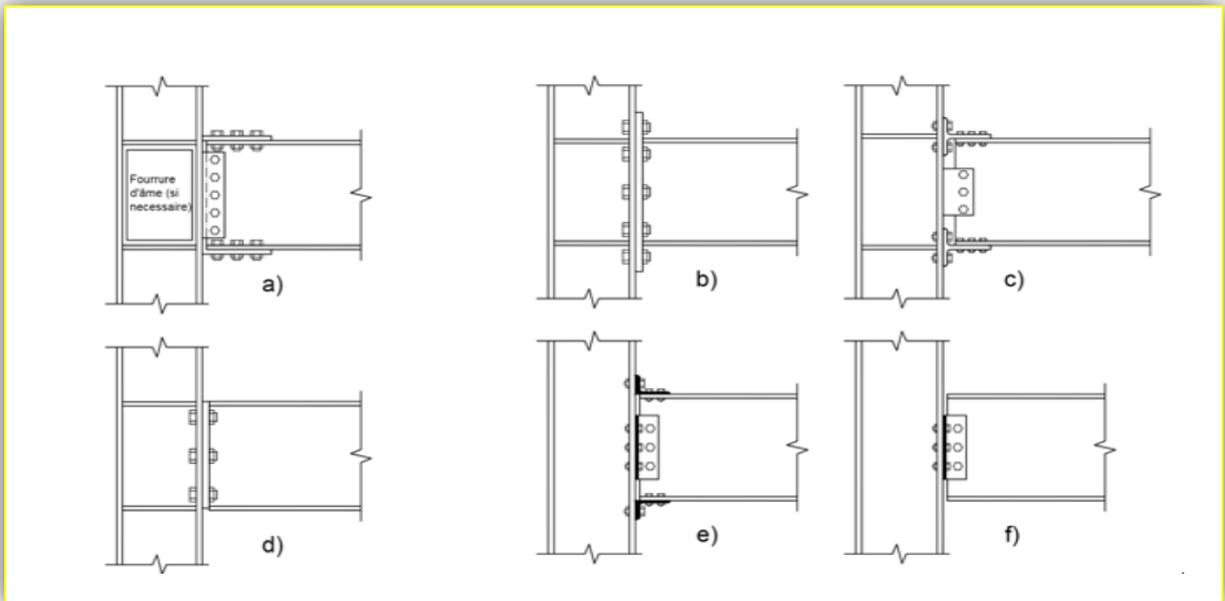


Figure 1.11: Types usuels d'assemblages de type poutre-poteau.

## 1.5 MODE D'ASSEMBLAGE :

Les différentes moyennes d'assemblages ci-dessus mentionnés sont généralement réalisées par les principaux modes d'assemblages suivants :

### 1.5.1 Le rivetage :

Les rivets représentent le plus ancien moyen d'assemblage utilisé en construction métallique.

Actuellement, leur emploi est limité et on leur préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons, les rivets à anneau et la soudure. Les rivets bruts (pas encore mise en place) sont des pièces métallique formées d'une tige cylindrique et d'une tête ronde.

#### ❖ Rivet à anneau :

Les rivets à anneau (nivelons) sont des éléments de connexion mécanique qui tiennent à la fois du rivet (dans la mesure où il a une même forme de tête et qu'il introduit une force de précontrainte) et du boulon (car une partie de sa tige est rainurée).

Les principales caractéristiques : la tige se compose de deux parties rainurées (et non pas filetées), séparées par une portion de tige dont la section est affaiblie. L'acier des rivets à anneau est un acier à haute résistance.

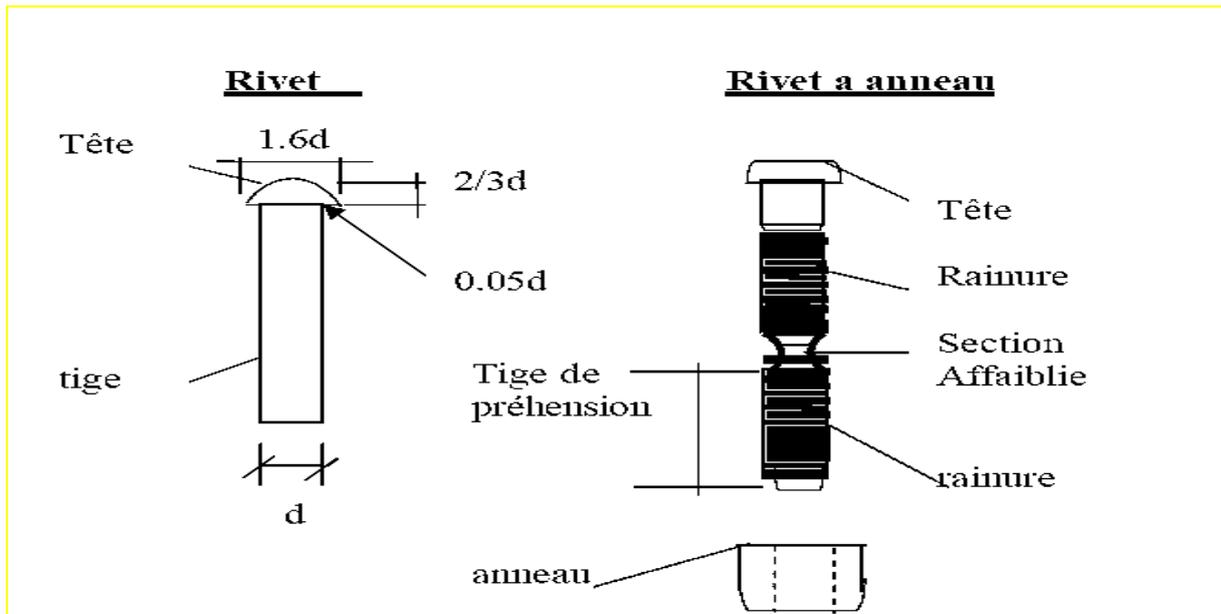


Figure 1.12: Rivet et rivet à anneau

### 1.5.2 Le boulonnage :

On distingue deux types de boulons, sur lesquels on reviendra plus détail par la suite :

- Les boulons de charpente métallique (boulon ordinaire) ;
- Les boulons à haute résistance ;

Le vissage est un procédé d'assemblage permettant de réaliser une liaison démontable de deux ou plusieurs pièces à l'aide d'éléments de visserie. Ces éléments sont constitués d'une vis et d'un écrou et éventuellement une ou deux rondelles. Un ensemble constitué d'une vis et d'un écrou s'appelle un boulon.

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons (Tableau 1.1) présentent les valeurs de la limite d'élasticité  $F_{yB}$  et de la résistance à la traction  $F_{uB}$  des quatre classes de qualité d'acier utilisées pour les boulons.

Tableau 1.1: Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons

boulon	Classe de qualité	$F_{yB}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_{uB}$ (N/mm <sup>2</sup> )
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

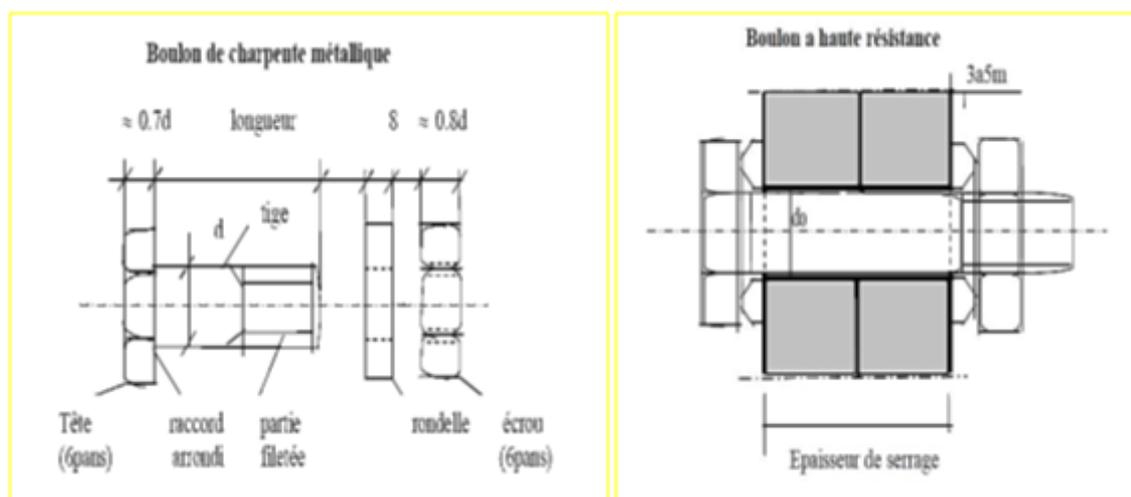
- **les boulons de charpente métallique** (aciers 4.6 et 5.6) : ils sont employés couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments.
- **les boulons à haute résistance**: les boulons HR sont des boulons aptes à être précontraints lors de la mise en œuvre .on les appelle encore boulon « à serrage contrôle ».ils sont réalisés dans des aciers à haute limite d'élasticité de qualité 8.8 et 10.9 et ils doivent comporter un marquage spécifique «HR »sur chaque élément du boulon ce qui n'est pas le cas des boulons

# Chapitre 1 Classification des assemblages selon leurs rigidités

ordinaires de classe de qualité identique .leur caractéristiques dimensionnelles sont données par le tableau 1.2

**Tableau 1.2:** Caractéristiques dimensionnelles des boulons HR

Diamètre nominal : d (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou : d0 (mm)	13	15	18	20	22	24	26	30	33
Φ rondelle ..... (mm)	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle ... (mm)	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou ..... (mm)	11	13	15	16	18	20	22	24	27
Hauteur de tête ..... (mm)	8	9	10	12	13	14	15	17	19
Dimension des clés (1) (mm)	19/22	22/24	24/27	27/30	30/32	32/36	36/41	41/46	46/50
Section nominale : A (mm <sup>2</sup> )	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante : As (mm <sup>2</sup> )	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561



**Figure 1.13** Boulon de charpente et boulon a haut résistance

## 1.5.3 Le soudage :

L'opération de soudage consiste à réunir ou rassembler deux pièces ou plusieurs parties constitutives d'un assemblage en perpétuant la continuité de la matière entre les parties à assembler par chauffage, par pression ou par combinaison des deux.

### ✓ **Avantage de soudage :**

Le soudage présente, par rapport au boulonnage, plusieurs avantages:

- Il assure la continuité de matière, et de ce fait garantit une bonne transmission des Sollicitations

- Il dispense de pièces secondaire (goussets, attaches,.....).
- Il est de moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage.

