

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Tlemcen  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
Spécialité : Construction Métallique

**Thème :**

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE PISCINE  
SEMI-OLYMPIQUE A SABRA (TLEMCEN)**

**Présenté le 24 Mai 2016 par :**

BENAMARA MOHAMED

CHIBANE YUCEF

**Devant le Jury composé de :**

Mr: BEZZAR.A

Président

Mr: CHERIF.Z.E.A

Examinateur

Mme: GHEZALIS

Examinatrice

Mr: MISSOUM.A

Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

- ❖ Mes très chères parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma période d'étude, dont je leurs doit toute ma reconnaissance et mon respect.
- ❖ A ma mère que dieu tout puissant la garde en bonne santé.
- ❖ Toute la famille BENAMARA, et la famille DJAOUANI et mes trois frères.
- ❖ Mes amis et tous ceux qui m'ont aidés de loin et de près,
- ❖ Mon binôme CHIBANE YUCEF qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.
- ❖ Tous mes enseignants
- ❖ A toute la promotion de génie civil 2016 plus particulièrement la promotion de la charpente métallique chaque'un par son nom

BENAMARA MOHAMMED

## Dédicace

Je dédie mon travail à des personnes qui comptent beaucoup pour moi :

- ❖ Commenant par ma très chère maman qui m'a soutenue durant le long de mon éducation depuis que j'étais petit.
- ❖ A une personne très spécial dans m'a vie SHAHRA
- ❖ A mes chères sœurs BAHIDJA et SALIMA.
- ❖ Mes vrais amis et tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près YOUNES, BACHIR, ISLAM, ADEL, AMINE, et OMAR.
- ❖ Mon précieux binôme BENAMARA MOHAMED qui a beaucoup contribué à la réalisation de ce modeste travail.
- ❖ Et finalement à tous mes enseignants

Chibane youcef.

## **REMERCIEMENTS**

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon DIEU, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos deux encadreurs Mr MISSOUM ABD ELGHANI et Mr AHMED IBRAHIM MOHAMED, pour le temps qu'ils nous ont accordé de leur confiance et de leur aide scientifique, ainsi que leurs précieux conseils.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus et spécialement les professeurs de la construction métallique.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Enfin nos remerciements vont également à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement.

Merci à tous

Benamara & Chibane

## Résumé :

Le thème de notre mémoire est l'étude 'dimensionnement et conception' d'une piscine semi-olympique située à Sabra wilaya de Tlemcen. L'étude générale de ce thème est basé sur la conception et le dimensionnement d'une zone particulière de ce projet 'zone d'étude', c'est où la toiture métallique est situer. Notre but est d'assurer la stabilité de la structure, et pour y'arriver on utilise les plans architecturaux ainsi qu'un logiciel de calcul. L'étude est passée par plusieurs étapes afin d'obtenir à la stabilité souhaitée : l'étude climatique selon les règlements Algériens et le règlement de neige et vent (RNV2013), modélisation et dimensionnement de la structure par un logiciel de calcul. L'étude de la partie charpente par les normes CCM97 et CTICM, partie béton par les règlements CBA 93 et l'étude parasismique par le RPA99.

**Mots clef :** Piscine -Charpente métallique-modélisation-assemblage-séisme.

## Abstract:

The theme of our project is the study 'sizing and the design 'of a semi-Olympic pool in Sabra commune of Tlemcen. The general subject of our study in this topic is based on the conception and dimension of a particular area of the project 'The study area' where the metal roof is located. Our goal is to ensure the stability of the structure, and to achieve our goal we uses the architectural plans and a calculation software. The study passed through several steps to ensure the desired stability: climate study according to the Algerians regulations and the snow and wind Regulation (RNV2013), modeling and design of the structure by a calculation software. The study of the frame by CCM97 and CTICM standards, concrete part by the CBA regulations BAEL 93 and 99, and the seismic study by RPA99.

**Keywords:** Pool-metal frame -modeling- assembly –earthquake.

## ملخص:

موضوع المذكرة هو دراسة وتصميم مسبح نصف أولمبي المتواجد في بلدية صبرة ولاية تلمسان. ويستند موضوع الدراسة العامة لهذا المشروع على تصميم المنطقة المعينة "منطقة الدراسة" أين يتواجد الهيكل الحديدي. هدفنا هو ضمان الاستقرار للهيكل والمنشأة عامة، ولهذا الغرض استخدمنا مخططات معمارية وبرنامج حساب، الدراسة مرت على عدة خطوات من أجل التوصل إلى الاستقرار المنشود: دراسة المناخ وفقا للقواعد الجزائرية وقاعدة الثلوج والرياح (RNV2013)، تصميم الهيكل والنموذج من قبل برنامج الحساب، اتخذنا المعايير CCM97 و CTICM للهيكل الحديدي و المعيار CBA93 لجزء الخرسانة المسلحة، أما فيما يخص دراسة الزلازل فقد كانت بالمعيار الجزائري RPA99.

الكلمات المفتاحية : مسبح، الإطار المعدني، التصميم، التجميع، الزلازل.

# TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	17
<b>CHAPITRE I : GENERALITES</b>	
<b>I.1 : LE BETON ARME</b> .....	18
I.1.1:Principe de fonctionnement.....	18
I.1.2: Domaine de calcule.....	18
I.1.3: Les éléments principaux .....	19
I.1.4: Les éléments secondaires .....	22
<b>I.2: LA CHARPENTE METALLIQUE</b> .....	22
I.2.1: Terminologie.....	23
I.2.2 : Analyse fonctionnelle .....	25
I.2.3 : Contreventement des charpentes .....	26
I.2.4 : Limites des prestations.....	27
<b>CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET</b>	
<b>II.1 : SITUATION DU PROJET</b> .....	28
<b>II.2 : RAPPORT D'ETUDE DU SOL</b> .....	29
II.2.1 : Reconnaissance des sols .....	29
II.2.2 : Mode de fondations .....	29
<b>II.3 : DESCRIPTION DU PROJET</b> .....	32
II.3.1 : Charpente.....	32
II.3.2 : Fondations et bassin.....	32
II.3.3 : Zones restantes .....	33
<b>II.4 : REGLEMENTS TECHNIQUES UTILISES</b> .....	33
<b>II.5 : MATERIAUX UTILISES</b> .....	34

## **CHAPITRE III: EVALUATION DES CHARGES**

<b>III.1 : INTRODUCTION</b> .....	35
<b>III.2 : LES CHARGES PERMANENTES</b> .....	35
<b>III.3 : LES SURCHARGES D'EXPLOITATION (D'ENTRETIEN)</b> .....	36
<b>III.4 : SURCHARGE CLIMATIQUES</b> .....	36
III.4.1 : Introduction .....	36
III.4.2 : Etude de l'action de la neige .....	37
III.4.3 : Etude au vent.....	37

## **CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES**

<b>IV.1 : INTRODUCTION</b> .....	48
<b>IV.2 : DIMENSIONNEMENT DES CHENAUX</b> .....	48
<b>IV.3 : ETUDE DES PANNES</b> .....	49
IV.3.1 : Dimensionnement des pannes de la toiture.....	49
IV.3.2 : Les combinaisons des charges.....	50
IV.3.3 : Classe de profilé.....	54
IV.3.4 : Vérification des contraintes .....	55
IV.3.5 : Vérification au déversement .....	55
IV.3.6 : Vérification au voilement par cisaillement .....	57
IV.3.7 : Calcul des liernes .....	58
<b>IV.5: CALCUL DE L'ECHANTIGNOLE</b> .....	59
IV.5.1: Présentation .....	59
IV.5.2: Dimensionnement de l'échantignole.....	60
IV.5.3: Boulons d'attaches.....	61
IV.5.4: Cordons de soudure.....	63

## **CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE**

<b>V.1 : INTRODUCTION</b> .....	65
<b>V.2 : PRINCIPE DE LA METHODE</b> .....	65
<b>V.3 : SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL</b> .....	66
<b>V.4 : ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE</b> .....	67
V.4.1 : Modélisation de la structure .....	67
V.4.2 : Analyse modale .....	68
V.4.3 : Nombre de modes à considérer (RPA99 /V2003) .....	69
<b>V.5 : VERIFICATION DE LA STRUCTURE</b> .....	69
V.5.1 : Caractéristiques dynamiques de la structure .....	69
V.5.2 : Vérification de la période fondamentale de la structure .....	70
V.5.3 : Vérification de la force sismique à la base .....	70
V.5.4 : Vérification des déplacements.....	71

## **CHAPITRE VI: DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

<b>VI.1:CHARPENTE METALLIQUE</b> .....	73
VI.1.1 : Etude des fermes .....	73
VI.1.2: Etude du contreventement .....	82
VI.1.3 : Poteau de ferme.....	84
<b>VI.2: BETON ARME</b> .....	86
VI.2.1 : Introduction .....	86
VI.2.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	86
VI.2.3 : Pré-dimensionnement des poteaux .....	90
VI.2.4 : Ferrailage des poteaux.....	92

VI.2.5 : Pré-dimensionnement des poutres.....	93
VI.2.6 : Calcul des pieds poteaux.....	96

## **CHAPITRE VII: ETUDE DES ASSEMBLAGES**

<b>VII.1 : INTRODUCTION .....</b>	<b>101</b>
<b>VII.2 : DEFINITION .....</b>	<b>101</b>
<b>VII.3 : FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES.....</b>	<b>101</b>
<b>VII.4 : CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES .....</b>	<b>101</b>
<b>VII.5 : CLASSE DES BOULONS .....</b>	<b>101</b>
<b>VII.6 : CALCUL DES ASSEMBLAGES .....</b>	<b>102</b>
VII.6.1 : L'épaisseur du gousset .....	102
VII.6.2 : Assemblage des éléments de la ferme .....	102
<b>VII.7 : ECLISSAGE DE LA FERME .....</b>	<b>107</b>
VII.7.1 : Assemblage membrure supérieure et inférieure/gousset .....	107
VII.7.2 : assemblage montant /gousset.....	109
VII.7.3 : Assemblage diagonal/gousset .....	110
VII.7.4 : Assemblage contreventement/gousset .....	112
VII.7.5 : Assemblage ciseau/gousset .....	113
<b>VII.8 : ASSEMBLAGE POTEAU-FERME.....</b>	<b>114</b>
VII.8.1 : Les Efforts Sollicitants.....	114
VII.8.2 : Détermination des Nombres de Boulons Nécessaires .....	114
VII.8.3 : Disposition des Boulons .....	115
VII.8.4 : Vérification de l'Effort Tranchant.....	115

VII.8.5 : Résistance du boulon au cisaillement .....	115
VII.8.6 : Vérification de la Pression Diamétral .....	116
VII.8.7 : Résistance des Boulons à la Traction .....	116

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

<b>VIII.1 : DEFINITION</b> .....	117
<b>VIII.2 : LES TYPES DES FONDATIONS</b> .....	117
<b>VIII.3 : CHOIX DES FONDATIONS</b> .....	117
<b>VIII.4 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS</b> .....	117
VIII.4.1 Stabilité des fondations .....	117
VIII.4.2 Pré dimensionnement .....	118
<b>VIII.5: VERIFICATION DE LA STABILITE</b> .....	119
<b>VIII .6 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE</b> .....	119
<b>VIII .7: FERRAILLAGE</b> .....	119

## **CHAPITRE IX : CALCUL DU BASSIN**

<b>IX.1 : INTRODUCTION</b> .....	122
<b>IX.2 : PRESENTATION DU BASSIN</b> .....	122
<b>IX.3 : CALCUL DES POUSSEES</b> .....	123
IX.3.1 : Poussées des terres ( $p_t$ ) .....	123
IX.3.2 : poussées hydrauliques : ( $Ph$ ) .....	124
IX.3.3 : Poussées hydrodynamiques : ( $Phd$ ) .....	125
IX.3.4 : Modélisation.....	126
<b>IX.4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b> .....	126
<b>IX.5 : CALCUL DU FERRAILLAGE</b> .....	127

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau II.1</b> : Caractéristiques géotechniques et chimiques.....	30
<b>Tableau II.2</b> : Synoptique des $r_p$ minimales par tranche de 1,00 m.....	31
<b>Tableau III.1</b> : Caractéristiques physiques panneau sandwich 10/10 <sup>ème</sup> .....	36
<b>Tableau III.2</b> : Définition des catégories de terrain.....	39
<b>Tableau III.3</b> : Valeurs de la pression dynamique de référence .....	41
<b>Tableau III.4</b> : Valeur de la vitesse de référence du vent.....	41
<b>Tableau III.5</b> : Pressions sur les parois verticales et la toiture.....	45
<b>Tableau III.6</b> : Pressions sur les parois verticales – Direction du vent sur chaque versant..	46
<b>Tableau III.7</b> : Forces du frottement du vent, direction (V1) et (V2) du vent.....	46
<b>Tableau III.8</b> : Forces du frottement du vent, direction (V2) et (V4) du vent (Surcharge du vent $Q_i=-1.73$ ).....	46
<b>Tableau IV.1</b> : Caractéristiques du profilé IPE 160 .....	53
<b>Tableau IV.2</b> : Valeurs de la section résistante $A_S$ des boulons à la traction.....	62
<b>Tableau V.1</b> : Valeurs des pénalités $p_q$ .....	67
<b>Tableau V.2</b> : Caractéristiques dynamiques de la structure.....	70
<b>Tableau V.3</b> : Résultante des forces sismiques à la base.....	71
<b>Tableau V.4</b> : Déplacements relatifs.....	72
<b>Tableau V.5</b> : Résultats Déplacements relatifs.....	72

<b>Tableau VI.1 : Surcharges du vent (perpendiculaire au versant).....</b>	<b>76</b>
<b>Tableau VI.2: Caractéristiques du profilé L 70x70x6.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VI.3: Caractéristiques du profilé HEA240.....</b>	<b>84</b>
<b>Tableau VI.4 : Ferrailage des Poutre .....</b>	<b>96</b>
<b>Tableau VI.5 : Détail des plaques d'assises .....</b>	<b>99</b>
<b>Tableau.VII.1 : Classe des boulons .....</b>	<b>101</b>
<b>Tableau VII.2 : Valeur des coefficients variable selon la nuance d'acier .....</b>	<b>103</b>
<b>Tableau VII.3 : Valeurs des coefficients variables selon la nuance d'acier.....</b>	<b>104</b>
<b>Tableau VII.4 : Résumé de l'ensemble des assemblages soudés .....</b>	<b>107</b>
<b>Tableau VII.5 : Comparaison des efforts axiaux et effort de cisaillement entre tous types d'assemblage.....</b>	<b>114</b>

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure.I.1</b>	Section circulaire	20
<b>Figure.I.2</b>	Section carrée	20
<b>Figure.I.3</b>	Ferraillage poteau	20
<b>Figure.I.4</b>	Section hexagonale	20
<b>Figure.I.5</b>	Coupe transversale d'une poutre avec renforts	21
<b>Figure.I.6</b>	Coupe transversale d'une poutre avec retombée	21
<b>Figure.I.7</b>	Terminologie d'une ossature métallique	23
<b>Figure.I.8</b>	Assemblage boulonné d'une poutre articulée à une autre via une platine latérale	24
<b>Figure.I.9</b>	Assemblage boulonné d'une poutre encastree à l'âme d'un poteau via une platine frontale (en extrémité de poteau	25
<b>Figure.I.10</b>	Assemblages des systèmes articulé et encastree	25
<b>Figure.I.11</b>	Palées triangulées	26
<b>Figure.I.12</b>	Contreventement a nœuds non déplaçable	27
<b>Figure.II.1</b>	Vue aériennes du terrain	31
<b>Figure.II.2</b>	Vue représentatif de l'ensemble des bâtiments	32
<b>Figure.III.1</b>	Panneaux sandwich	35
<b>Figure.III.2</b>	Directions du vent V1, V2, V3 et V4	38
<b>Figure.III.3</b>	Répartition des pressions sur les parois verticales - direction du V1 (AB) et V3(CD)	43
<b>Figure.III.4</b>	Répartition des pressions sur la toiture – direction du vent 0° à chaque versant	43
<b>Figure.III.5</b>	Répartition des pressions sur les parois verticales – direction du V2(AC) et V4(BD)	44
<b>Figure.III.6</b>	Répartition des pressions sur la toiture – direction du vent 90°à chaque versant	44
<b>Figure.IV.1</b>	Moignon cylindrique	48
<b>Figure.IV.2</b>	Chenaux d'eau	48
<b>Figure.IV.3</b>	Différents charges sur la panne	49
<b>Figure.IV.4</b>	Diagramme flèche max et moment max	50

<b>Figure.IV.5</b>	Fixation avec liernes	58
<b>Figure.IV.6</b>	Coupe transversale de l'échantignole	60
<b>Figure.IV.7</b>	Cordon de soudure de l'échantignole	63
<b>Figure.V.1</b>	Spectre de réponse	68
<b>Figure.VI.1</b>	Schéma statique de la ferme trapézoïdale adoptée	74
<b>Figure.VI.2</b>	Localisation de la poutre au vent.	83
<b>Figure.VI.3</b>	Evolution de la résistance de béton en fonction du nombre de jours de séchages	87
<b>Figure.VI.4</b>	Evolution de la résistance du béton à la traction $f_{tj}$ en fonction à la traction $f_{cj}$	87
<b>Figure.VI.5</b>	Diagrammes des déformations et contraintes ELU	88
<b>Figure.VI.6</b>	Diagrammes des déformations et contraintes E.L.S	89
<b>Figure.VI.7</b>	Coupe transversale de la poutre	96
<b>Figure.VI.8</b>	Coupe transversale liaison d'un pied de poteau	96
<b>Figure.VI.9</b>	Plaque d'assise	98
<b>Figure.VI.10</b>	Assemblage pied de poteaux	99
<b>Figure.VI.11</b>	Dimensions pied de poteau et ancrage	100
<b>Figure.VII.1</b>	Attache de deux cornières sur un gousset	102
<b>Figure.VII.2</b>	Schéma d'assemblage membrure supérieur +inférieur-gousset 2L100×100×10"	104
<b>Figure.VII.3</b>	Schéma d'assemblage montant-gousset 2L×70×70×7"	105
<b>Figure.VII.4</b>	Schéma d'assemblage diagonale-gousset "2L 70×70×7"	106
<b>Figure.VII.5</b>	Vue en 3D d'assemblage par boulons membrure supérieur +inférieur-gousset "2L100×100×10"	108
<b>Figure.VII.6</b>	Détail d'assemblage par boulons membrure supérieur +inférieur, gousset "2L100×100×10"	109
<b>Figure.VII.7</b>	Schéma d'assemblage par boulon montant, gousset "2L×70×70×7"	110
<b>Figure.VII. 8</b>	Schéma d'assemblage par boulons diagonale, gousset 2L70×70×7"	111
<b>Figure.VII. 9</b>	Schéma d'assemblage par boulons contreventement-gousset 2L 100×100×10"	113
<b>Figure.VII.10</b>	Assemblage ferme-poteau	116

<b>Figure.VIII.1</b>	Coupe transversale de la semelle	119
<b>Figure.VIII.2</b>	Vue en plan d'un croquis de ferrailage de la semelle	121
<b>Figure.IX.1</b>	Diagramme des forces de poussée de l'eau	122
<b>Figure.IX.2</b>	Diagramme des poussées latérales exercées par le remblai	122
<b>Figure.IX.3</b>	Présentation du bassin	123
<b>Figure.IX.4</b>	Diagramme des poussées des terres (Pt)	124
<b>Figure.IX.5</b>	Diagramme des poussées hydrostatiques (Ph)	125
<b>Figure.IX.6</b>	Réaction du sol sous l'effet du poids de l'eau	126
<b>Figure.IX.7</b>	La disposition des armatures de radier	128
<b>Figure.IX.8</b>	La disposition des armatures du voile	128

## LISTE DES NOTATIONS

$A$	: Section brute d'une pièce ;
$A_{net}$	: Section nette d'une pièce ;
$A_w$	: Section de l'âme ;
$A_v$	: Aire de cisaillement
$C_d$	: Coefficient dynamique ;
$C_e$	: Coefficient d'exposition ;
$C_p$	: Coefficient de pression ;
$C_r$	: Coefficient de rugosité ;
$C_t$	: Coefficient de topographie ;
$E$	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
$G$	: Module d'élasticité transversale de l'acier ;
$G$	: Charge permanente ;
$I$	: Moment d'inertie ;
$K$	: Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteaux/poutre ;
$K_0$	: Coefficient de flambement ;
$K_T$	: Facteur de terrain ;
$L$	: Longueur ;
$M_{Sd}$	: Moment fléchissant ;
$M_{Rd}$	: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
$M_{Pl}$	: Moment plastique ;
$M_{Cr}$	: Moment critique ;
$M_{sd}$	: Valeur de calcul du moment fléchissant ;
$M_{b,Rd}$	: Valeur de calcul de la résistance au 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 ;
$N_{c, sd}$	: Effort normal de compression ;
$N_{Sd}$	: Effort normal sollicitant ;
$N_{t, sd}$	: Effort normal de traction ;
$N_{pl}$	: Effort normal plastique ;
$N_{c,Rd}$	: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
$Q$	: Charge d'exploitation ;
$R$	: Coefficient de comportement de la structure ;
$S$	: Surface ;
$S$	: Charge de la neige ;
$S_k$	: Charge de la neige sur le sol ;

$V_{sd}$	: Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
$V_{pl,Rd}$	: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
$V_k$	: Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
$V_{réf}$	: Vitesse de référence du vent ;
$W_{el}$	: Module de résistance élastique ;
$W_{pl}$	: Module de résistance plastique ;
$W$	: Poids de la structure
$w$	: Module d'inertie
$d$	: Diamètre d'une section circulaire ;
$f$	: La flèche ;
$f_y$	: Limite d'élasticité ;
$h$	: Hauteur d'une pièce ;
$l$	: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau);
$l_f$	: Longueur de flambement ;
$r$	: Rayon d'une section circulaire ;
$t$	: Épaisseur d'une pièce ;
$t_f$	: Épaisseur d'une semelle de poutre ;
$t_w$	: Épaisseur de l'âme de poutre ;
$z$	: Hauteur au-dessus du sol ;
$z_0$	: Paramètre de rugosité ;
$z_{eq}$	: Hauteur équivalente ;
$z_{min}$	: Hauteur minimale ;
$\beta$	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
$\gamma_M$	: Coefficient de sécurité ;
$\overline{\lambda}_{LT}$	: Élancement de déversement ;
$\emptyset$	: Rotation ;
$\emptyset_{LT}$	: Rotation de déversement ;
$\tau$	: Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
$\varepsilon$	: Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
$\sigma_a$	: Contrainte de l'acier ;
$\sigma_b$	: Contrainte du béton ;
$\xi$	: Pourcentage d'amortissement critique ;
$\eta$	: Facteur de correction d'amortissement ;
$\delta_{ek}$	: Déplacement dû aux forces sismiques $F_i$ ;
$\mu$	: coefficient de forme de la charge de neige ;

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Charges permanentes et charges d'exploitation.** « D.T.R-B.C-2.2 ».
- **Lahlou Dahmani.** (2009), « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».
- **Lescouarc'h. Y** (Février 1997) « Initiation au calcul d'un bâtiment à structure en acier» CTICM.
- **Morel. J** (1975) « Conception et calcul des structures métalliques. », Ed., Eyrolles.
- **Règles de conception et de calcul des structures en acier** « CCM97 »MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L' URBANISME, (Algérie)
- **Règlement neige et vent** « RNV2013» (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L' URBANISME, (Algérie)
- **Règles parasismiques algériennes** « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L' URBANISME, (Algérie)
- **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé : Suivant la méthode des états limites** « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L' URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)
- **Le CCM 77** : Règles de conception et de calcul des structures en acier

# Chapitre I : Généralités

## **I.1 : Le béton armé**

I.1.1: Principe de fonctionnement

I.1.2: Domaine de calcul

- a. Etat limite de service
- b. Etat limite ultime
- c. Calcul

I.1.3: Les éléments principaux

- a. Murs de soutènement
- b. Poteaux
- c. Poutres

I.1.4: Les éléments secondaires

- a. Planchers
- b. Murs

## **I.2: La charpente métallique**

I.2.1: Terminologie

- a. Profils associés
- b. Assemblages
- c. Avantages de l'acier

I.2.2 : Analyse fonctionnelle

- a. Critère mécanique
- b. Critère incendie
- c. Autres critères

I.2.3 : Contreventement des charpentes

- a. Les structures à nœuds déplaçables
- b. Les structures à nœuds non déplaçable

I.2.4 : Limites des prestations

# Chapitre II : Présentation du projet

## **II.1 : situation du projet**

## **II.2 : Rapport d'étude de sol**

II.2.1/reconnaissance des soles

II.2.2/mode de fondations

## **II.3 : Description du projet**

II.2.3.2/fondations et bassin

II.2.3.3/zones restantes

## **II.4 : Règlements techniques utilise**

## **II.5 : Matériaux utilise**

# CHAPITRE III: Evaluation des charges

## **III.1 : Introduction**

## **III.2 : Les Charges Permanentes**

III.2.1 : Toiture

## **III.3 : Les surcharges d'exploitation (D'entretien)**

## **III.4 : Surcharge Climatiques**

III.4.1 : Introduction

III.4.2 : Etude de l'action de la neige

III.4.3 : Etude au vent

III.4.3.1 : Introduction

III.4.3.2 : Détermination des actions du vent

- A. Calcul du coefficient dynamique  $C_d$
- B. Calcul du coefficient d' exposition  $C_e$
- C. Calcul Forces de frottement  $F_{fr}$