## ✓ Inconvénients de soudage :

En revanche, il présente divers inconvénients:

- Le métal de base doit être soudable.
- Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux.
- Le contrôle des soudures est aléatoire.
- Le soudage exige une main-d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.

## 1.6 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES :

**1.6.1 Fonctionnement par obstacle :** C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement en cisaillement.

**1.6.2 Fonctionnement par adhérence :** Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.

**1.6.3 Fonctionnement mixte :** C'est le cas du rivetage (et dans les cas extrêmes, du boulonnage HR), à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par Adhérence des Pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

## 1.7 CARACTERISATION DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES :

En général, le comportement des assemblages est décrit par une courbe exprimant l'évolution du Moment  $M$  qui se développe dans l'assemblage en fonction de la rotation relative  $\phi$  entre les extrémités des éléments assemblés (idéalisés par leurs axes).

Lorsqu'un assemblage est infiniment rigide, la rotation relative entre les éléments connectés est nulle Quel que soit le moment auquel l'assemblage est soumis. Il n'existe aucune différence entre les Rotations respectives des extrémités des éléments liés à cet endroit. L'assemblage est globalement Soumis à une seule rotation de corps rigide. Dès lors, la courbe de  $M$  en fonction de  $\phi$ , caractéristique Du comportement des assemblages rigides, est une droite verticale passant par l'origine (Figure 1.14). Lorsqu'un assemblage est articulé ou infiniment souple, le moment dans l'assemblage reste nul quelle Que soit la rotation relative entre les extrémités des éléments connectés par cet assemblage. Par Conséquent, la courbe de  $M$  en fonction de  $\phi$  représentative du comportement des assemblages Articulés est une droite horizontale passant par l'origine (Figure 1.14). Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau. [9]

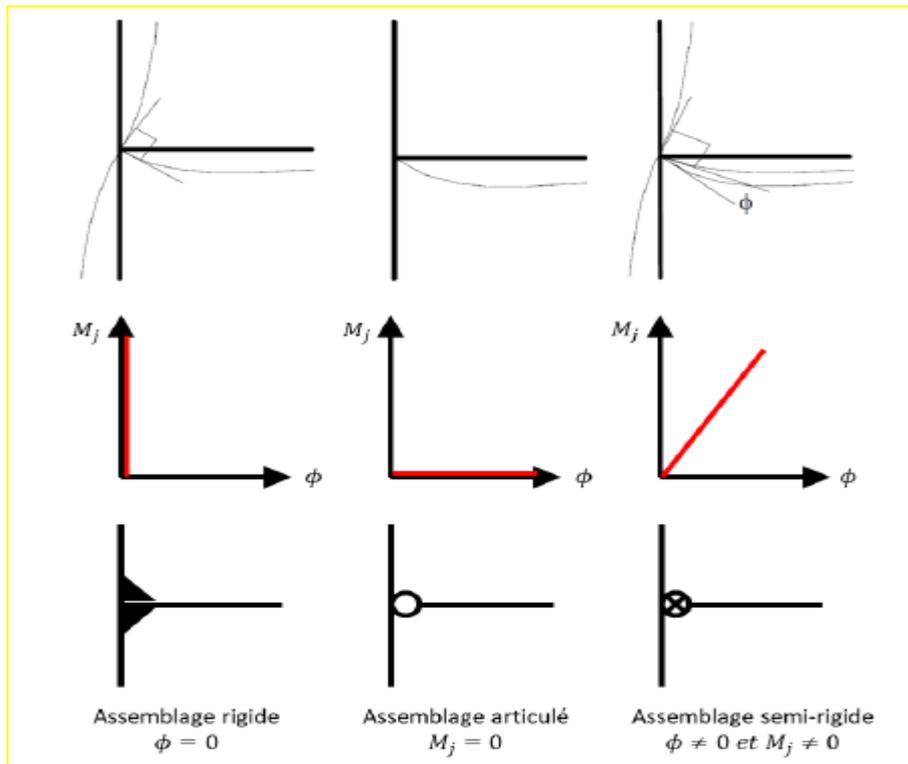


Figure 1.14: Comportement et modélisation des assemblages (Maquoi & Chabrolin, 1998)

La rigidité  $S_j$  de ce ressort caractérise la rigidité en rotation de l'assemblage soumis à un moment fléchissant. Une rigidité nulle ou très petite correspond à un assemblage simple (rotulé) qui ne transmet pas de moment fléchissant de la poutre au poteau. Au contraire une rigidité  $S_j$  infiniment grande (très grande) correspond à un assemblage continu (rigide). Selon l'EC3, le comportement mécanique d'un assemblage est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir : rigidité de rotation initiale ( $S_{j,ini}$  ou  $S_j$ ) , capacité de résistance flexionnelle ( $M_{j,Rd}$ ) , capacité de rotation ( $\Phi_{cd}$ ). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de courbe moment rotation représentée dans la figure. [12]

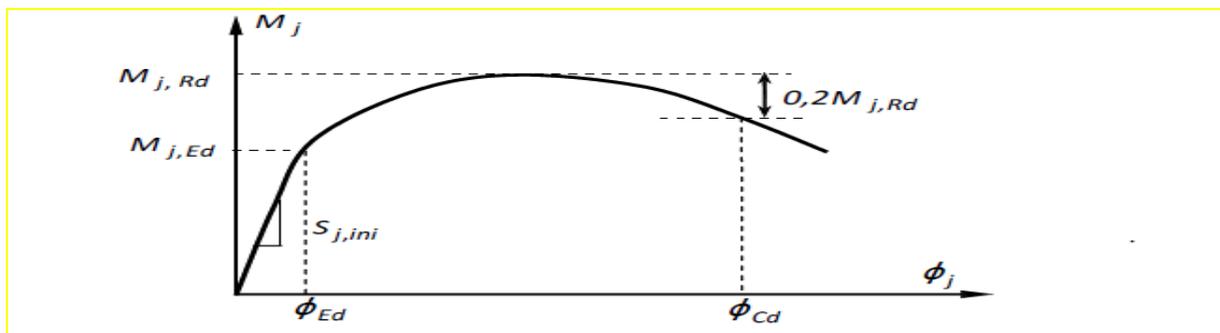


Figure 1.15: Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique

## 1.8 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES METALLIQUES :

Selon l'Eurocode 3, les assemblages doivent être modélisés en vue d'une analyse globale de la Structure. Le type de modélisation des assemblages à adopter dépend de la classification en termes de rigidité (rigide, semi-rigide et articulé), de résistance (résistance complète ou partielle) et de ductilité (capacité de rotation). Les critères de cette classification sont décrits ci-dessous.

### 1.8.1 Classification par rigidité :

La rigidité de l'assemblage intervient dans la phase initiale de l'analyse globale des structures en acier. Ainsi lors de la modélisation de la structure en acier, une attention particulière doit être accordée à la rigidité de l'assemblage. Bien sûr, la rigidité de l'assemblage influe sur le niveau de sollicitations et la flèche dans les poutres, la rigidité des assemblages peut également avoir des effets significatifs sur le comportement de la structure en acier et sur sa stabilité globale.

Un assemblage peut être classé comme rigide, Semi-rigide ou articulé en fonction de sa rigidité en rotation, en comportement sa rigidité en rotation initiale  $S_j$ , avec les limites de classification.

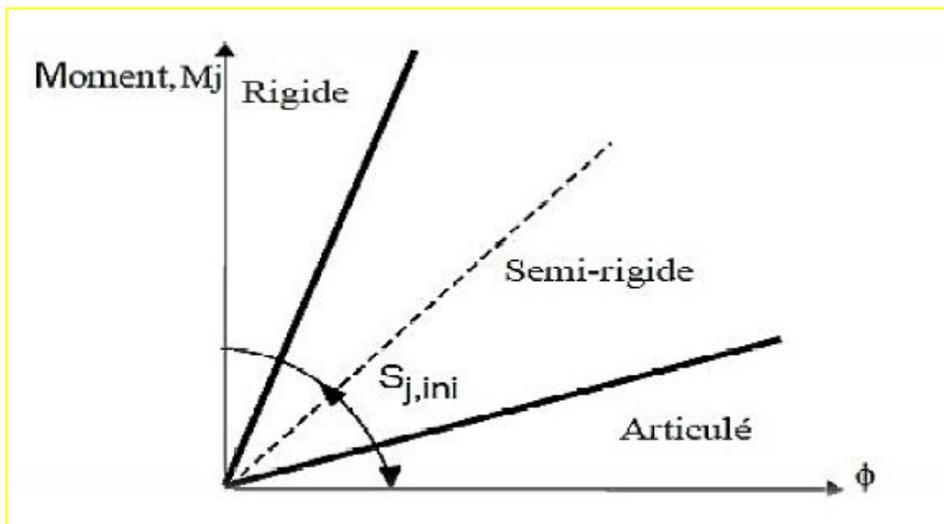


Figure 1.16: Diagramme de classification par rigidité des assemblages

En outre, l'Eurocode3 permet un calcul analytique de la rigidité à l'aide de la méthode des composantes. Cette méthode suppose que chaque composante est représentée par un ressort qui travaille en compression ou traction, avec une rigidité propre. Pour obtenir la rigidité globale de l'assemblage, ces ressorts sont groupés en série ou en parallèle selon le type d'assemblage concerné.

#### ➤ Assemblage rigide :

Un assemblage peut être considéré comme rigide si sa déformation n'a pas d'influence significative sur la répartition des efforts et des moments dans la structure, ni sur la déformation d'ensemble de celle-ci. Les déformations des assemblages rigides ne doivent pas conduire à une réduction de la résistance de la structure supérieure à 5 %. Les assemblages rigides doivent être capables de transmettre les efforts et moments calculés de leur dimensionnement.

# Chapitre 1 Classification des assemblages selon leurs rigidités

$S_{j.ini} \geq \frac{8EIb}{Lb}$  (Structure contreventé réduit le déplacement horizontal d'au moins 80%)

$S_{j.ini} \geq \frac{25EIb}{Lb}$  (Structure non contreventé)

## ➤ Assemblage semi-rigide :

Les assemblages qui ne satisfont pas aux critères concernant les assemblages rigides ou les assemblages articulés seront classés comme des assemblages semi-rigides.

Les assemblages semi-rigides doivent permettre se prévoir le niveau d'interaction entre les éléments structuraux, en se basant sur les caractéristique moment-rotation des nœuds .Ils doivent également être aptes à transmettre les efforts et moment calculés de leur conception.

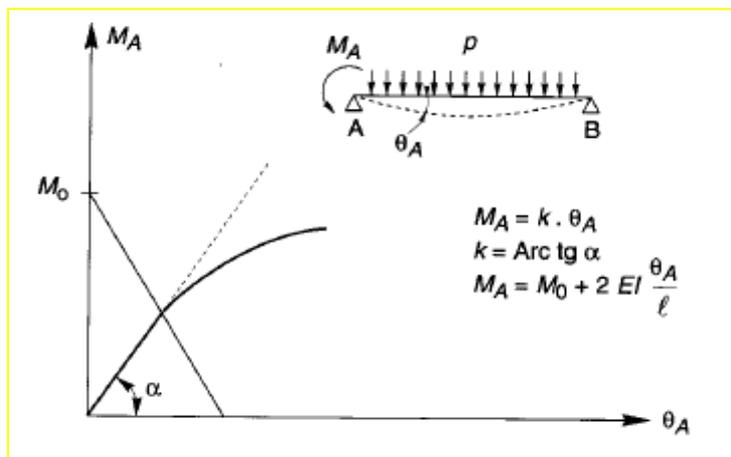


Figure 1.17: Fonctionnement d'un travers avec de liaison semi-rigide

## ➤ Assemblage nominalemt articulé :

Un assemblage articulé ou infiniment souple est conçu et calculé afin qu'il ne puisse pas développer de moments significatifs. Il présente d'habitude des valeurs très réduites de la rigidité initiale. Il convient que les assemblages de type articulé soient capables de transmettre les efforts internes de calcul de la structure et d'accepter les rotations qui en résultent jusqu'au stade ultime. En pratique, un assemblage de type poutre-poteau peut être considéré de type articulé si sa rigidité initiale en rotation  $S_{j, ini}$  (basée sur une courbe moment-rotation représentative de son comportement réel) satisfait à la condition suivante :

$$S_{j.ini} \leq \frac{0.5E \cdot Ib}{Lb}$$

Notion :

$Ib$  : Moment d'inertie de flexion d'une poutre

$Lb$  : Portée d'une poutre (entraxe des poteaux)

$S_{j.ini}$  : Rigidité initiale de la courbe moment-rotation de l'assemblage

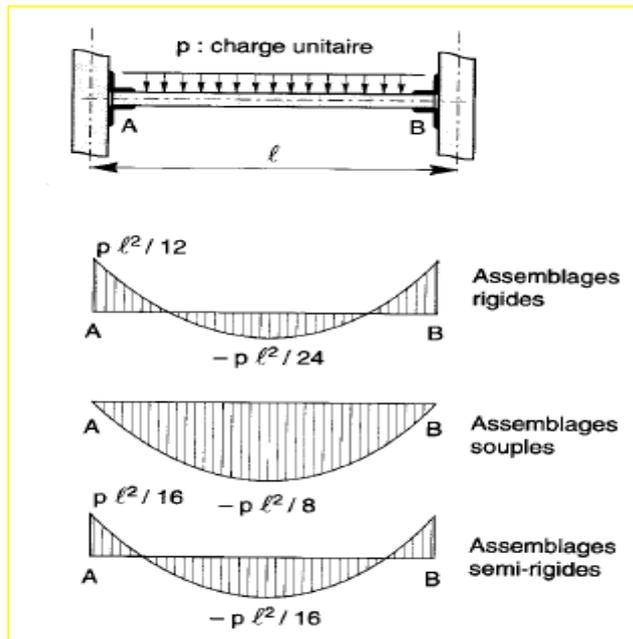


Figure 1.18: Diagrammes de moment fléchissant avec des divers modes de liaison

### 1.8.2 Classification par résistance :

Les assemblages sont répartis dans trois catégories en fonction de leur moment résistant. Ils sont soit pleinement résistants si leur moment résistant dépasse le moment résistant plastique de tous les éléments assemblés, soit nominalement articulés si leur moment résistant n'excède pas 25 % du moment résistant exigé pour un assemblage à résistance complète et à condition qu'ils possèdent également une capacité de rotation suffisante, soit partiellement résistants s'ils ne répondent pas aux critères des deux autres catégories. [12]

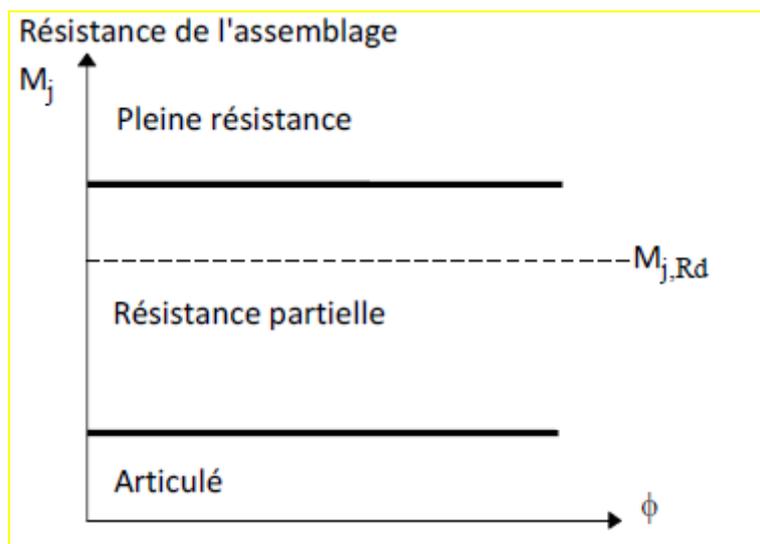


Figure 1.19: Limites de la classification des assemblages par résistance

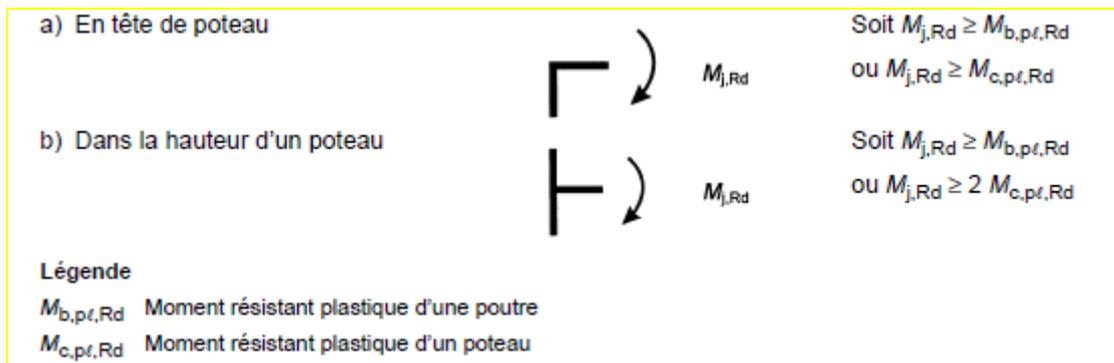
## ➤ Assemblage à pleine résistance :

Un assemblage à résistance complète est un assemblage qui possède une résistance plus grande que la résistance de la poutre assemblée. Dans ce cas, la déformation plastique est supposée se former dans la poutre assemblée. L'assemblage est considéré à résistance complète si :

$$\begin{cases} M_{Rd} > M_{pl,Rd} & \text{(Avec vérification de la capacité de rotation)} \\ M_{Rd} > 1.2M_{pl,Rd} & \text{(sans vérification de la capacité de rotation)} \end{cases}$$

Où  $M_{Rd}$  désigne le moment résistant de calcul de l'assemblage et  $M_{pl,Rd}$  le moment plastique de calcul de la poutre assemblée.

La rigidité de l'assemblage doit être telle qu'aucune des capacités de rotation des rotules plastiques nécessaires ne soit dépassée sous les charges de calcul.



**Figure 1.20:** Assemblages à pleine résistance

## ➤ Assemblage à résistance partielle :

Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire. L'assemblage doit posséder une capacité de rotation suffisante pour assurer la formation de la rotule plastique. L'assemblage est considéré à résistance partielle si :

$$0,25 M_{pl,Rd} < M_{Rd} < M_{pl,Rd}$$

Un assemblage qui ne satisfait pas les critères donnés pour un assemblage à résistance complète ou pour un assemblage nominalelement articulé.

## ➤ Assemblage articulé :

Il convient qu'un assemblage nominalelement articulé soit de transmettre les efforts sans développer de moment significatif susceptible, il soit capable de supporter les rotations résultant de l'effet des charges de calcul.

La capacité de rotation d'un assemblage de type articulé doit être suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques nécessaires sous les charges de calcul.

Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage résistance complète. [13]

$$M_{Rd} < 0,25 M_{pl,Rd}$$

## 1.8.3 Classification par ductilité (capacité en rotation) :

Les assemblages peuvent être classifiés en fonction de leur ductilité ou capacité de rotation. La ductilité représente la capacité d'un élément à se déformer dans le domaine plastique sous une augmentation très faible de l'effort appliqué à l'élément. La ductilité intervient au niveau du matériau, des sections des éléments, des éléments structuraux et des assemblages. Au niveau global, on peut parler d'une ductilité structurale, mise en évidence au moyen d'analyses non-linéaires de type « push-over », ou encore d'analyses dynamiques non-linéaires de type « réponse dans le temps »

La ductilité des assemblages dépend en priorité de la ductilité des composants qui les constituent : la platine d'extrémité, les boulons, les raidisseurs, les soudures, etc. Cependant, la capacité de rotation reste toujours une caractéristique difficile à évaluer, à cause du grand nombre de paramètres dont elle dépend. Par exemple, dans le cas des assemblages par platine d'extrémité, on peut mentionner :

- la façon de distribuer les boulons, leur diamètre et la nuance d'acier des boulons ;
- la façon d'effectuer les soudures entre la poutre et la platine d'extrémité, le matériau de l'électrode, le type de chanfrein pratiqué ;
- l'épaisseur et la nuance d'acier de la platine d'extrémité ;
- le comportement en cisaillement du panneau d'âme du poteau, également en traction et en compression locale ;
- la présence éventuelle de raidisseurs horizontaux et/ou diagonaux dans le panneau d'âme du poteau ;
- la nature du chargement et sa vitesse d'application.