# Chapitre IV Dimensionnement des éléments structuraux (Charpente métallique)

## **IV.1 : Etude des pannes**

### **IV.1.1: Dimensionnement des chenaux**

### **IV.1.2 : Dimensionnement des pannes de la toiture**

### **IV.1.3 : Dimensionnement de la panne sablière**

IV.1.3.1 : Justification de la panne

IV.1.3.2 : Etude au déversement

### **IV.1.4: Etude du contreventement :**

IV.1.4.1 : Poutre au vent

### **IV.1.5 : Les combinaisons des charges**

IV.1.5.1 : Espacements entre les pannes

IV.1.5.2 : Dimensionnement des pannes

### **IV.1.6 : Classe de profilé**

IV.1.6.1 : Classe de l'âme fléchie

IV.1.6.2 : Classe de la semelle comprimée

### **IV.1.7 : Vérification des contraintes**

### **IV.1.8 : Vérification au déversement**

### **IV.1.9 : Vérification au voilement par cisaillement**

### **IV.1.10 : Calcule des liernes**

IV.1.10.1 : La réaction au niveau du lierne

IV.1.10.2 : Dimension des liernes

### **IV.1.11: Calcule de l'échantignole**

IV.1.11.1 : Présentation

IV.1.11.2 : Dimensionnement de l'échantignole

### **IV.1.12: Boulons d'attaches**

### **IV.1.13: Cordons de soudure**

## **IV.2 : Etude des fermes**

### **IV.2 .1 : Introduction**

### **IV.2 .2 : Types de fermes**

### **IV.2 .3 : Choix de la ferme**

### **IV.2 .4 : Calcul des efforts dans les barres**

IV.2 .4.1 : Schéma statique de la ferme trapézoïdale adoptée

IV.2 .4.2 : Démarche des calculs

IV.2 .4.3 : Calcul des efforts normaux

### **IV.2 .5: Dimensionnement des barres**

IV.2 .5.1 : Membrures supérieurs et inférieur

IV.2 .5.2 : Vérification des diagonales

IV.2 .5.2 : Vérification des montants

## **CHAPITRE V : Etude sismique**

V.1 : Introduction

V.2 : Principe de la méthode

V.3 : Spectre de réponse de calcul

V.4 : Analyse dynamique de la structure

V.4.1 : Modélisation de la structure

V.4.2 : Analyse modale

V.4.3 : Nombre de modes à considérer (RPA99 /V2003)

## V.5 : Vérification de la structure

V.5.1 : Caractéristiques dynamiques de la structure

V.5.2 : Vérification de la période fondamentale de la structure

V.5.3 : Vérification de la force sismique à la base

V.5.4 : Vérification des déplacements

V.4.5.1 : Structure en acier

V.4.5.2 : Structure en béton

# CHAPITRE VI : Etude des assemblages

## **VI.1 : Introduction**

## **VI.2 : Définition**

## **VI.3 : Fonctionnement des assemblages**

## **VI.4 : Classification des assemblages**

## **VI.5 : Classe des boulons**

## **VI.6 : Calcul des assemblages**

VI.6.1 : l'épaisseur du gousset

VI.6.2 : assemblage des éléments de la ferme

VI.6.2.1 : assemblage par soudure

VI.6.2.2 : vérification de la soudure au cisaillement

## **VI.7 : Eclissage de la ferme**

VI.7.1 : Assemblage membrure supérieure et inférieure gousset

VI.7.1.1 : positionnement des trous pour boulons

VI.7.1.2 : calcul du nombre des boulons

VI.7.1.3 : vérification de la pression diamétrale

VI.7.2 : assemblage montant gousset

VI.7.2.1 : positionnement des trous pour boulons

VI.7.2.2 : calcul du nombre des boulons

VI.7.2.3: vérification de la pression diamétrale

VI.7.3 : Assemblage diagonal gousset

VI.7.3.1 : positionnement des trous pour boulons

VI.7.3.2 : calcul du nombre des boulons

VI.7.3.3 : vérification de la pression diamétrale

VI.7.4 : Assemblage contreventement gousset

VI.7.4.1 : positionnement des trous pour boulons

VI.7.4.2 : calcul du nombre des boulons

VI.7.4.3 : vérification de la pression diamétrale

VI.7.5 : Assemblage ciseau gousset

VI.7.5.1 : positionnement des trous pour boulons

VI.7.5.2 : calcul du nombre des boulons

VI.7.5.3 : vérification de la pression diamétrale

## **VI.8 : Assemblage Poteau-Ferme**

**VI.8.1 : Les Efforts Sollicitant**

**VI.8.2 : Détermination des Nombres de Boulons Nécessaires**

**VI.8.3 : Disposition des Boulons**

**VI.8.4 : Vérification de l'Effort Tranchant**

**VI.8.5 : Résistance du Boulon au Cisaillement**

**VI.8.6 : Vérification de la Pression Diamétral**

**VI.8.7 : Résistance des Boulons à la Traction**

# Chapitre VII : CALCUL DES POTEAUX

## VII .1 : INTRODUCTION

### VII.2 : CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

VII .2 .1 : Caractéristique du béton

VII .2 .1.1 : Résistance caractéristique à la compression et à la traction

VII .2.2: Les déformations (allongement e raccourcissement)

VII .2.2.1 : déformations longitudinale (B.A.E.L)

VII .2.2.2 : déformations transversale (B.A.E.L)

VII .2.3 : diagrammes déformations et contraintes

VII .2.3.1 : Etat limite ultime

VII .2.3.2 : Etat limite service

VII .2.4 : Combinaison d'actions

### VII .3 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

VII .3.1 : Vérification du poteau au flambement

VII .3.2 : rayon de giration

VII .3.3 : calcul de l'élancement  $\lambda$

### VII .4 : FERRAILLAGE DES POTEAUX

VII .4.1 : Les armatures longitudinales

*VII .4.2 : Les Armatures transversales*

### VII .5 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

VII .5.1 : ferrailage des poutres

VII .5.2 : Recommandations des RPA 99/Version 2003

VII .5.3 : Ferrailage longitudinal

VII .5.4 : Vérifications nécessaires pour les poutres

VII .5.5 : Ferrailage transversal

**VII .6 : Calcul des pieds poteaux**

**VII.6.1 : Introduction**

**VII.6.2 : Dimensionnement de la Plaque d'Assise**

*VII.6.2.1 : Cordons de Soudure*

*VII.6.2.2 : Résistance de Calcul à l' Ecrasement du Matériau de Scellement*

*VII.6.2.3 : Estimation de l' Aire de la Plaque d' Assise (Poteaux)*

*VII.6.2.4 : Surface de la Platine*

**VII.6.3 : Calcul de l'aire de la Plaque d'assise (potelet-poteau en acier sur un poteau en B.A)**

**VII.6.4 : Calcul des tiges d'ancrage**

**VII.6.4.1 : Condition d'équilibre selon le code BAEL**

## *Chapitre VIII : Etude des fondations*

***VIII.1 : Définition***

***VIII .2 : Les types des fondations***

**VIII.3 Choix des fondations**

***VIII.4 Dimensionnement des fondations***

*VIII.4.1 Stabilité des fondations*

*VIII.4.2 Pré dimensionnement*

**VIII.5: Vérification de la stabilité**

**VIII .6 : Vérification de la contrainte**

**VIII .7: Ferrailage**

**CHAPITRE IX : Calcul bassin**

**IX.1 : Introduction**

**IX.2 : Présentation du bassin**

**IX.3 : Calcul des poussées**

IX.3.1 : Poussées des terres ( $p_t$ )

IX.3.2 : poussées hydrauliques : (Ph)

IX.3.3 : Poussées hydrodynamiques : (Phd)

IX.3.4 : Modélisation

**IX.4 : Dimensionnement des éléments**

**IX.5 : Calcul du ferrailage**

## INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en Génie civil option construction métallique, nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'études, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplisse sa mission comme les normes conceptuelle et technique soit rempli.

Il s'agit de l'étude d'une piscine semi olympique, qui doit être réalisé pour la localité de Sabra de la wilaya de Tlemcen.

Cette nouvelle construction permettra d'accueillir, toutes personnes souhaitant exercer une activité physique de nage, ou un site d'accueil pour la formation et la pratique de la natation avec les normes exigé dans la discipline.

Cette piscine semi olympique comporte un certain nombre de spécificités.

Le bâtiment a étudié est composé de trois blocs :

Bloc1 : Administration et entrée public R+1 (structure en béton armé)

Bloc 2 : Grand bassin (structure en béton armé avec toiture en charpente métallique)

Bloc 3 : Vestiaire, entrée sportifs, cafétéria R+1 (structure en béton armé)

Dans ce projet de fin d'études, les axes principaux de l'étude sont la conception et le dimensionnement de la piscine semi olympique pour le bloc suivant :

Grand bassin (structure en béton armé avec toiture en charpente métallique)

## **CONCLUSION GENERALE**

L'étude de ce projet a été une expérience très enrichissante pour nous dans le domaine de la construction métallique option génie civil.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des professeurs de la charpente métallique du département de génie civil (FACULTE DE TLEMCEN).

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes telles que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction d'une autre part sont requises.

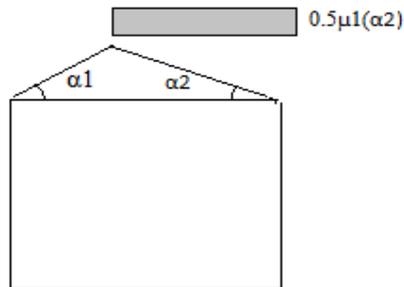
A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, nous avons acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

## Les annexes

### Annexe A

#### Chapitre III : Descente des charges

##### A.1 Effet de la neige :



*figure 6 : coefficient de forme - toitures à deux versants*

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient de forme $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Tbleau 2 : coefficients de formre - toitures à deux versants

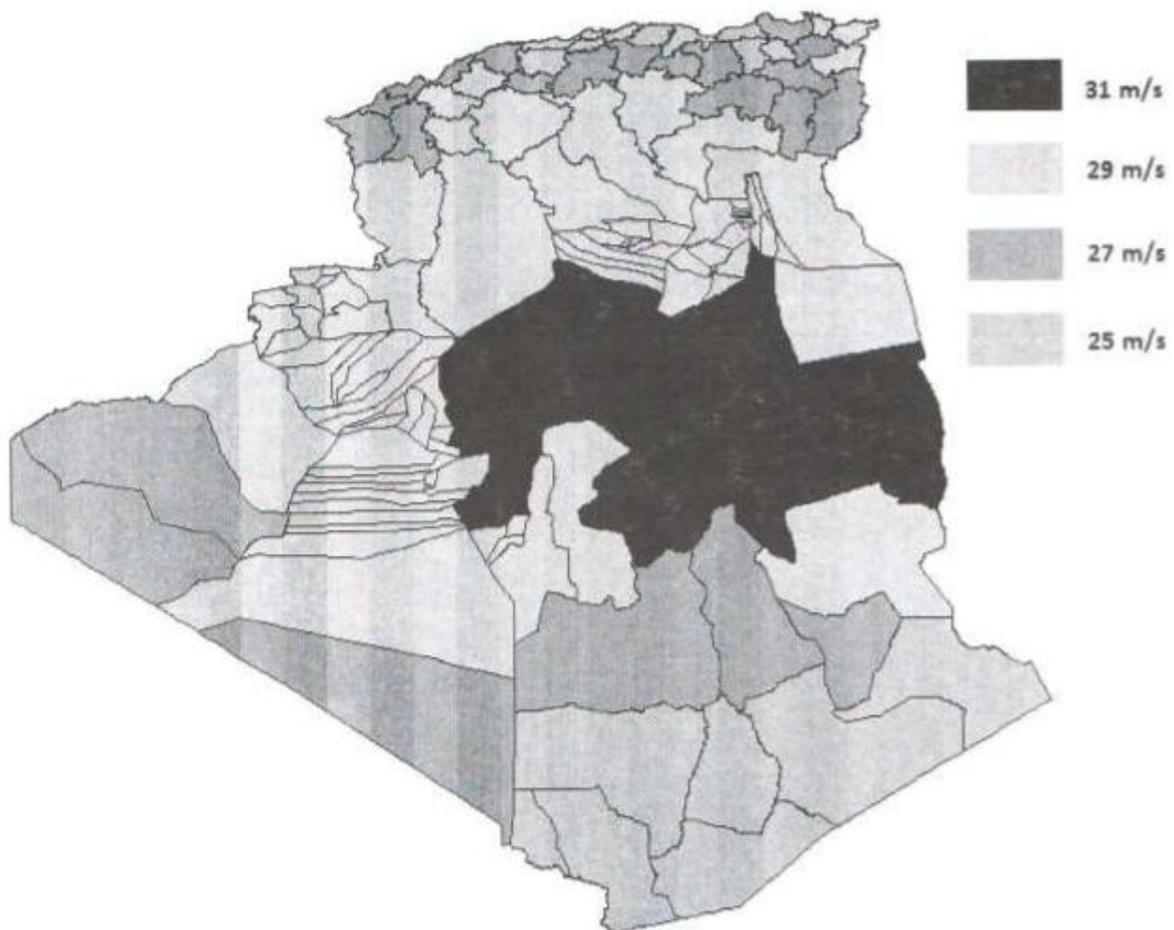
##### A.2 Effet du vent :

Zone	$q_{rd}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	$K_T$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$\epsilon$
<b>0</b> Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
<b>III</b> Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
<b>IV</b> Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