Une classification des assemblages selon leur capacité de rotation est toutefois proposée dans la littérature et qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre assemblée. Trois classes ont été définies à savoir, l'assemblage ductile, l'assemblage semi-ductile et l'assemblage fragile, voir figure 1.21. Le comportement ductile est caractérisé par une courbe moment-rotation avec un plateau étendu qui indique généralement l'apparition de déformations plastiques avant la rupture. Le comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique. Enfin, le comportement semi-ductilité se situe entre le comportement fragile et le comportement ductile.

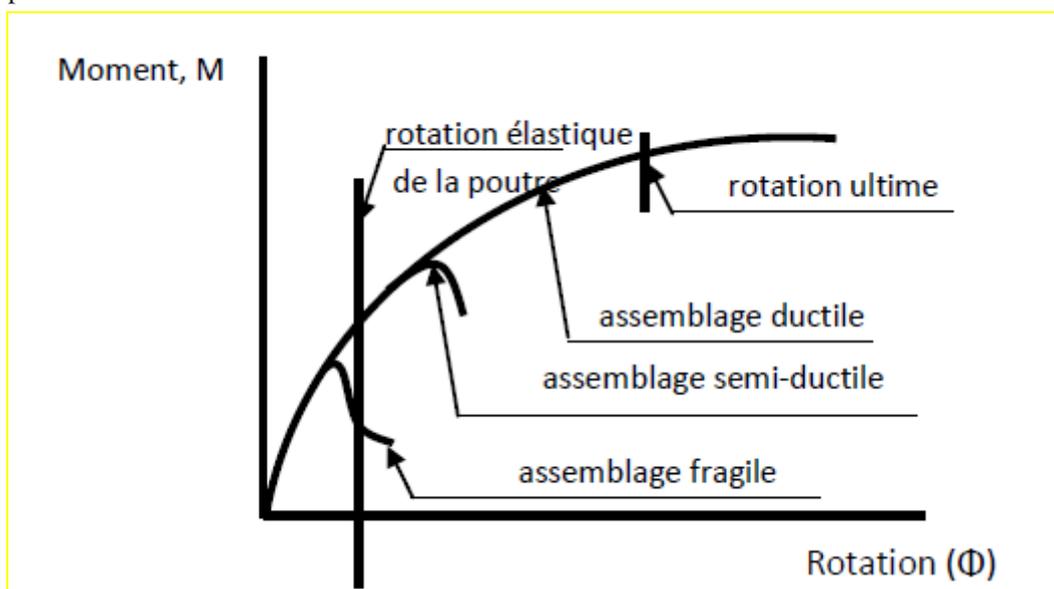


Figure 1.21: Classification des assemblages par la capacité de rotation

## 1.9 MODELISATION DES ASSEMBLAGES POTEAU-POUTRE :

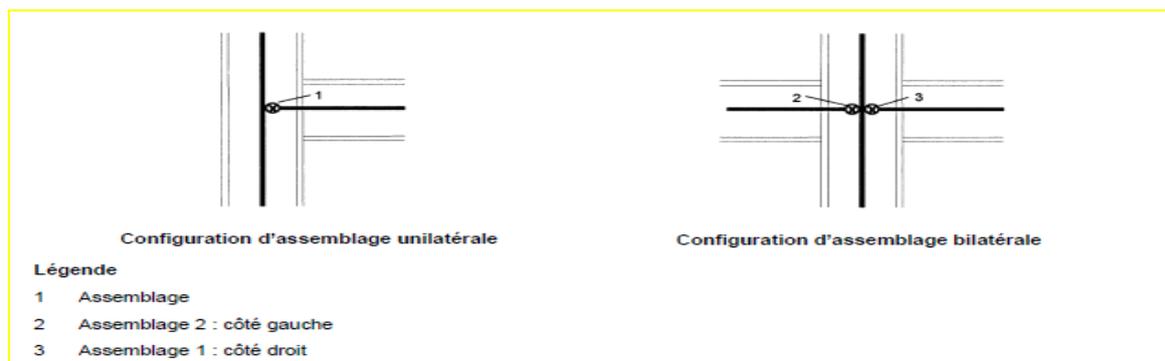
Le comportement des assemblages affecte le comportement global des structures. La prise en compte du comportement des assemblages permet d'avoir différents types de modèles de structures à savoir les structures simples, continues et semi-continues correspondant respectivement aux modèles d'assemblages articulés, rigides et semi-rigides.

Actuellement, dans la pratique courante, les assemblages sont considérés dans le calcul des structures comme rigides ou articulés. A cet effet, ils doivent être calculés pour satisfaire les Classifications des assemblages rigides ou articulés. Réellement, les assemblages sont semi-rigides. [8]

**Tableau 1.14:** Modélisation des assemblages dans l'analyse des structures en acier

Analyse globale	Classification de l'assemblage		
	Nominalement articulé	Rigide	Semi-rigide
Elastique	Nominalement articulé	Rigide	Semi-rigide
Rigide- plastique	Nominalement articulé	Pleine résistance	Résistance partielle
Elastique plastique	Nominalement articulé	Rigide et pleine résistance	Semi-rigide et résistance partielle Semi-rigide et pleine résistance Rigide et résistance partielle
Modélisation de structure	Articulé	Continu	Semi-continu

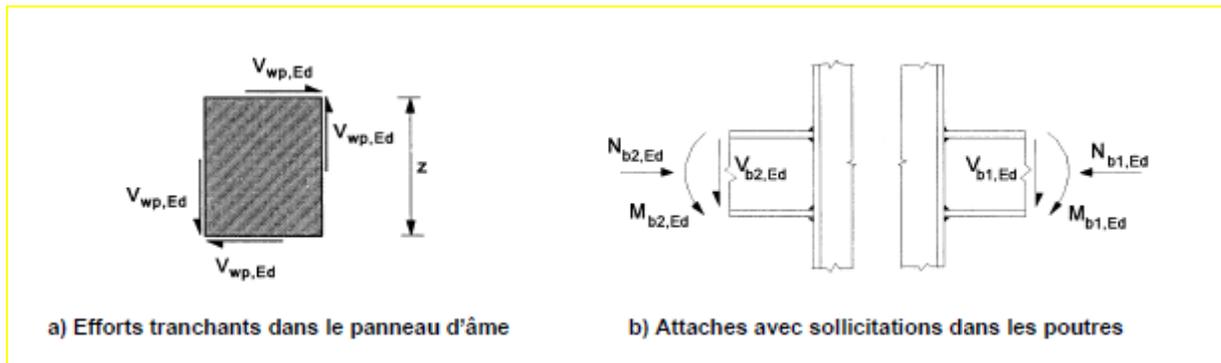
Dans un assemblage poutre-poteau bilatérale, il convient de modéliser chaque assemblage sous forme d'un ressort rotationnel séparé, chaque ressort possédant une loi moment –rotation prenant en compte le comportement de panneau d'âme en cisaillement ainsi que l'influence des attaches concernées.



**Figure 1.22:** Modélisation de l'assemblage

Il convient de calculer l'effort résultant  $V_{wp,Ed}$  dans le panneau d'âme comme suit :

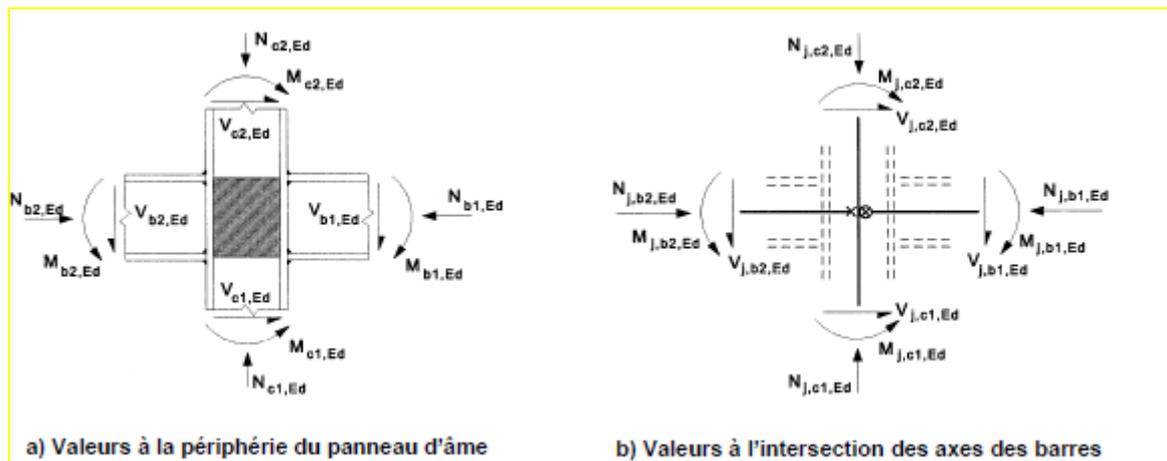
$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})/z - (v_{c1,Ed} - v_{c2,Ed})/2$$



**Figure 1.23:** Sollicitations agissant sur le panneau d'âme au niveau des attaches

Pour la détermination du moment résistant et de la rigidité en rotation de chacun des assemblages, il convient de prendre en compte l'influence éventuelle du panneau d'âme en cisaillement au moyen des paramètres de transformation  $\beta_1$  et  $\beta_2$ .

$\beta_1$  Valeur du paramètre de transformation  $\beta$  Pour l'assemblage droit, et  $\beta_2$  ours l'assemblage gauche.



**Figure 1.24:** Sollicitations agissant dans l'assemblage

Sachant que :

$$\beta_1 = |1 - M_{j,b2,Ed} / M_{j,b1,Ed}| \leq 2$$

$$\beta_2 = |1 - M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed}| \leq 2$$

### 1.10 RENFORCEMENT L'ASSEMBLAGE :

**a / Les raidisseurs transversaux de poteau :** Ils sont soudés, au niveau des semelles en zones tendue et comprimée du poteau (Figure 1.25a) pour augmenter la rigidité et la résistance de l'âme du poteau en traction et en compression et de la semelle du poteau en flexion.