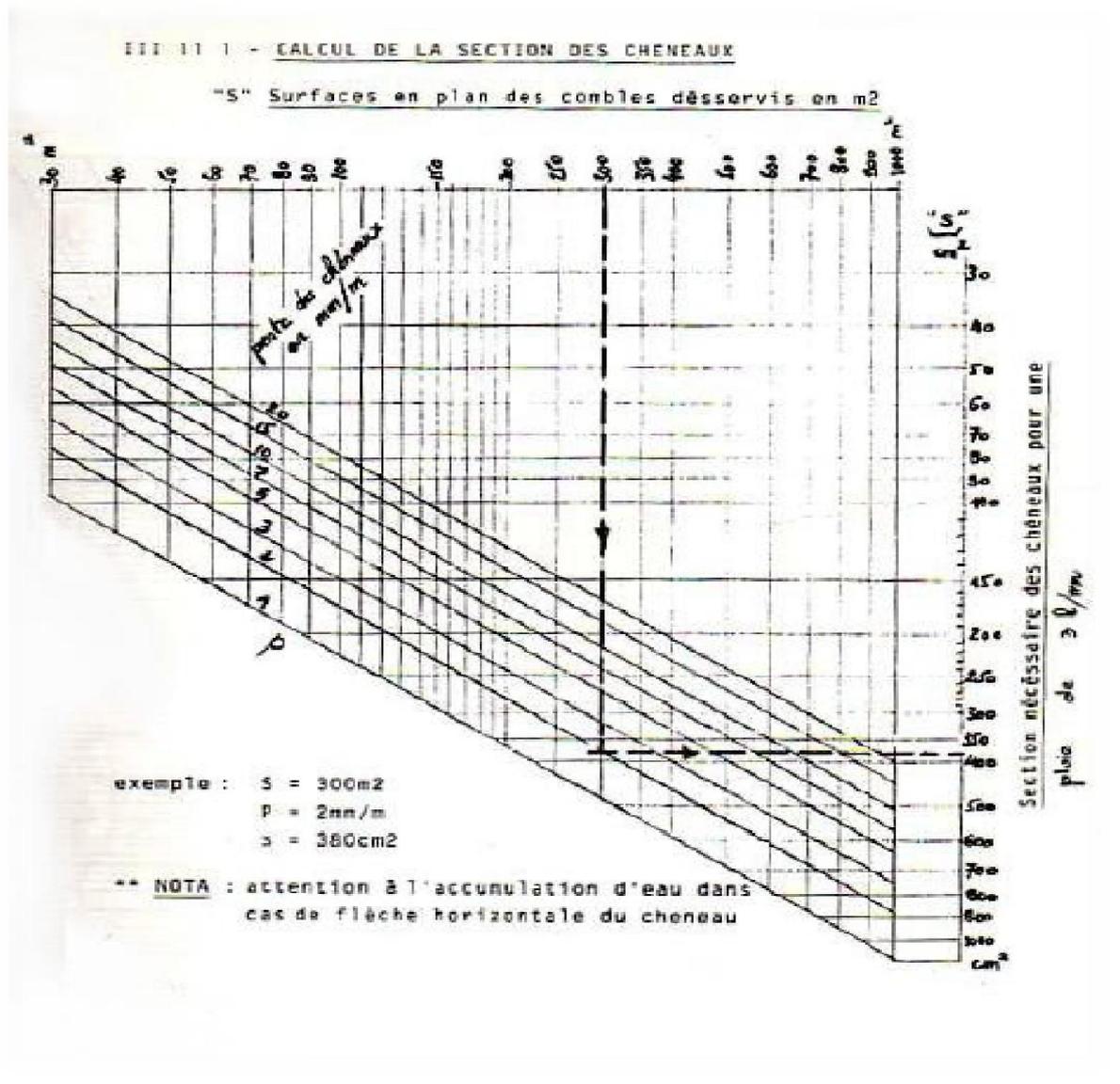
Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain



zones climatique de vent

## Annexe B

### Chapitre IV : Etude des éléments secondaire



111 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

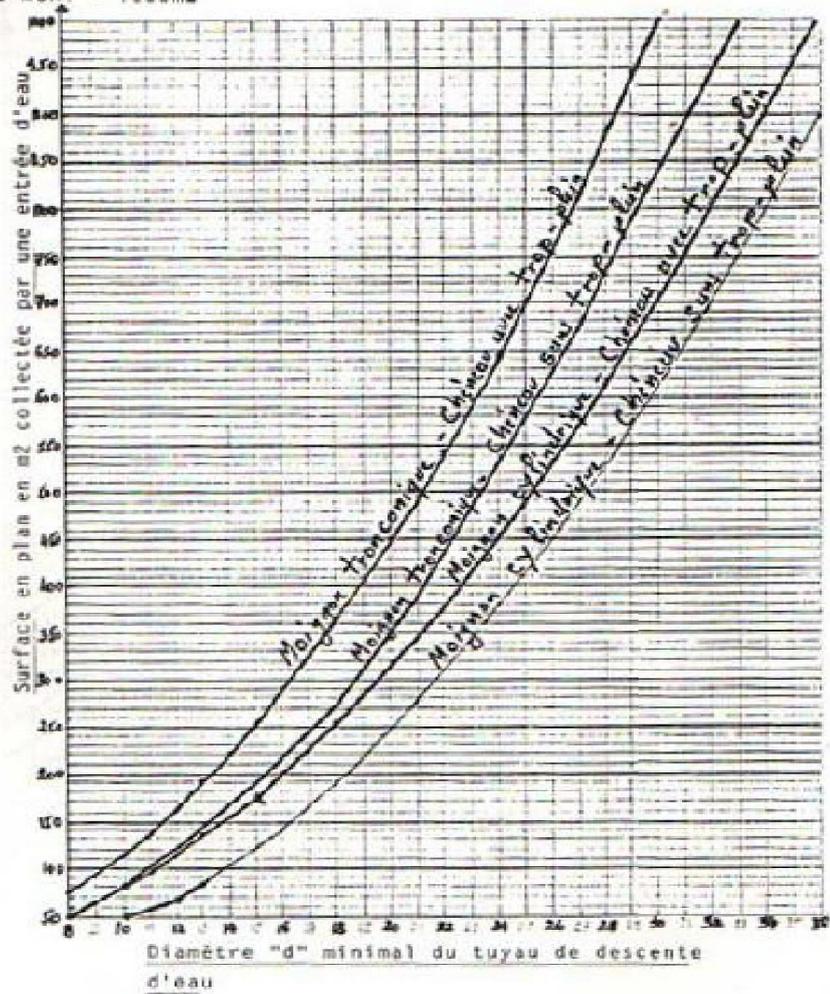
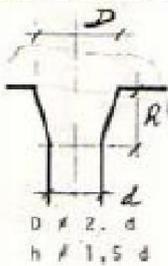
(d min1 = 8cm )

S maxi = 1000m<sup>2</sup>

Moignon cylindrique



Moignon tronconique



Annexe C

Chapitre V : Étude sismique

**Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.**

<b>Groupe</b>	<b>Z o n e</b>		
	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
<b>1A</b>	0,12	0,25	0,35
<b>1B</b>	0,10	0,20	0,30
<b>2</b>	0,08	0,15	0,25
<b>3</b>	0,05	0,10	0,15

**Tableau 4.2 : Valeurs de  $\xi$  (%)**

<b>Remplissage</b>	<b>Portiques</b>		<b>Voiles ou murs</b>
	<b>Béton armé</b>	<b>Acier</b>	<b>Béton armé/maçonnerie</b>
<b>Léger</b>	6	4	10
<b>Dense</b>	7	5	

**Tableau 4.7 : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$**

<b>Site</b>	<b>S<sub>1</sub></b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>S<sub>3</sub></b>	<b>S<sub>4</sub></b>
<b>T<sub>1</sub> (sec)</b>	0,15	0,15	0,15	0,15
<b>T<sub>2</sub> (sec)</b>	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b>B</b>	<b><u>Acier</u></b>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b>C</b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

**Tableau 4.6 : valeurs du coefficient  $C_T$**

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

## Annexe D

### Chapitre VII : Étude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm <sup>2</sup> )	113	201	314	452	573
Section Résistance A <sub>s</sub>	84	157	245	353	459

### Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P <sub>1</sub> , P <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	P <sub>1</sub> , P <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pincés

## BIBLIOGRAPHIE

**Réf 1 : Calcul et conception des structures en béton armé « CBA »** Ministère de l'habitat de l'urbanisme (Algérie),

**Réf 2 : Calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode3** (office de la publication universitaire) LAHLOU DAHMANI,

**Réf 3 : Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 »**,

**Réf 4 : Règlement neige et vent « RNV2013 »** DTR C2-47 Ministère de l'habitat de l'urbanisme (Algérie),

**Réf 5 : Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 »** Ministère de l'habitat de l'urbanisme (Algérie),

**Réf 6 : Règles parasismiques Algériens «RPA99 version 2003 »**

Ministère de l'habitat de l'urbanisme (Algérie),

**Réf 7 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en Béton armé à l'état limite « BAEL91 révisées 99 »** Ministère de l'habitat de l'urbanisme (Algérie).

Notre structure est composée principalement de deux matériaux « béton et acier ».

On essayera de citer quelques informations et données concernant ces matériaux.

## **I.1 : Le béton armé**

### **I.1.1 : Principe de fonctionnement**

Le béton est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression). C'est donc pour pallier cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui elles, sont résistantes aussi bien en compression qu'en traction. Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé « béton armé ».

Dans une structure en béton armé, les aciers principaux sont positionnés dans les parties tendues du béton pour compenser la mauvaise résistance du béton en traction. Pour une dalle en béton armé par exemple, on place les armatures principales en partie basse des travées et en partie haute au niveau des appuis.

Les premiers ouvrages en béton armé utilisaient des barres lisses en acier doux, par la suite les barres furent constituées d'acier de haute adhérence comprenant des aspérités et ayant une meilleure résistance.

### **I.1.2 : Domaine de calcul**

#### **I.1.2.1 : Etat limite de service**

Il s'agit du mode de sollicitation de « tous les jours ». L'ouvrage ne doit pas subir de déformation irréversible. Les matériaux sont employés dans leur domaine de comportement élastique. Tout naturellement, c'est le « modèle élastique linéaire » qui est utilisé pour les calculs à l'ELS.

En général pour les ouvrages courants de bâtiment, les éléments ne sont pas calculés en résistance à l'ELS, ils le sont principalement pour des environnements agressifs ou lorsque les conditions de fissuration ou de déformation sont préjudiciables à la durabilité de l'ouvrage dimensionné. Il convient cependant de vérifier la déformation de la structure à l'ELS afin de s'assurer que les limites admissibles ne sont pas dépassées.

#### **I.1.2.2 : Etat limite ultime**

Dans ce mode de sollicitation, l'ouvrage est à la limite de la ruine, il doit résister aux charges mais il subit des déformations irréversibles et en ressort endommagé.

Pour cet état, il est inutile de rester dans le domaine de comportement élastique des matériaux. On utilise alors des « modèles de plasticité non linéaires » qui se rapprochent du comportement réel des matériaux. On utilise aussi les « modèles de calcul de stabilité de forme » qui concernent le flambement et le voilement des éléments comprimés (poteau, voile ou coque) ainsi que le déversement des éléments fléchis élancés.

Pour le béton, le diagramme contrainte déformation est habituellement une courbe parabole rectangle, un rectangle simplifié ou encore un diagramme bilinéaire. Pour certains ouvrages d'exception, il est aussi possible d'utiliser des lois de comportement plus élaborées modélisant mieux la rhéologie réelle et complexe du béton.

Pour l'acier, le diagramme contrainte déformation est habituellement un diagramme bilinéaire, une droite ayant pour pente le module d'élasticité, limitée par les zones plastiques horizontales ou incurvées.

En général, pour les ouvrages courants de bâtiment, les éléments sont calculés uniquement à l'E.L.U avec les lois de comportement simples.

### **I.1.2.3 : Calcul**

Le calcul d'un ouvrage en béton armé ne se limite pas à la seule maîtrise du calcul du béton armé, outre une bonne maîtrise de la mécanique des milieux continus et de la résistance des matériaux. Cela nécessite aussi la compréhension des phénomènes physiques qui engendrent les efforts sur l'ouvrage (hydrostatique, mécanique des sols, effets du vent sur les structures, phénomènes vibratoires, rhéologie des matériaux, limites des modèles de calcul, etc...) : c'est le métier d'ingénieur en béton armé.

Les modèles de comportement linéaire simples, utilisés à l'origine pour dimensionner le béton, ont aujourd'hui cédé la place à des modèles rhéologiques beaucoup plus complexes, mais plus proches du comportement réel des matériaux. Ces progrès scientifiques et techniques ont permis de réduire les quantités de matière nécessaires à la construction des ouvrages, et donc de réaliser des économies substantielles.

## **I.1.3 : Les éléments principaux**

### **I.1.3 .1 : Murs de soutènement**

Il s'agit d'ouvrages destinés à retenir les terres, ils sont armés par des aciers longitudinaux destinés à reprendre les efforts de flexion.