**b / Les renforcements par contre-plaque :** Ce sont des platines boulonnées contre la semelle du poteau en recouvrant au moins deux rangées de boulons dans la zone tendue de l'assemblage (Figure 1.25 c) Elles permettent d'augmenter la résistance de la semelle du poteau pour certains modes de ruine ainsi que la rigidité.

c / **Les doublures d'âme** : une doublure d'âme, soudée sur tout son pourtour (Figure 1.25d) est utilisée pour augmenter la résistance de l'âme du poteau vis-à-vis de la traction, de la compression et du cisaillement. .[12]

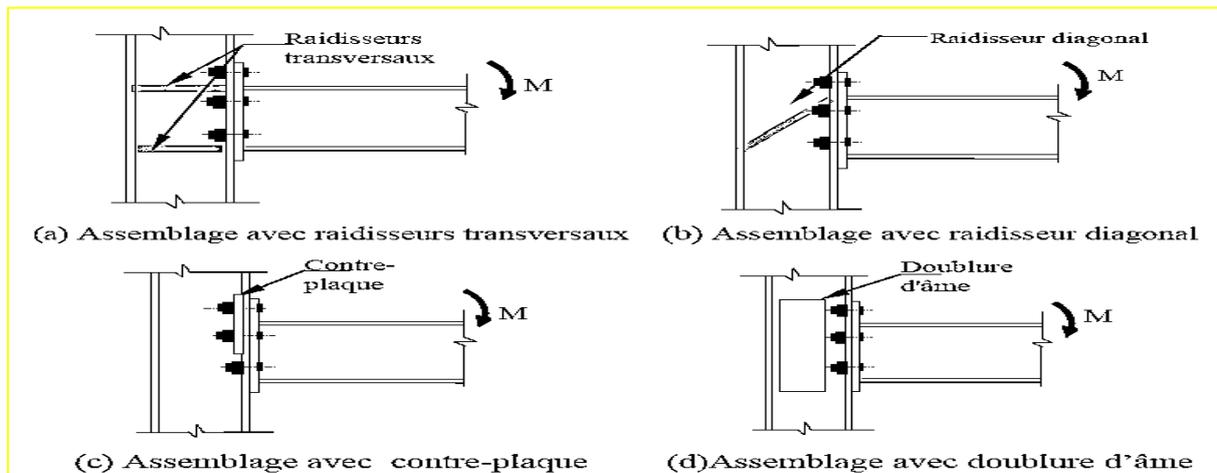


Figure 1.25: Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3

## CONCLUSION :

D'une manière générale, la construction métallique et les avantages qu'elle offre ne sont plus à démontrer, les problèmes apparaissent le plus souvent au niveau des assemblages de type poutre-poteau. C'est la raison pour laquelle cet aspect est largement développé dans le chapitre, en présentant les différents types d'assemblage et leur comportement, les paramètres qui peuvent influencer ce comportement et, à la fin du chapitre une description d'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité.

C'est ainsi que nous avons souhaité étudier les assemblages métalliques de type pied de poteau en détail. La modélisation de ces derniers par logiciel de calcul (**IDEA STATICA.10**), constituera l'objectif principal de notre travail.

*Chapitre 2 :*  
*Exemple de l'analyse de rigidité du pied poteau*

## 2.1 INTRODUCTION :

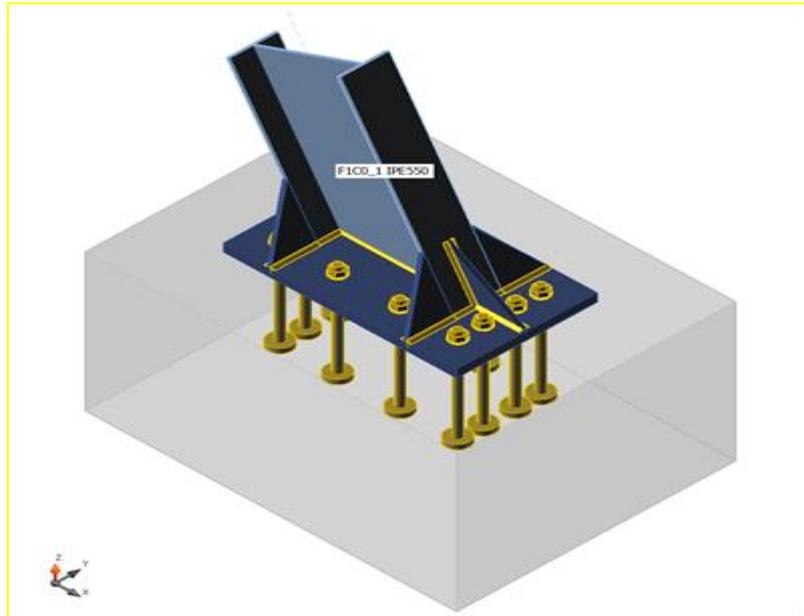
L'étude de la rigidité des assemblages être menée sous plusieurs modèle d'assemblage, à savoir le Paramétrée et la distribution de chargement des modelés. Ce chapitre a comme objectif de déterminer la rigidité et la capacité de résistance de l'assemblage pied de poteaux en acier boulonnée par platine d'extrémité.

Le comportement des connections pied de poteaux en acier peut être représenté en pratique par son comportement en flexion qui témoigne surtout de la relation du moment – rotation ( $M - \phi$ ). Ce comportement n'est pas linéaire même à des niveaux de charge faible. En fait, les courbes moment-rotation représentent le résultat d'une interaction très complexe entre les aspects élémentaires constituant la liaison.

## 2.2 DESCRIPTION DES ASSEMBLAGES :

Cette partie du chapitre présenter une étude de le comportement du moment – rotation ( $M - \phi$ ) d'assemblage pied de poteaux par plaque d'extrémité, soumis à des charges cycliques ou monotones. On fait cette analyse par logiciel **IDEA STATICA**.

Le compartiment étudié est un pied de poteau IPE550 de 3 m de longueur de forme incliné qui se compose par platine rectangulaire soudée à la base de poteau et fixé à la semelle isolé par des boulons de diamètre 36mm ,M 36, et classe 6.8 , le poteau est fixé par des raidisseurs comme il est illustré la figure (2.1) ci-dessous.



**Figure 2.1:** Assemblage de pied de poteaux

Tableau 2.1: Caractéristique de poteau IPE 550

poteau	poids	section Acm <sup>2</sup>	dimension			caractéristique					
	P(kg/m)		h mm	b mm	i <sub>f</sub> mm	i <sub>y</sub> m <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> m <sup>4</sup>	w <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	w <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE550</b>	106	134,4	550	210	17,2	67120	72,34	2787	400,5	22,35	4,45

### 2.2.1 Description de la fondation :

La semelle isolé quand on a assemblé par le poteau leur caractéristique comme de tableau suivant :

Tableau 2.2: Caractéristiques mécaniques de fondation

	Valeur	Unité
<b>Dimension</b>	1210 x 1610	mm
<b>Hauteur</b>	900	mm
<b>Type de boulon</b>	m36 ;6.8	mm
<b>Longueur d'ancrage</b>	500	mm

### 2.2.2 Propriétés mécaniques des matériaux des essais :

La nuance d'acier utilisée pour les poteaux, les platines et les raidisseurs de platine est S275 (Fu= 430 MPa), la masse volumique de béton est c 25/30MPa.

Tableau 2.3: Caractéristiques mécaniques des boulons de l'assemblage

Nom	Type	Diameter[mm]	Fu [MPa]	Superficie brut [mm <sup>2</sup> ]
<b>Boulon ordinaire</b>	M36 6.8	36	600.0	1018

#### ✓ Les efforts de l'analyse :

Voilà les différentes forces quand nous avons obtenu par la distribution des charges sur la structure modélisé par différente combinaison le tableau suivant capitulé les résultats :

Tableau 2.4: Les résultats des forces (N,V,M)

Combinaison	poteau	N[KN]	Vy[KN]	Vz [KN]	Mx[KNm]	My[KNm]	Mz[KNm]
<b>ELS</b>	<b>IPE550</b>	-96,5	-0,2	-87,2	0,0	208,9	-0,5
<b>G+Q+Ex</b>	<b>IPE550</b>	-73,8	-1,2	-43,1	0,0	60,1	-3,1
<b>G+Q+Ey</b>	<b>IPE550</b>	-66,5	-1,7	-68	0,0	175,4	-4,4
<b>G+Q-Ex</b>	<b>IPE550</b>	-119,2	0,8	-131,2	0,0	357,7	2,1
<b>G+Q-Ey</b>	<b>IPE550</b>	-126,5	1,3	-106,4	-0,1	242,3	3,3
<b>0,8G+Ex</b>	<b>IPE550</b>	-29,2	-1,1	-2,9	0,0	-36,5	-2,9
<b>0,8G-Ey</b>	<b>IPE550</b>	-81,8	1,4	-66,2	-0,1	145,7	3,5
<b>0,8G+Ey</b>	<b>IPE550</b>	-21,9	-1,7	-27,8	0,0	78,9	-4,1
<b>0,8G-Ex</b>	<b>IPE550</b>	-74,5	0,9	-91	0,0	261,1	2,3
<b>(1,35G+1,5Q+0,9S)</b>	<b>IPE550</b>	-147,3	-0,4	-160,6	0,0	386,6	-1
<b>(1,35G+1,5Q+0,9S+0,9WX)</b>	<b>IPE550</b>	92,2	1	81,6	0,0	-274,5	2,5

(1,35G+1,5Q+0,9S+0,9Wy)	IPE550	-126,7	0,5	-133,2	0,0	323,9	1,4
(1,35G+1,5Q+0,9WX+1,05Q)	IPE550	-126,5	0,3	-128,1	0,0	294,8	0,8
(1,35G+1,5Q+0,9WY+1,05Q)	IPE550	-49,9	1,7	-84,4	0,0	221	4,3
(1,35G+1,5S+1,05Q)	IPE550	-186,2	-0,5	-173,5	0,0	418,6	-1,2
(1,35G+1,5WX+0,9S+1,05Q)	IPE550	-0,8	0,2	6,3	0,0	-78,8	0,3
(1,35G+1,5WX+1,05Q)	IPE550	-21,2	1,1	-33,4	0,0	55,1	2,7
(1,35G+1,5Wy+0,9S+1,05Q)	IPE550	-80,8	1,2	-102,2	0,0	251,4	3,1
(1,35G+1,5WX+1,05Q)	IPE550	+41,5	1,3	-63,6	0,0	157,1	3,4
ELU	IPE550	-135	-0,3	-122	0,0	292,2	-0,7

### 2.3. RESULTATS D'ANALYSE NUMERIQUES :

Dans cette partie la classification de l'assemblage pied de poteau est obtenue par déférente chargement des efforts, avec déférente combinaison de charge, les résultats obtenue est présenter par des graphes no linéaire de moment - rotation ( $M - \phi$ ) par les trois axe globale de l'assemblage les tableaux et les figures ci-dessous récapituler les résultats :