### **I.1.3.2 : Poteaux**

Les poteaux sont armés par des aciers longitudinaux et transversaux destinés à limiter le flambement.

Les aciers transversaux sont espacés régulièrement et resserrés dans les zones de recouvrement avec les aciers en attente.

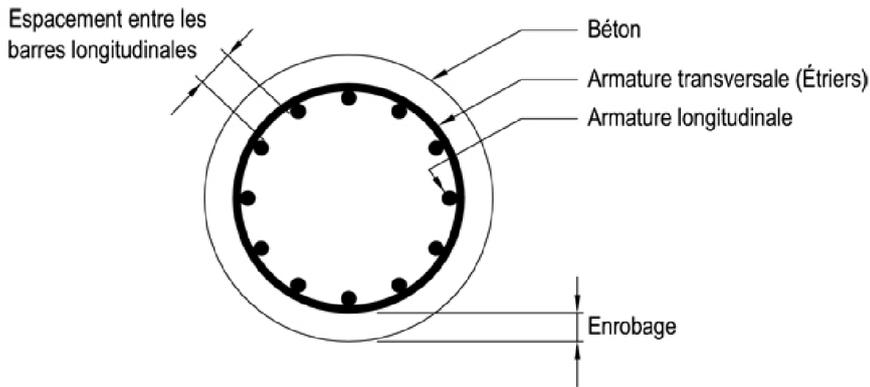


Figure I.1 : Section circulaire

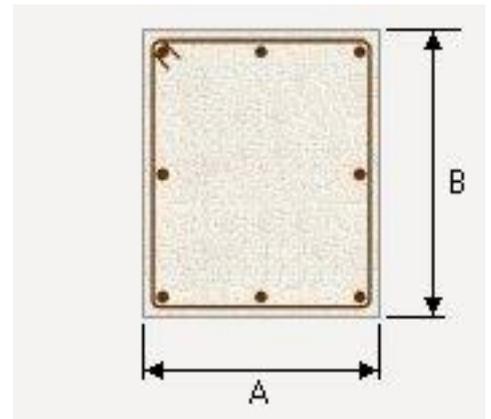


Figure I.2 : Section carrée

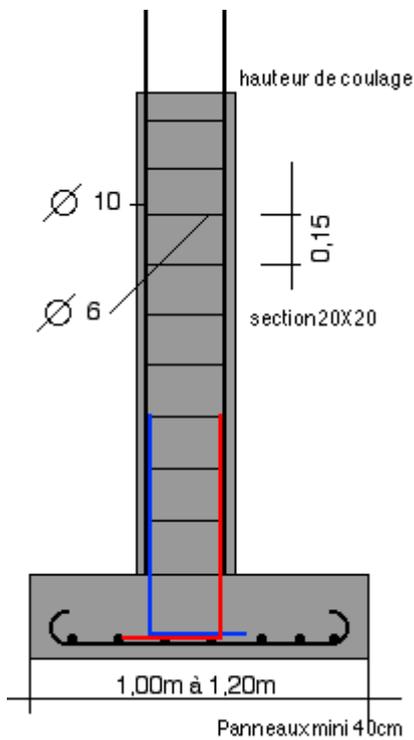


Figure I.3 : Ferrailage du poteau

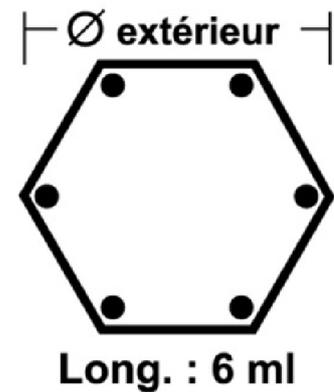
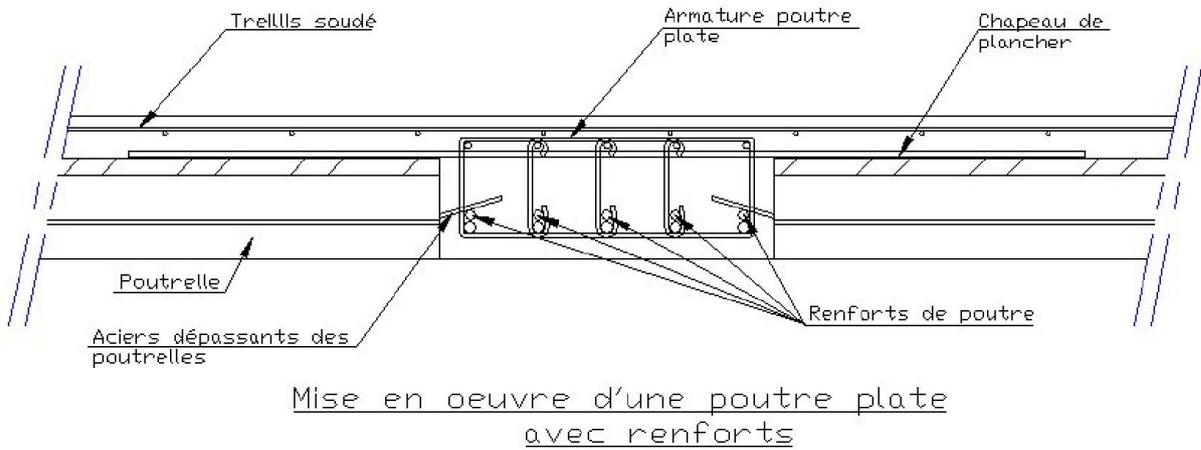


Figure I.4 : Section hexagonale

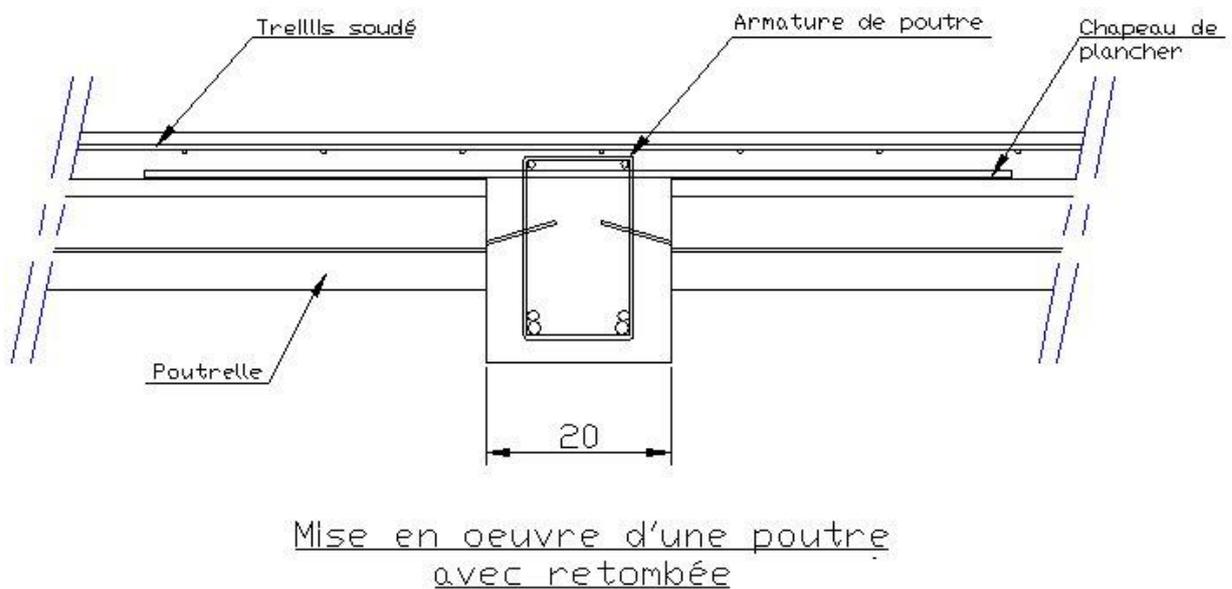
### I.1.3.2 : Poutres

Les poutres sont armées par des aciers principaux longitudinaux, destinés à reprendre les efforts de traction dus à la flexion, et des aciers transversaux, cadres et épingles (ou étriers), destinés à reprendre l'effort tranchant.

Les espaces entre cadres varient en fonction de l'effort tranchant, resserrés quand l'effort tranchant est important, en général près des appuis, et plus espacés quand l'effort tranchant est faible, en général vers le milieu des poutres.



**Figure I.5 :** Coupe transversale d'une poutre avec renforts



**Figure I.6 :** Coupe transversale d'une poutre avec retombee

### **I.1.4 : Les éléments secondaires**

#### **I.1.4.1 : Planchers**

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation. Les planchers doivent répondre aux mêmes critères que les murs porteurs, parmi les types :

- Les planchers à corps creux,
- Les dalles en béton armé,
- Les planchers alvéolés,
- Les planchers collaborant,
- Les planchers en bois,

#### **I.1.4.2 : Murs**

Un mur est une structure solide qui sépare ou délimite deux espaces .Dans les bâtiments les murs forment les pièces. En plus de définir l'espace intérieur du bâtiment, leur utilité est en règle générale de supporter les étages et la toiture.

Murs porteurs : mur ayant une fonction de stabilité de la structure globale d'une construction. Son rôle est d'assurer le soutien d'un plancher ou d'une charpente

Mur semi-porteur : Il s'agit en réalité d'une cloison simple de séparation de pièce n'ayant initialement aucune propriété porteuse.

### **I.2 : La charpente métallique**

L'industrie sidérurgique s'est développée à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques.

Ces éléments de construction « rigides » permettent de dégager des grands espaces au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) est réduit.

Associé à des éléments de peau « légers » (bardage, façades rideau...), ces structures sont adaptées à la réalisation des constructions telles que salles de sports, piscines, entrepôts, usines... Leur réalisation est rapide (assemblage direct d'éléments préfabriqués) et donc d'un prix très compétitif.

### I.2.1: Terminologie

Une charpente métallique est constituée de portiques ou fermes réalisés par l'assemblage des poteaux, arbalétriers, entrails... Ces portiques sont reliés entre eux par des pannes (poutres).

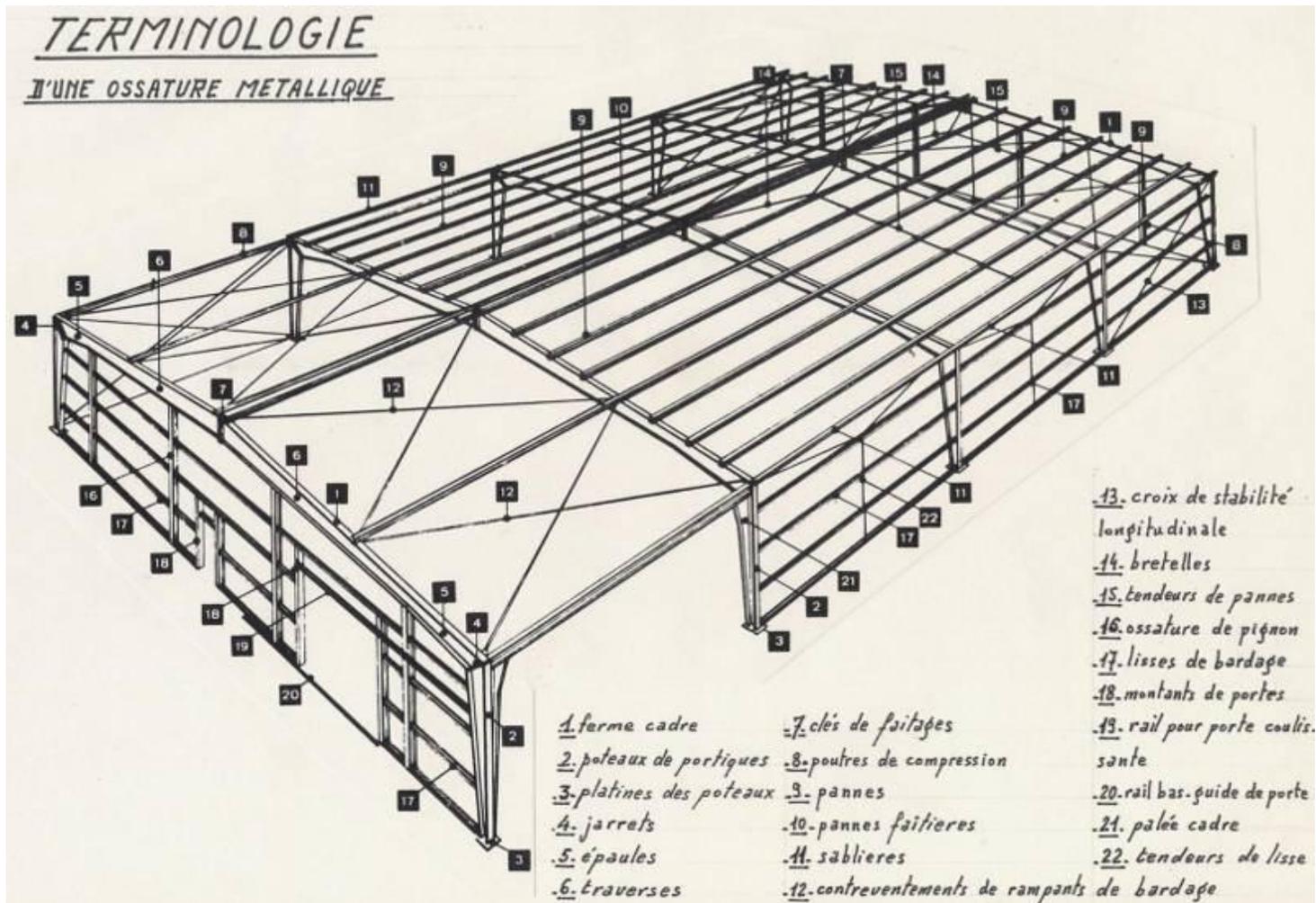


Figure I.7 : Terminologie d'une ossature métallique

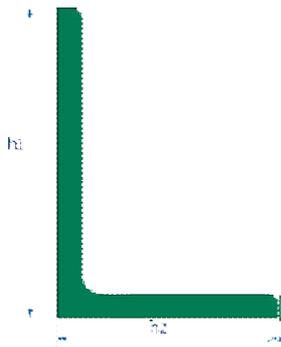
Lorsqu'il existe des planchers intermédiaires, ceux-ci sont fréquemment constitués d'une association acier béton « les planchers collaborant ».

On trouve aussi des prédalles, des dalles alvéolaires et des planchers secs.

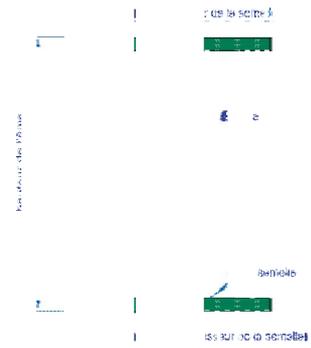
#### I.2.1.1 : Profils associés

Les profils associés sont généralement des aciers laminés :

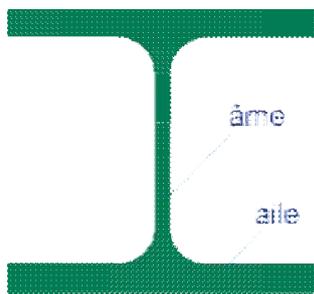
- Poteaux : type HEA, HEB, IPE
- Potelets : type UPN, tubulaires
- Arbalétriers : type IPE, poutres treillis
- Pannes : type IPE, UPN, poutres treillis
- Chevêtres : type IPE, UPN
- Couronnement : type IPE, UPN
- Liernes : type T, fers plats
- Baïonnettes : type UPN, fers plats.



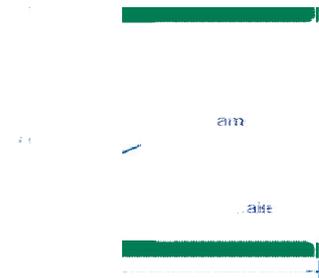
Cornière



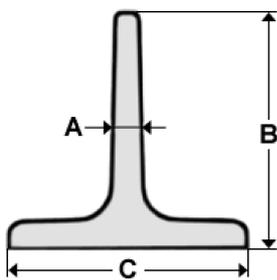
Profil I



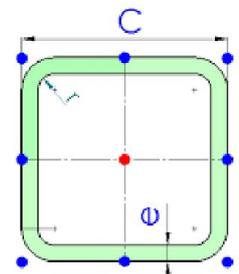
Profil H



Profil U



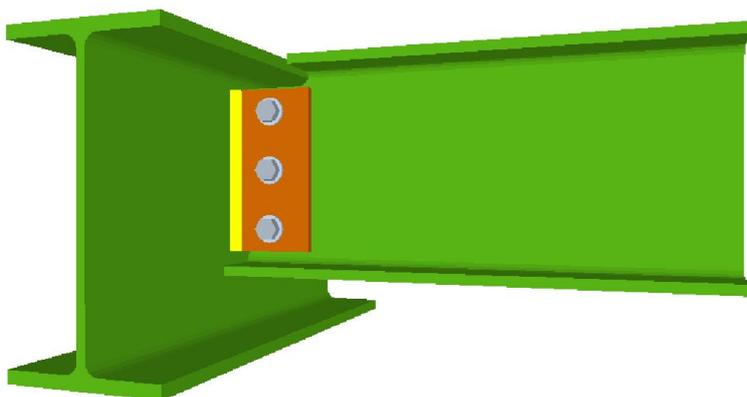
Profil T



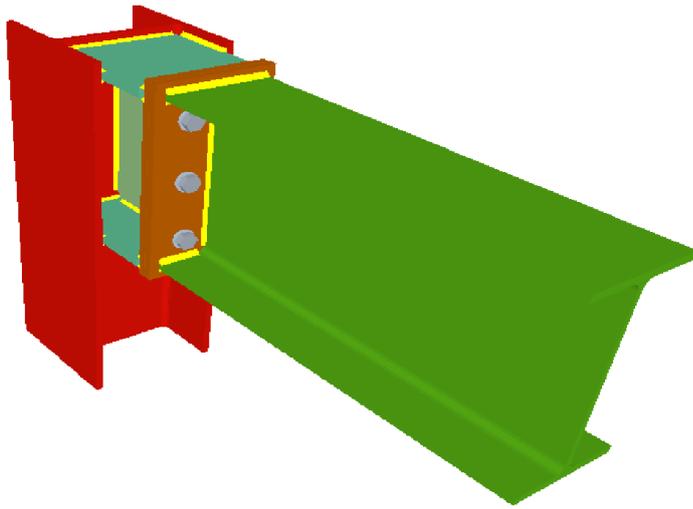
Tube

**I.2.1.2 : Assemblages**

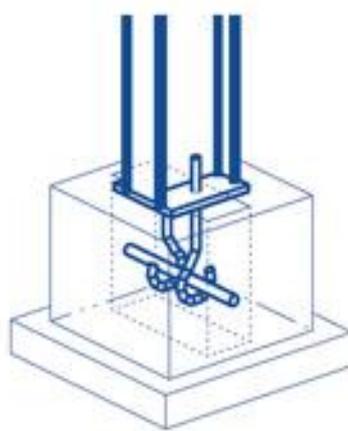
En fonction de leur rigidité, les assemblages seront considérés encastrés ou articulés, voire ponctuels (Système à corbeaux).



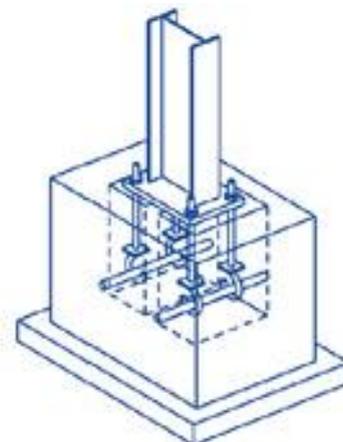
**Figure I.8** : Assemblage boulonné d'une poutre articulée à une autre via une platine latérale



**Figure I.9 :** Assemblage boulonné d'une poutre encastree à l'âme d'un poteau via une platine frontale (en extrémité de poteau)



*Ex. : Système articulé*



*Ex. : Système encastré*

**Figure I.10 :** Assemblages des systèmes articulé et encastré

### I.2.1.3 : Avantages de l'acier

- Distribution statique avantageuse des propriétés mécaniques et géométriques. Très peu de variabilité car c'est un produit industriel dont la fabrication est très contrôlée
  - $7850 \text{ kg/m}^3$  : Poids volumique
  - Limite élastique  $F_y = 235 \text{ MPa}$
- Qualité et légèreté
- Préfabrication et rapidité de montage
- Facilité de transformation et démontage
- Possibilité de recyclage

## I.2.2: Analyse fonctionnelle

### I.2.2.1 : Critère mécanique

Les charpentes doivent être calculées en suivant les règles de l'Eurocode 3, pour les charpentes en acier (calculs élastiques ou plastiques) et l'Eurocode 9 pour les charpentes en aluminium.

La protection des matériaux contre la corrosion doit être prise en considération.

Les sollicitations sont en particulier :

- le poids des structures,
- les éléments d'équipements et charges d'entretien,
- les actions climatiques de vent et neige (actions locales, courantes et d'entraînement d'ensemble),
- l'accumulation d'eau en toiture (pente des éléments de rejet).

### I.2.2.2 : Critère incendie

Le respect de la sécurité incendie des structures métalliques est un souci particulier du concepteur. La stabilité au feu SF peut être obtenue par un de ces procédés :

- **Peinture intumescente**

Il s'agit d'une peinture qui "gonfle" au contact de la chaleur et crée une couche isolante autour de l'élément structure.

- **Flocage**

Il s'agit de l'application par projection d'un revêtement (base minérale) isolant la structure.

- **Protection rigide**

Généralement apportée par la mise en place d'écrans rigides en plaques de plâtre ou d'une projection en béton.

Ces écrans peuvent être réalisés de façon continue par la réalisation d'un bardage double peau désolidarisé.

### I.2.2.3 : Autres critères

Les critères: acoustique - thermique et hygrométrique - hygiène, santé, sécurité environnement –

### I.2.3 : Contreventement des charpentes

On appelle contreventement, l'ensemble des éléments de la charpente destinés à :

- transmettre les efforts du vent vers les fondations,
- assurer la stabilité de l'ossature face aux efforts du vent.

On distingue deux types de structures:

#### I.2.3.1 : Les structures à nœuds déplaçables :

Elles sont constituées (pour simplifier) par des assemblages du type articulation permettant une liberté de mouvement de l'ensemble de la structure. Ils sont contreventés dans les 3 plans.

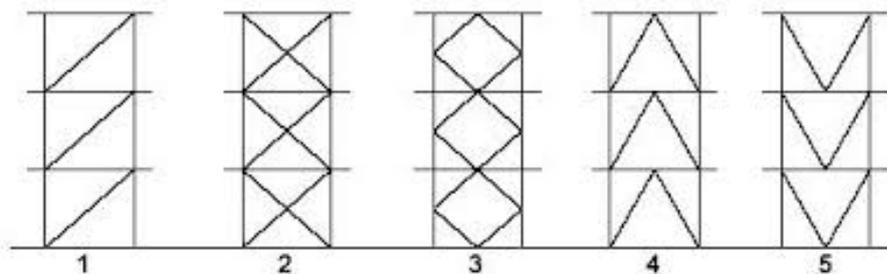


Figure I.11 : Différents palées triangulées

### I.2.3.2 : Les structures à nœuds non déplaçable

Elles sont constituées par des assemblages de portiques à liaisons du type encastéré (associées ou non à des articulations) formant un ensemble rigide. Ces portiques sont dits de contreventement. Ils sont contreventés dans les 2 autres plans.

La rigidité apportée par les encastremets limite les déplacements des nœuds de la structure.

Les éléments de contreventement (diagonales et Croix de St André) se comportent comme des bielles:

Barre tendues ou comprimées (il faut alors les vérifier vis à vis du flambement).

Ils ne doivent en aucun cas être considérés comme des dispositifs permettant l'appui d'éléments de structure ou de peau.

Les croix de St André et les diagonales peuvent être constituées de câbles tendus, de laminés T, tubulaire ou de fers plats.

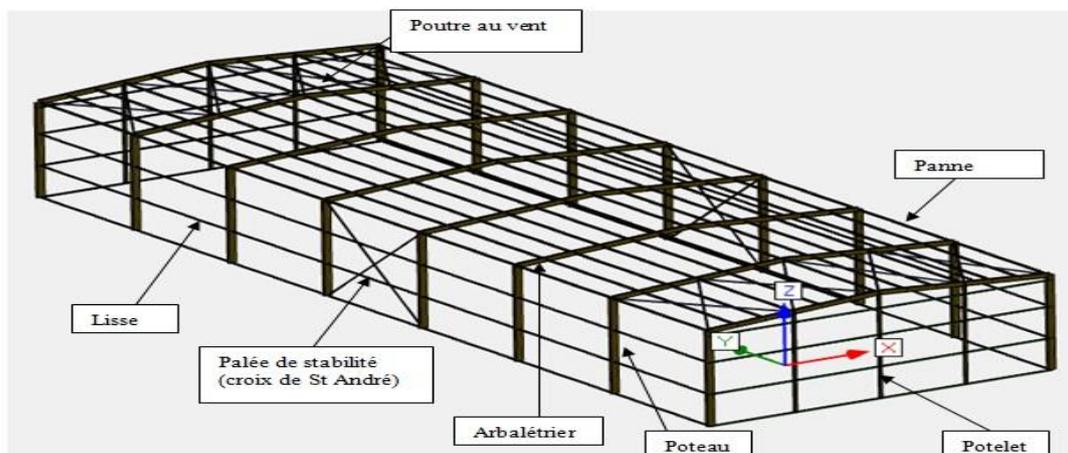


Figure I.12 : Contreventement à nœuds non déplaçable

### I.2.4: Limites des prestations

D'une façon générale, le dimensionnement des éléments secondaires destinés à supporter les accessoires et les éléments de peau de l'ouvrage n'est pas à la charge du charpentier.