**Tableau 2.5:**Résultat de rigidité suivant tous les combinaisons

Poteau	M	Combinaison	Mj,Rd [kNm]	Sj,ini [MNm/ rad]	$\Phi_c$ [mrad]	L [m]	Sj,R [MN m/rad ]	Sj,P [MN m/rad ]	Class.
IPE550	Mx	ELS	0,0	0,0	20.9	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	ELS	959,6	162.1	65.4	9.0 0	372.8	7.5	Semi- rigid
IPE550	Mz	ELS	2,4	7.9	-76.3	1.5 0	88.9	1.8	Semi- rigid
IPE550	Mx	ELU	-0,1	0,0	21	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	ELU	957.6	163.0	65.3	9.0 0	372.8	7.5	Semi- rigid
IPE550	Mz	ELU	2,4	8.3	73.7	1.5 0	88.9	1.8	Semi- rigid
IPE550	Mx	G+Q+Ex	0,0	0,0	33.6	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	G+Q+Ex	919.8	201.0	36.7	9.0 0	372.8	7.5	Semi- rigid
IPE550	Mz	G+Q+Ex	48.0	6.9	-109.3	1.5 0	88.9	1.8	Semi- rigid
IPE550	Mx	G+Q+Ey	0,1	0,0	29.0	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	G+Q+Ey	885.9	158.1	48.0	9.0 0	372.8	7.5	Semi- rigid
IPE550	Mz	G+Q+Ey	22.0	7.6	-126.3	1.5 0	88.9	1.8	Semi- rigid
IPE550	Mx	G+Q-Ex	-0,1	0,0	-27.1	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	G+Q-Ex	926.8	157.3	53.6	9.0 0	372.8	7.5	Semi- rigid
IPE550	Mz	G+Q-Ex	5.4	8.6	109.4	1.5 0	88.9	1.8	Semi- rigid
IPE550	Mx	G+Q-Ey	-0,2	0,0	-30.0	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	G+Q-Ey	937.7	165.2	47.1	9.0	372.8	7.5	Semi-

						0			rigid
IPE550	Mz	G+Q-Ey	12.8	7.9	114.3	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	0,8G+Ex	0,0	0,0	13.5	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	0,8G+Ex	-599.3	120.6	-128.3	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	0,8G+Ex	-47.7	6.6	-378.0	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	0,8G-Ey	-0.1	0,0	-30.3	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	0,8G-Ey	-913.8	165.7	45.4	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	0,8G-Ey	22.2	7.4	118.8	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	0,8G+Ey	0.1	0,0	28.2	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	0,8G+Ey	801.3	153.1	48.8	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	0,8G+Ey	41.9	7.0	-138.8	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	0,8G-Ex	-0.1	0,0	-27.5	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	0,8G-Ex	911.8	154.5	51.5	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	0,8G-Ex	8.1	8.1	123.3	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	(1,35G+1,5Q+0,9S)	-0.1	0,0	21.3	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5Q+0,9S)	951.6	163.7	63.3	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5Q+0,9S)	2.6	8.8	-72.5	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	(1,35G+1,5Q+0,9S+0,9WX)	0.1	0,0	-26.8	9.00	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5Q+0,9S+0,9WX)	-886.9	149.0	-57.6	9.00	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5Q+0,9S+0,9WX)	-8.1	8.2	132.2	1.50	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	(1,35G+1,5Q+0,9S+0,9Wy)	-0.1	0,0	-27.3	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5Q+0,9S+0,9Wy)	-950.6	162.1	55.7	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5Q+0,9S+0,9Wy)	4.1	8.4	98.2	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	(1,35G+1,5S+0,9WX+1,05 Q)	0.0	0,0	-23.2	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5S+0,9WX+1,05 Q)	964.6	164.7	61.5	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5S+0,9WX+1,05 Q)	2.7	8.3	79.1	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	(1,35G+1,5S+0,9Wy+1,05 Q)	0.0	0,0	-28.4	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5S+0,9Wy+1,05 Q)	903.9	159.1	46.3	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5S+0,9Wy+1,05 Q)	18.2	7.8	119.3	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid

IPE550	Mx	(1,35G+1,5S+1,05Q)	-0.1	0,0	21.6	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5S+1,05Q)	949.7	163.9	63.4	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5S+1,05Q)	2.7	9.0	-73.3	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	(1,35G+1,5WX+0,9S+1,05Q)	0.0	0,0	-21.6	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5WX+0,9S+1,05Q)	-795.4	131.6	-130.4	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5WX+0,9S+1,05Q)	-3.3	7.2	198.3	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	(1,35G+1,5WX+1,05Q)	0.0	0.0	-33.2	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5WX+1,05Q)	897.9	182.5	39.4	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5WX+1,05Q)	43.7	6.9	114.5	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	(1,35G+1,5WY+0,9S+1,05Q)	0.0	0,0	-29.0	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5WY+0,9S+1,05Q)	928.7	160.5	47.7	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5WY+0,9S+1,05Q)	11.4	8.0	118.6	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mx	(1,35G+1,5WY+1,05Q)	0.0	0,0	-28.9	9.0 0	/	/	/
IPE550	My	(1,35G+1,5WY+1,05Q)	900.9	159.4	46.6	9.0 0	372.8	7.5	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5WY+1,05Q)	19.4	7.5	121.1	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid
IPE550	Mz	(1,35G+1,5WY+1,05Q)	19.4	7.5	121.1	1.5 0	88.9	1.8	Semi-rigid