Ces prestations (le dimensionnement et éventuellement la mise en œuvre) sont à la charge :

- du bardeur : potelets intermédiaires, lisses intermédiaires
- du bardeur et/ou menuisier : éléments destinés à recevoir les châssis
- du menuisier : éléments destinés à recevoir les façades légères
- de l'étanchéité : pannes, chevêtres, baïonnettes de chéneaux et d'acrotères

La justification mécanique (actions et sollicitations) de ces éléments doit être présentée au charpentier.

Le nombre, la nature, et l'emplacement de ces dispositifs font l'objet d'un carnet de détail destiné aux différents BET des lots concernés lors de la 1ère réunion de coordination.

La mise en œuvre de ces éléments est généralement à la charge du charpentier.

## II.1: Situation du projet

Le projet que nous étudions est une piscine semi olympique à Sabra (Tlemcen).

Ainsi, le terrain retenue pour recevoir le projet se trouve dans la ville de Sabra, à l'intérieur d'un grand espace, utilisé comme aire de jeux, du côté Nord, et limité dans son ensemble par :

- Au nord par une crèche et 59 logements CNEP-APC.
- Au sud par terrain nu, affecté pour d'autres équipements.
- A l'est par une voie et des logements LSP en cours de réalisation.
- A l'ouest par une caserne militaire.



Figure II.1 : Vue aériennes du terrain

## II.2: Rapport d'étude de sol

Dans le cadre de la réalisation d'une piscine de proximité à Sabra, Wilaya de Tlemcen, le LTPO - Unité de Tlemcen est intervenue sur le terrain retenue à cet effet, en vue de procéder à une étude de sol, par l'analyse géologique et géotechnique, et ce à la demande de la DJS de Tlemcen, notifiée par un bon de commande N° 32/2010 (sans date).

### II.2.1 : Reconnaissance des sols

- Programmation de la reconnaissance :

La programmation de la campagne de reconnaissance a comporté la réalisation de :

- 7 sondages carottés, descendus verticalement à une profondeur de 10m, avec l'extraction des échantillons pour l'analyse géologique et géotechnique.
- Associés à une série de 9 essais de la pénétration dynamique (lourd), poussée jusqu'au refus,

Enfin, ces essais de reconnaissance, se trouvent consignés dans un plan d'implantation schématique.

- Résultat de la reconnaissance
  - **Description géologique de sondages carottés**

La campagne de reconnaissance géologique à base de sept sondages carottés, de 10m de profondeur, ont mis en évidence la présence d'une formation de calcaire blanchâtre à rosâtre, tendre à mi-dur, parfois conglomératique à marneux, l'ensemble est masqué par une couche centimétrique de remblai conglomératique, donc on note une homogénéité des sols en place.

### II.2.2: Modes de fondations :

- Système de fondation :

Vu l'homogénéité de l'assiette, représenté par une seule formation géologique, à savoir par des calcaires blanchâtres à rosâtres, tendre à mi-durs, parfois conglomératiques à marneux, l'ensemble est masqué par une couche centimétrique de remblai conglomératique, et vu la nature de l'ouvrage qui consista à la réalisation d'une piscine, deux modes de fondation s'imposent :

- Un système de fondation sur radier général pour le bassin de la piscine.
- Un système de fondation superficielle sur les semelles isolées pour les autres structures en bâtiment annexe : avec un ancrage à 1.5 m de profondeur pour les deux modes de fondation
- Portance des sols : La contrainte admissible du sol sera estimée forfaitairement à 2 bars



Essais/Prof	0-1 m	1-2 m	2-3 m	3-4 m	4-5 m	5-6 m	6-7 m	7-8 m	8-9 m	9-10m	OBSERVATIONS
POINT K 01	146	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Refus=0,85 m
POINT K 02	163	174	300	-	-	-	-	-	-	-	Refus=2,83 m
POINT K 03	155	284	300	-	-	-	-	-	-	-	Refus=2,75 m
POINT K 04	86	253	300	300	-	-	-	-	-	-	Refus=3,35 m
POINT K 05	86	245	300	300	-	-	-	-	-	-	Refus=3,30 m
POINT K 06	138	300	300	-	-	-	-	-	-	-	Refus= 2,16 m
POINT K 07	77	245	229	221	300	-	-	-	-	-	Refus=4,32 m
POINT K 08	103	142	96	300	-	-	-	-	-	-	Refus= 3,99 m
POINT K 09	86	134	185	300	-	-	-	-	-	-	Refus= 3,38 m

TableauII.2 : synoptique des rp minimales par tranche de 1,00 m

### II.3: Description du projet

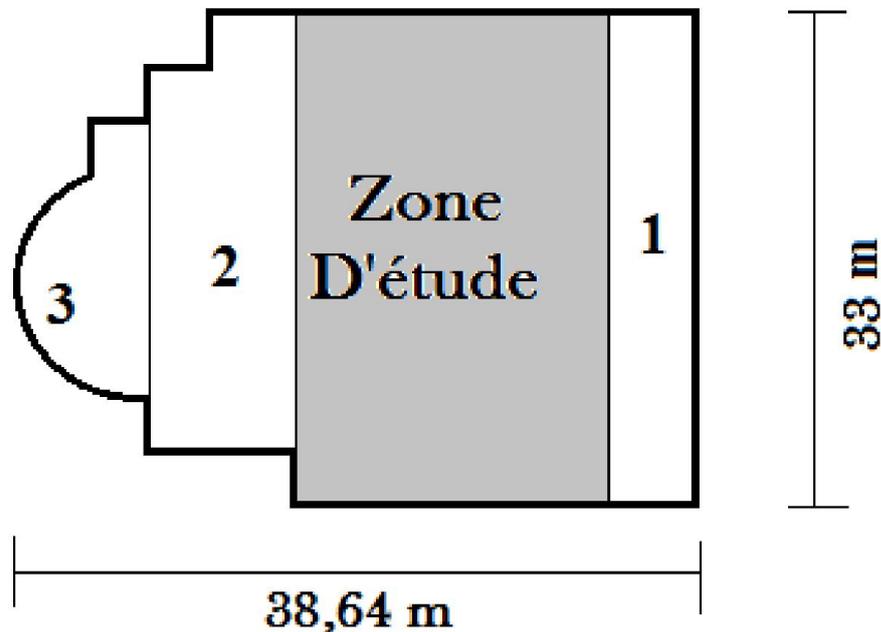


Figure II.2 : Vue représentative de l'ensemble des bâtiments.

L'ouvrage concerné dans notre étude est constitué de deux parties :

#### II.3.1 : Charpente

La structure en charpente métallique est toiture dans la zone où le bassin se situe (zone d'étude) posée sur des murs en maçonnerie qui abritent le bassin. La longueur totale de la couverture étant 19,80 mètres tandis que la largeur est égale à 9,24 m.

#### II.3.2 : Fondations et bassin

Vu la nature géologique du calcaire (blanchâtres à rosâtres) qui se trouve à aspect compact parfois conglomératique, le comportement du sol est très dur où seront ancrés les fondations, la contrainte admissible du sol sera estimée forfaitairement à 3,00 bars.

Et comme l'a montré le rapport d'étude du sol, le laboratoire chargé de l'étude du sol recommande deux modes de fondations :

- Un système de fondations sur radier général pour le bassin de la piscine et un système de fondations superficielles sur les semelles isolées pour les autres structures en bâtiment.
- Les ancrer dans la formation des calcaires.
- Les faire travailler à une contrainte admissible forfaitaire de 3,00 bars.

- Enfin, prendre en compte les recommandations contenues dans le manuel RPA 99, version 2003, qui montre que la région de Sabra, à Willaya de Tlemcen, se trouve dans la zone sismique 1.

Le sol du bassin est en béton armé reposant sur un lit de sable (plages du bassin et sol des annexes). Les dimensions de ce dernier sont :

- Longueur : 25 m
- Largeur : 12,5 m
- Surface : 312,5 m<sup>2</sup>
- Profondeur : 2 m
- Volume : 625 m<sup>3</sup>

### II.3.3 : Zones restantes

- La zone 1 est celle qui détient les deux portes d'entrée avec local matériels pédagogiques et deux terrasses aux coins droit et gauche de la zone.
- La zone 2 est réservée aux services de la piscine :
  - 2 douches
  - 4 vestiaires
  - 1 infirmerie
  - 2 dépôts pour habits
  -
- La zone 3 est équipée d'une cafétéria avec escalier pour atteindre le premier niveau où se trouve la salle des machines.

### II.4 : Règlements techniques utilisés

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- D.T.R. [B.C.2.2] : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- R.N.V. 2013[B.C.2.47] Règlement neige et vent.
- C.C.M. 97 [B.C.2.44] Règle de conception et de calcul des structures en acier.
- R.P.A. 99 Version 2003 [B.C.2.48] Règles Parasismique Algérienne.
- C.B.A. 93 D.T.R. [B.C. 2.41] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- B.A.E.L. 91 : Béton armé aux états limites.
- D.T.R. [B.C.2.331] : Règles de calcul des fondations superficielles.

## II.5 : Matériaux utilisés

### ▪ Acier

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- La résistance à la traction:  $f_u = 360$  MPa,
- La limite élastique:  $f_y = 235$  MPa,
- Le module de Young:  $E = 210\,000$  MPa,
- Le coefficient de poisson:  $\nu = 0.3$ ,
- Le coefficient de dilatation thermique:  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  m/°C,
- Module d'élasticité transversale:  $G = 84000$  MPa.

### ▪ Béton

- Le béton utilisé est dosé à 350kg/ m<sup>3</sup>.
- Béton de propreté est dosé à 150 kg/m<sup>3</sup>.

#### a) Résistance de béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours:  $f_{c28} = 25$  MPa.
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation:  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

#### b) Contraintes limites :

- La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = (0,85 f_{cj}) / \theta_{\gamma b}$$

#### c) Etat limite de service :

- La contrainte de compression limite de service est donnée par :  $\bar{\sigma}_c = 0,6 f_{c28}$ .

#### d) Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible:  $\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25$  MPa
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:  $\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5$  MPa

#### e) Module d'élasticité :

- Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante:  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$   $E_{i28} = 32164,20$  MPa.
- Selon le CBA93, les valeurs sont les suivantes:
  - $\nu = 0$  à l'ELU
  - $\nu = 0.2$  à l'ELS

### III.1 : Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

### III.2 : Charges Permanentes

Elles comprennent non seulement le poids propre des éléments structuraux et secondaire, elles sont données dans les documents techniques fournis par le fournisseur.

#### III.2.1 : Toiture

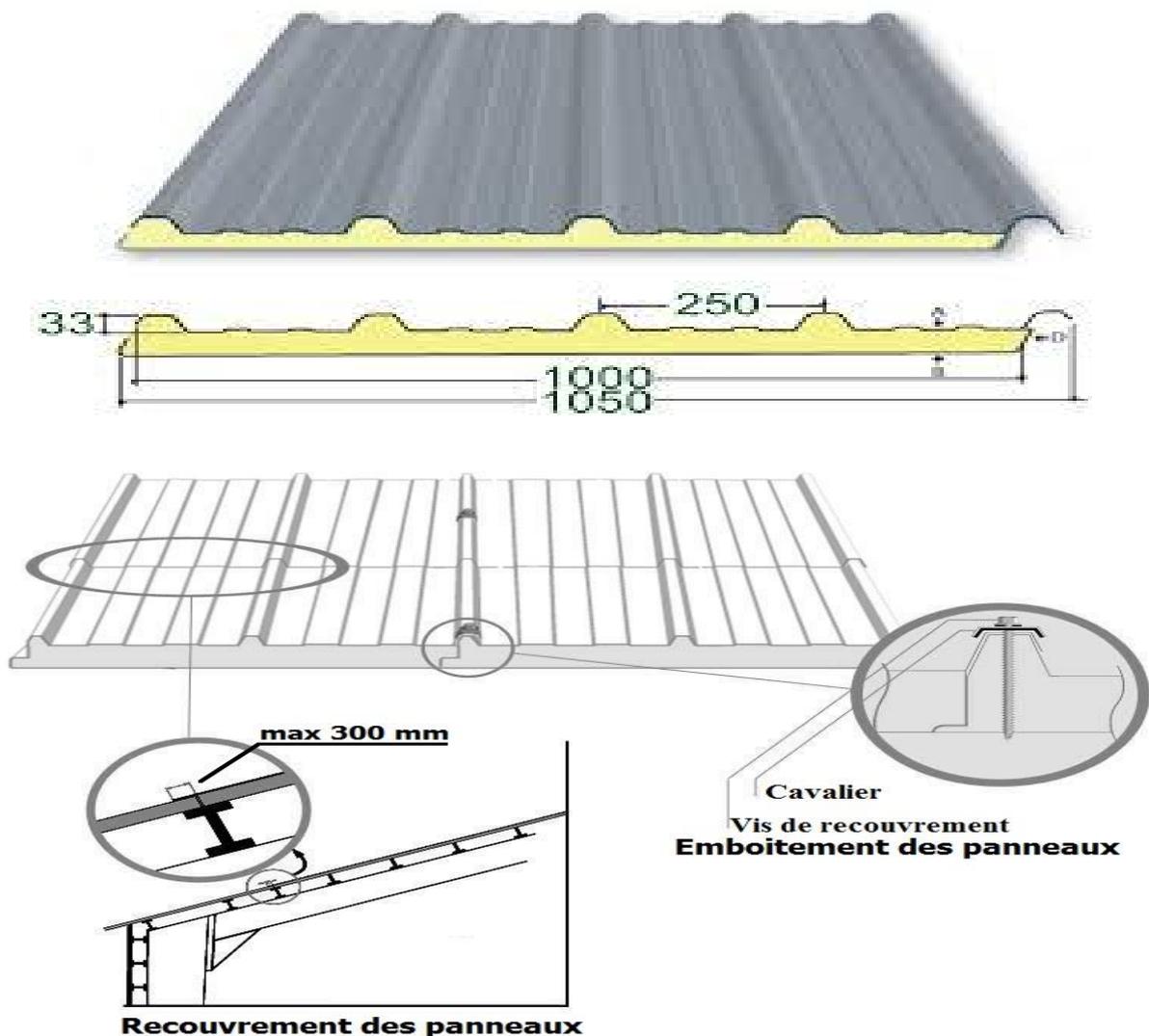


Figure III.1 : panneaux sandwich

Épaisseur (mm)	Poids (Kg/m <sup>2</sup> )	Moment d'appui (Kg.m)	I (cm <sup>4</sup> )	W (cm <sup>3</sup> )	Réaction d'appui (Kg)
100	17.9	571	365.7	58	1815