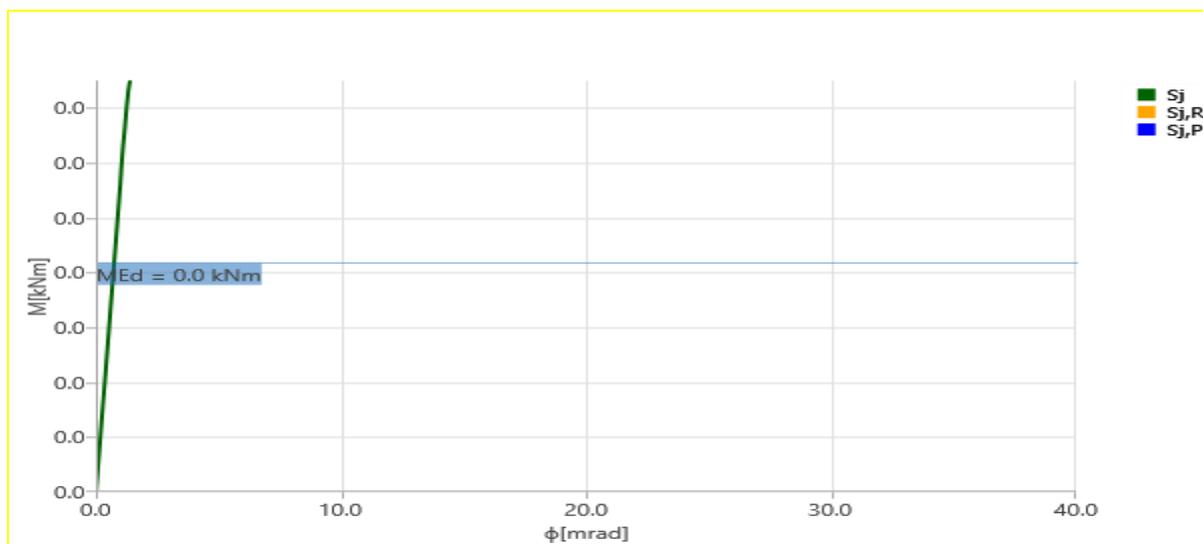


Figure 2.2: Diagramme de rigidité  $M_x - \phi_z G+Q+Ex$

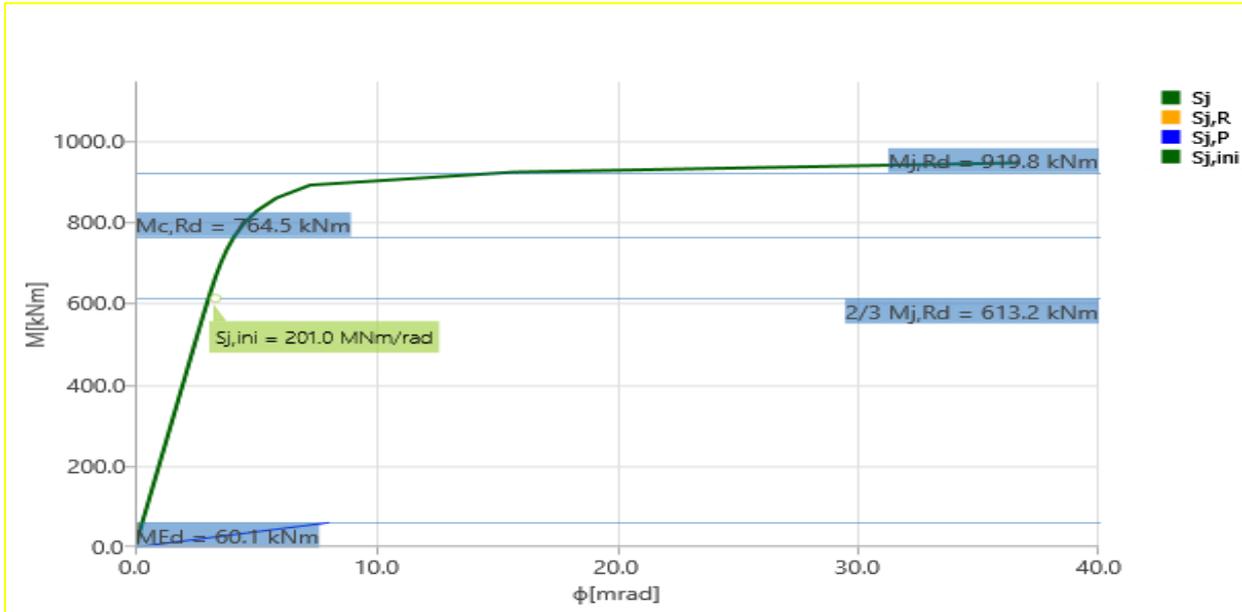


Figure 2.3 Diagramme de rigidité  $M_y - \phi_z$  G+Q+Ex

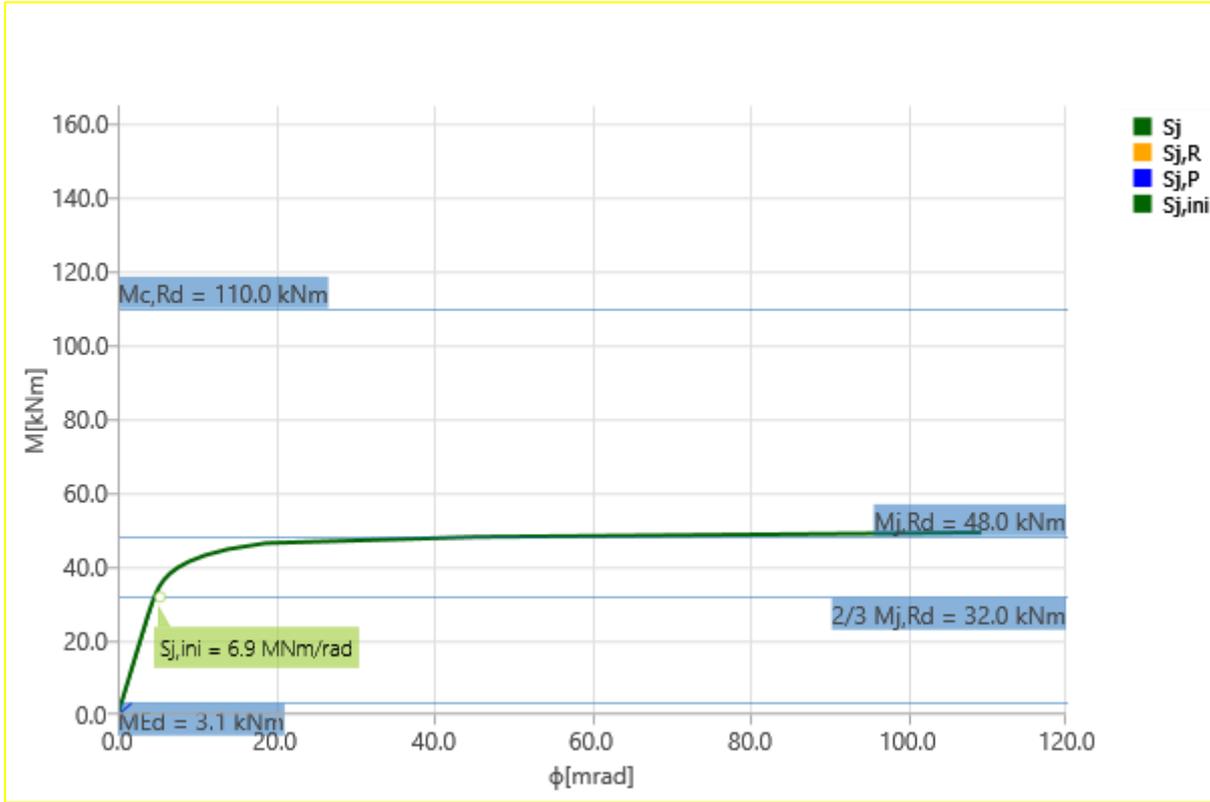


Figure 2.4: Diagramme de rigidité  $M_z - \phi_z$  G+Q+Ex

Selon les tableaux précédent nous observer que la classification de l'assemblage de pied de poteaux est classée comme semi rigide, et la valeur la plus grande se trouve dans l'axe y (My).

La première partie des courbes correspond à la phase du comportement élastique entre l'origine et le point où les premières plastifications se produisent. La deuxième partie, non rectiligne, est due à la non-linéarité de comportement dans l'assemblage. Par cette combinaison G+Q+Ex on trouve la valeur de la rigidité initiale  $Sj_{ini}$  la plus grande qu'est égale 201(MNm/rad)

**Remarque :**

Dans cette étude numérique, l'exemple quand on a modélisé, est caractérisé essentiellement par la compression du poteau au niveau de la fondation.

Les résultats de cette étude numérique de classification de l'assemblage est classée comme semi rigide il faut toujours assure la rigidité de l'assemblage et renforcer le pour obtenir un bon assemblage rigide.

**CONCLUSION :**

Ce travail nous a permis de nous familiariser avec les notions de base d'un calcul de résistance au assemblage et mieux apprécier les dangers que représentent un ruine d'assemblage des éléments porteur pied de poteau ou poteau-poutre sur les vies humaines ainsi que sur leurs biens. Ceci permettra sans aucun doute d'agir d'une manière efficace afin de prédire de façon précise le comportement de moment et de rotation de l'assemblage c.à.d. définir le mécanisme de ruine de l'assemblage d'un bâtiment et de connaître exactement son niveau de sécurité structurelle pour adopter des solutions réfléchies.

Une étude paramétrique a été menée par les programmes élaborés en termes de comportement de moment- rotation de l'assemblage maximum en fonction du l'angle de rotation  $\phi$  par le programme **IDEA STATICA**.

Le but de cet exemple est de présenter l'importance de la rigidité d'un assemblage dans un système structurel, où l'ingénieur assume toujours les mêmes conditions dans n'importe quelle structure et ce, en considérant que les nœuds est soit articulé ou encastré, ces deux approches ne reflètent pas toujours la réalité d'où l'exemple illustré ci-avant.

Bien qu'il soit renforcé dans tous les directions, mais sa rotation était suffisamment considérable pour qu'il soit classifié comme semi-rigide.

L'étape suivante est d'estimer cette rigidité est de l'introduire dans le programme de calcul pour revoir la distribution exacte des efforts dans la structure.

# *Conclusion générale*

## 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 logiciel de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail a pour objet de dimensionner une salle de conférence de forme coupole de grande importance en charpente métallique qui doit être économique et résistant à la fois, cela n'est réalisable que dans le cas d'une bonne conception. Nous avons été confrontés à plusieurs difficultés, dont on cite :

- Les contraintes architecturales et la forme irrégulière de la structure.
- La difficulté d'étudier le vent en raison de la forme irrégulière qui a conduit à l'utilisation d'un nouveau EUROCOD 1.
- La complexité de la modélisation de la structure nous a obligés à apprendre et utiliser des nouvelles techniques pour modéliser le.

L'étude dynamique en zone sismique a été faite par la méthode modale spectrale ; on a modélisé la structure en utilisant le logiciel «**CSI ETABS 2018** ». Après plusieurs tâtonnements et pour arriver à un modèle final vérifié on a opté pour des poteaux en I de IPE 550 et des palées de stabilité en X.

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 et en utilisant le logiciel «**Autodesk Robot structural analysis 2018** ».

Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure, ont été faites par la méthode classique (manuellement).

La deuxième partie a été consacrée à l'étude du comportement de la rigidité des assemblages dans les structures métalliques. Ce travail nous a permis de nous familiariser avec les notions de base d'un calcul de résistance au assemblage et mieux apprécier les dangers que représentent une ruine d'assemblage des éléments porteur pied de poteau ou poteau-poutre sur les vies humaines ainsi que sur leurs biens. Ceci permettra sans aucun doute d'agir d'une manière efficace afin de prédire de façon précise le comportement de moment de rotation de l'assemblage se veut dire le mécanisme de ruine d'assemblage d'un bâtiment et de connaître exactement son niveau de sécurité structurelle pour adopter des solutions réfléchies.

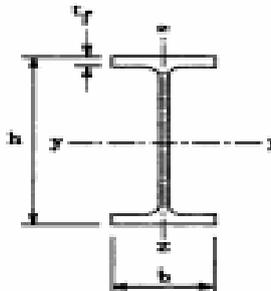
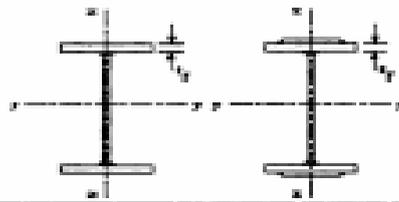
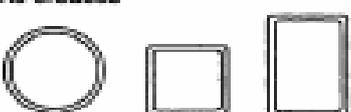
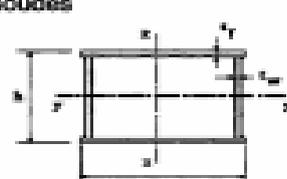
Une étude paramétrique a été menée par les programmes élaborés en termes de comportement de moment rotation d'assemblage maximum en fonction de l'angle de rotation  $\phi$  par programme **IDEA STATICA**. et nous avons conclu que :

- La rigidité des assemblages est très importante pour assurer la résistance des assemblages il faut toujours renforcer l'assemblage par des raidisseurs et par platine d'extrémité.

## Référence bibliographiques :

- [1] **D.T.R. C 2- 4.7** : Règlement neige et vent [RNV 99] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie).
- [2] **EUROCODE 1** : Actions sur les structures -Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent.
- [3] **EUROCODE 1** : Actions sur les structures -Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.
- [4] **Règles parasismiques Algériennes** [RPA 99 version 2003] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie).
- [5] **Règle de conception et de calcul des structures en acier** [CCM 97] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie).
- [6] **EUROCODE 3** : Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Editions : EYROLLES, PARIS, juillet 1996.
- [7] **BAEL 91 révisées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé.
- [8] **NF 1993-1-8 :2005 EUROCODE 3**, Calcul des structure en acier partie1-8 :calcul des assemblages
- [9] **GEUZAIN,M** Nouvelle approche de la classification par rigidité des assemblages poutre-colonne en construction métallique. Mémoire de Master, Université de Liège - Faculté des Sciences Appliquées Année académique 2017-2018.
- [10] **KOBIA, MANSOUR.D.** Modélisation des assemblages métalliques en zone sismique. Mémoire de master, Université ABOUBEKR BELKAID – TLEMCEN Tlemcen Faculté de Technologie Département de Génie Civil.juin2015.
- [11]**Livre 'Calcul des structures métalliques** selon L'EUROCODE 3. (Jean MOREL)
- [12] **MAROUF.S.** Modélisation des assemblages poteaux poutres dans les structures métalliques. Mémoire de master, Université ABOUBEKR BELKAID – TLEMCEN Faculté de Technologie Département de Génie Civil. Octobre 2014.
- [13] **ABIDELAH ANIS.M.** Calcul des assemblages en acier poutre-poteau boulonnés par platine d'extrémité 'Application de l'approche de l'Eurocode 3'.Mémoire de master , Etablissement de rattachement USTOMB. Faculté de D'ARCHITECTURE ET DE GENIE CIVIL Département de GENIE CIVIL

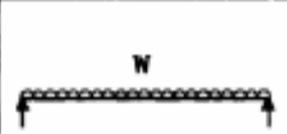
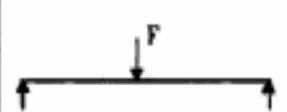
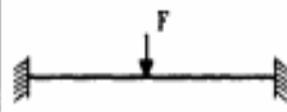
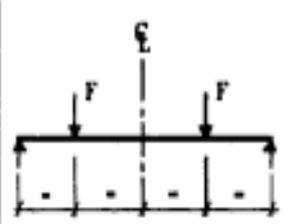
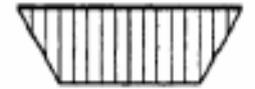
## ANNEXE A

<b>Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section</b>			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{y0}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{y0}$ *)	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

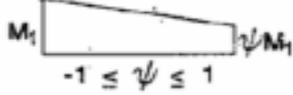
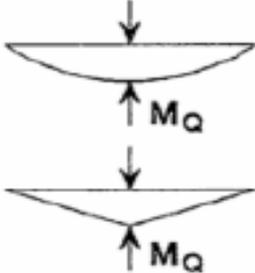
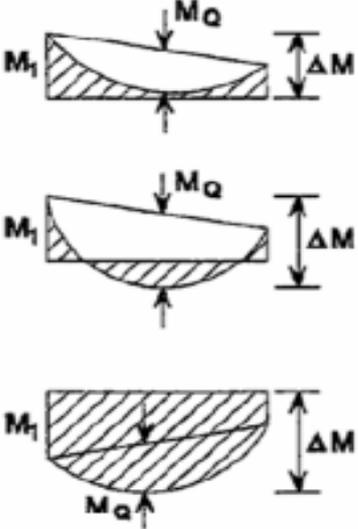
\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

**Tableau F.1.2**

**Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ , pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales**

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

**Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$**

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p>  <p><math>M_Q</math> <math>M_Q</math></p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p>  <p><math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math></p>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  MaxM $ dû aux charges transversales seulement  $\Delta M = \begin{cases}  max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  max M  +  min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

## ANNEXE B



### RIVERCLACK®55 - RIVERGRIP®60 :

Les profils disponibles

		Ep.	Kg/m <sup>2</sup>
 <p><b>Droit</b> Largeur 550 ou 600mm</p>	Riverclack®55 Aluminium	7/10*	2,61
		8/10*	2,98
		10/10*	3,73
 <p><b>Cintré Convexe</b> Naturel : R=20m Machine lisse : R=3m Machine croqué R=1,5m</p>	Rivergrip®60 Aluminium	7/10*	2,39
		8/10*	2,74
		10/10*	3,42
 <p><b>Cintré Concave</b> Naturel : R=30m Machine lisse : R=9m</p>	Riverclack®55 Cuivre	6/10*	7,42
		7/10*	8,67
		8/10*	9,90
 <p><b>Trapèze</b> Largeur min : 170mm Largeur max : 550-600mm</p>	Rivergrip®60 Cuivre	6/10*	6,81
		7/10*	7,94
		8/10*	9,08
 <p><b>Trapèze Cintré Convexe</b> Sur demande selon dimensions</p>	Riverclack®55 Inox	5/10*	5,54
		6/10*	6,65
 <p><b>Trapèze Cintré Concave</b> Sur demande selon dimensions</p>	Rivergrip®60 Inox	5/10*	5,08
		6/10*	6,09
	Riverclack®55 Zinc	8/10*	7,96
	Rivergrip®60 Zinc	8/10*	7,30

#### Aspect de surface :

La Riverclack®55 et le Rivergrip®60 peuvent être striés pour garantir la planéité de la plage ou parfaitement lisse pour se rapprocher de l'aspect du joint debout traditionnel (risque de voir apparaître des flash/spectres dans la plage des bacs)



Lisse

Strié





## PROFILS DIVERS :

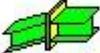
### Sandwich Bardage :

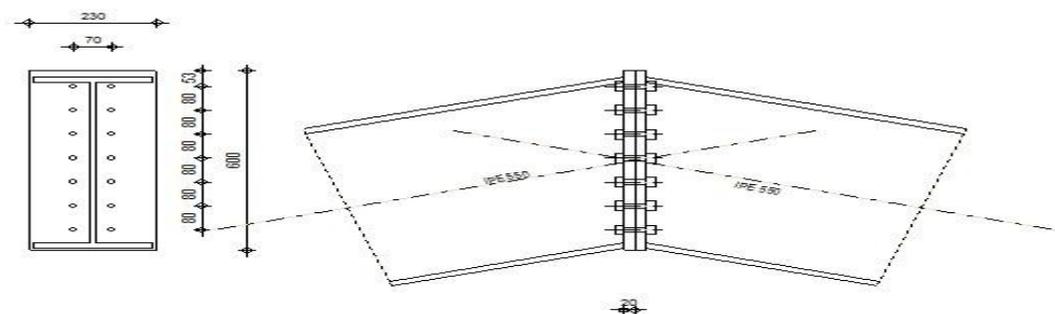
Nom	Profils	Caractéristiques
AS1000		Ht 50 / 60 / 80 ou 100mm Epaisseur 6,5/10* Int + ext Largeur utile 1.000mm
AV1000		Ht 50 ou 60mm Epaisseur 6,5/10* Int + ext Largeur utile 1.000mm

### Sandwich Toiture :

AD900		Ht 40 / 55 ou 80mm Epaisseur 6,5/10* Int + ext Largeur utile 900mm
AD1000		Ht 43 / 58 ou 83mm Epaisseur 6,5/10* Int + ext Largeur utile 1.000mm

## ANNEXE C

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 <b>Calcul de l'Encastrement</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio <b>0,85</b>
---	--	---



### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2787,01 \text{ [cm}^3\text{]}$  Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 766,43 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$  Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 766,43 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$  Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 533 \text{ [mm]}$  Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1438,49 \text{ [kN]}$  Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

#### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	533	226,08	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
2	453	226,08	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
3	373	189,50	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
4	293	207,79	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
5	213	207,79	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
6	133	207,79	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
7	53	226,08	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30

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

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

$N_{j,Rd} = 1491,11 \text{ [kN]}$  Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,12 < 1,00$  vérifié (0,12)

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

#### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	533	226,08	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
2	453	192,17	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
3	373	158,27	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
4	293	124,36	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
5	213	90,46	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
6	133	56,55	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30
7	53	22,65	-	-	226,08	456,34	226,08	586,30

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

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

$M_{j,Rd} = 331,40 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$  Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,72 < 1,00$  vérifié (0,72)

## Vérification de l'interaction M+N

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1$		[6.2.5.1.(3)]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$	0,85 < 1,00	vérifié (0,85)

## Résistance de l'assemblage au cisaillement

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0,93	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	89,27 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	113,04 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	259,20 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	252,96 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	28,13	226,08	163,58	191,72	70,40
2	226,08	28,13	192,17	139,05	167,19	84,23
3	189,50	23,58	158,27	114,52	138,10	100,64
4	207,79	25,86	124,36	89,99	115,84	113,20
5	207,79	25,86	90,46	65,45	91,31	127,03
6	207,79	25,86	56,55	40,92	66,78	140,87
7	226,08	28,13	22,65	16,39	44,52	153,43

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 789,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,14 < 1,00	vérifié (0,14)
---------------------------------	-------------	----------------

## Résistance des soudures

$A_w =$	94,96 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	46,06 [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	48,90 [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	41744,41 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	-123,37 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-114,63 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	23,10 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	246,74 < 381,18	vérifié	(0,65)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	232,72 < 381,18	vérifié	(0,61)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	123,37 < 291,60	vérifié	(0,42)

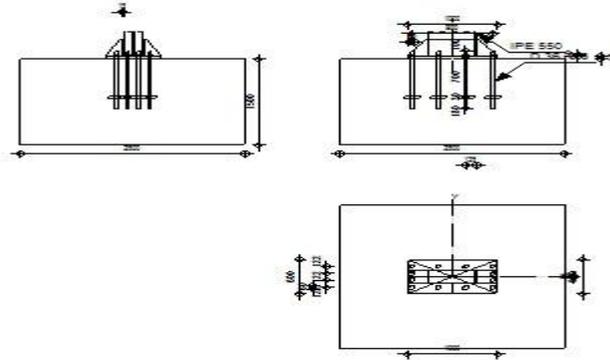
<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,85
--	-------	------



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018  
**Calcul du Pied de Poteau encastré**  
 Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio  
**0,94**



### Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,10 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,10)
$e_y =$	1661 [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	344 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	450 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	618,08 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)		$0,78 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,78)
$e_z =$	13 [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	126 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	183 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	23,18 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,16 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,16)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,94 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,94)

### Cisaillement

#### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,y} =$	1946,50 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		$0,02 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,02)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,z} =$	1946,50 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,06 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,06)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,08 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,08)

### Contrôle des raidisseurs

#### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 =$	43,62 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 =$	249,27 [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s =$	103 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s =$	11148,44 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d =$	20,65 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	96,73 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	55,39 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	98,14 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,46 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,46)

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	43,62 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur
---------	--------------	----------------------------------

$M_1 =$	43,62	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	249,27	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	72	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	13739,06	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	6,88	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	88,37	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	55,39	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	96,19	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,45 < 1,00	vérifié (0,45)

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 =$	19,80	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	314,30	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	48	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	15983,70	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	0,27	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	37,43	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	69,84	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	120,97	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,56 < 1,00	vérifié (0,56)

#### Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	20,31	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	20,31	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	1,86	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	1,86	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,08 < 1,00	vérifié (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,12 < 1,00	vérifié (0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,11 < 1,00	vérifié (0,11)

#### Soudures verticales des raidisseurs

##### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	102,82	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	102,82	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	41,55	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	217,86	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,63 < 1,00	vérifié (0,63)

##### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	48,23	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,24 < 1,00	vérifié (0,24)

##### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	46,67	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	46,67	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	52,38	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	130,17	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,38 < 1,00	vérifié (0,38)

#### Soudures horizontales des raidisseurs

##### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	39,17	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	39,17	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	50,77	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	117,77	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,34 < 1,00	vérifié (0,34)

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	39,17	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	39,17	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	54,25	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_2 =$	122,33	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_2) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,36 < 1,00	<b>vérifié</b> (0,36)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	61,73	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	61,73	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	69,18	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_2 =$	172,06	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_2) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,50 < 1,00	<b>vérifié</b> (0,50)

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,94
--	-------	------

## ANNEXE D

- Description du logiciel IDEA STATICA



### Fenêtre principale d'IDEA STATICA

Ce logiciel nous aidera à concevoir et à vérifier le code d'une nouvelle connexion. Le choix de la classe de la topologie et de la conception à partir de modèles prédéfinis qui nous permet de définir certains types de connexion en quelques secondes. Tous les articles sont disponibles dans les codes EC, AISC et CISC.