**Tableau III.1:** Caractéristiques physiques du panneau sandwich 10/10<sup>ème</sup>

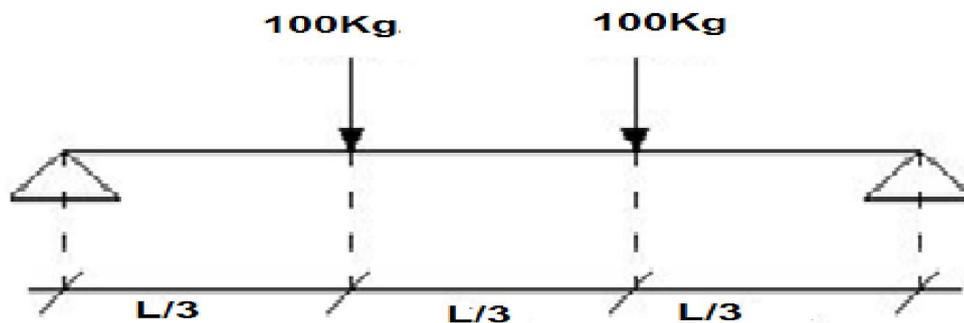
Couverture en panneaux sandwich 10/10<sup>ème</sup>  $\longrightarrow$  17.9Kg/m<sup>2</sup>=0.179kN/m<sup>2</sup>

Total=0.179 kN/m<sup>2</sup>

### III.3 : Les surcharges d'exploitation (d'entretien) :

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

Pour une toiture inaccessible donc la charge d'entretien égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne ou bien pour simplifier on prend généralement comme charge d'entretien une charge globale de 100Kg/m<sup>2</sup> de la surface de la toiture.



Q=0.1kN/m<sup>2</sup>

### III.4 : Surcharge climatiques

#### III.4.1 : Introduction

Les ossatures métalliques doivent être dimensionnées pour supporter les effets maximaux des forces qui leur sont appliquées.

Pour cela on procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent. La sollicitation due aux effets climatiques peut s'avérer plus défavorable que le séisme. Le règlement utilisé est le « RNV-2013 »

### III.4.2 : Etude de l'action de la neige

Les règles **RNV2013** s'appliquent pour les constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 m par rapport au niveau de la mer.

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur «**RNV2013**». Le site concerné est à **Sabra** wilaya de Tlemcen qui est classé en «**zone A**».

La charge caractéristique de la neige **S** est donnée par la formule suivante:

$$\boxed{S = \mu \cdot S_k}$$

Avec: **S** : (kN/m<sup>2</sup>) charge caractéristique de neige par unité de surface.

**μ**: coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme de la toiture).

**S<sub>k</sub>** : (kN/m<sup>2</sup>) , La charge de la neige sur le sol, elle est donnée en fonction de la zone de neige par la formule :

$$S_k = \frac{0,07 \cdot H + 15}{100} \quad \text{Avec : } H=593\text{m (altitude de SABRA)}$$

$$S_k = \frac{0,07 \cdot 593 + 15}{100} = 0.565 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- **Coefficient de forme μ :**

Notre construction est équipée d'une toiture à deux versants symétriques dont l'inclinaison.

$$\alpha = 5,7^\circ \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \text{donc } \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,565 = 0,452 \text{ kN/m}^2$$

$$\boxed{S = 0,452 \text{ KN/m}^2}$$

### III.4.3 : Etude au vent

#### III.4.3.1 : Introduction

Scientifiquement, le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression élevée à une zone à faible pression.

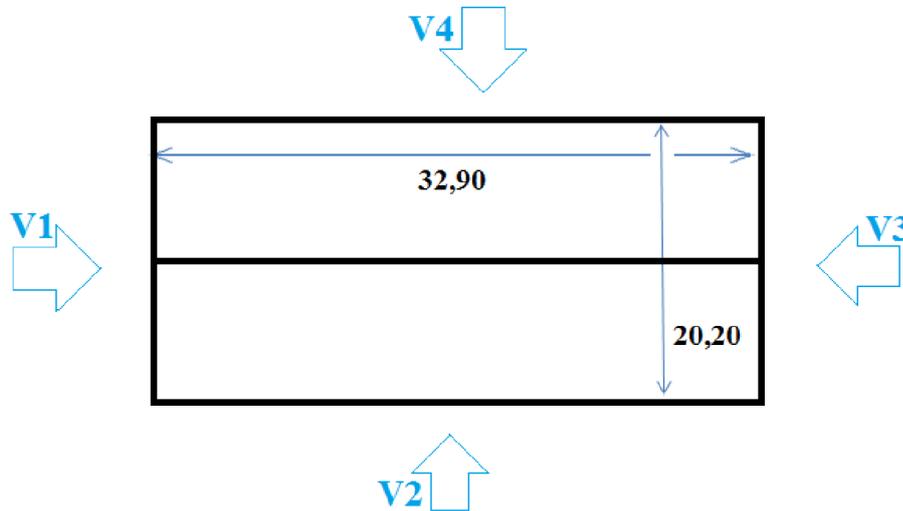
Il exerce sur les structures des actions extérieures (compressions et tractions) et intérieures (surpression et sous pression). Il agit perpendiculairement aux parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La région,
- La direction,
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement,
- La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues dans la structure.

Selon le règlement **neige et vent Algérien (RNV2013)**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

- Le sens **V2, V4** du vent : le vent est perpendiculaire au **long pan**.
- Le sens **V1, V3** du vent : le vent est perpendiculaire au **pignon**.



**Figure III.2:** Directions du vent V1, V2, V3 et V4

Il faut aussi évaluer l'action globale de vent ; c'est-à-dire le calcul de la force résultante qui se décompose en :

- Force globale horizontale  $F_w$  qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture
- Force de soulèvement  $F_u$  qui correspond à la résultante des forces appliquées à la toiture.

La force résultante est donnée par la formule :

$$FR = \sum(q_j \cdot s_j)$$

D'où  $\left\{ \begin{array}{l} q_j : \text{pression de vent qui s'exerce sur un élément de structure } j. \\ s_j : \text{l'aire de l'élément de surface } j \end{array} \right.$

#### III.4.3.2 : Détermination des actions du vent

##### A. Calcul du coefficient dynamique $C_d$

Pour déterminer le coefficient dynamique  $C_d$  pour les structures métalliques, on utilise dans le cas d'un bâtiment d'une  $H < 15\text{m}$ , une valeur conservative de  $C_d = 1$

### B. Calcul du coefficient d'exposition $C_e$

Il est fonction des effets de rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, On a :

$$C_e(Z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot [1 + 7I_v(z)] \text{ avec :}$$

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

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_r$  : Coefficient de rugosité.

$Z$  : la hauteur considérée

#### a. Catégories de terrain :

Les catégories des terrains sont données dans le **tableau 2.4 (RNV2013)** suivant :

Catégories de terrain	$K_T$	$Z_0$ (m)	$Z_{\min}$ (m)	$\varepsilon$
III	0.215	0.3	5	0.61

**Tableau III.2** : Définition des catégories de terrain

$K_T$  : Facteur de terrain.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{\min}$  : Hauteur minimale.

$\varepsilon$  : Utilisé pour le calcul du coefficient dynamique.

#### b. Coefficient de rugosité $C_r$ :

Il est donné par :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \cdot \ln(z/z_0) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \cdot \ln(z_{\min}/z_0) & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

$$z = h = 9.2\text{m} \text{ (hauteur de faitage)}$$

- Pour les parois verticales :

$$z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \rightarrow C_r(z) = K_T \cdot \ln(z/z_0)$$

$$C_r(z) = 0,215 \cdot \ln(9.2/0.3)$$

$$\mathbf{C_r(z) = 0,677}$$

- Pour toiture :

$$z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \rightarrow Cr(z) = K_T \cdot \ln(z/z_0)$$

$$Cr(z) = 0,215 \cdot \ln(9,20/0,3)$$

$$Cr(z) = 0.735$$

z	Paroi verticale Z = 7m	Toiture Z = 9,2m
Cr	0.677	0.735

### c. Coefficient de topographie $C_t$ :

$C_t$  : coefficient de topographie, il prend compte la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles. Il est tiré du tableau 2.5 du **RNV2013**

$C_t(z)$  : est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + S_{max} \times (1 - |x|/k_{red} \times l) \times e^{-\alpha(z/l)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

$\phi$  : la pente du versant au vent  $\phi = \frac{H}{L_u}$

**Donc** : Site plat  $\phi < 0,05$  alors :  $C_t(z) = 1$

### d. intensité de turbulence $I_v(z)$ :

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

$$\text{On à : } z > z_{min} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(z/z_0)}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{9,2}{0,3}\right)} = 0,292$$

- Pour les parois verticales :

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

$$C_e(Z) = (1)^2 \cdot (0,677)^2 \cdot [1 + 7(0,292)]$$

$$C_e(Z) = 1.395$$

- Pour toiture :

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

$$C_e(Z) = (1)^2 \cdot (0,735)^2 \cdot [1 + 7(0.292)]$$

$$C_e(Z) = 1.644$$

Z	Paroi verticale Z=7m	Toiture Z=9,2m
C <sub>e</sub>	1,395	1,644

- Calcule la pression dynamique de pointe

$$q_p(z_e) = q_{ref} \cdot C_{e(z_e)} \rightarrow (N/m^2)$$

Zone	q <sub>réf</sub> (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau III.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

$q_{ref}(N/m^2)$  : c'est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 du RNV2013.

Elle est fonction de la zone du vent.

→ Sabra (Tlemcen) ⇒ zone II ⇒  $q_{réf} = 435 N/m^2$

Zone	V <sub>réf</sub> (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau III.4 : Valeur de la vitesse de référence du vent

→ Sabra (Tlemcen) ⇒ zone II ⇒  $V_{réf} = 27 m/s$

- Pour les parois verticales :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

$$q_p(z_e) = 435 \times 1,395 \quad q_p(z_e) = 606,82 N/m^2$$

- Pour toiture :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

$$q_p(z_e) = 435 \times 1,644 \quad q_p(z_e) = 715,14 N/m^2$$

<b>Z</b>	<b>Paroi verticale Z=7m</b>	<b>Toiture Z=9,2m</b>
<b>q<sub>p</sub> (N/m²)</b>	606,82	715,14

**e. Détermination des coefficients de pression**

- Coefficient de pression extérieure C<sub>pe</sub>**

Les coefficients de pression externe C<sub>pe</sub> des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent des dimensions des surfaces chargées. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup>, aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C<sub>pe1</sub> et C<sub>pe10</sub>.

C<sub>pe</sub> s'obtient à partir des formules suivantes :

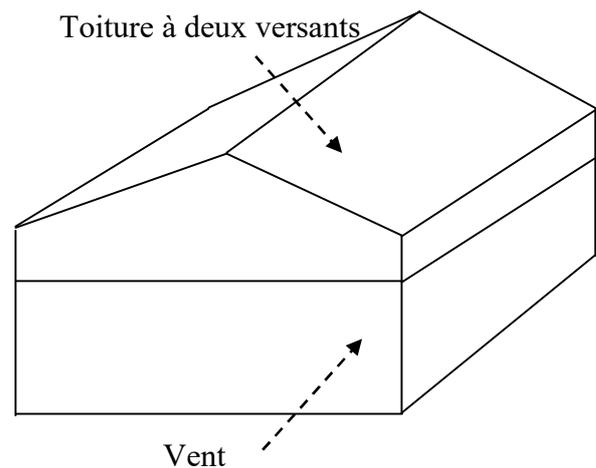
$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

e = min[b, 2 × h] = 18.4m

- Vent sur pignon V1 ET V3 :**

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour Ø = 90.

- Parois verticales :**



<b>Zone</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
<b>C<sub>pe</sub></b>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Les surfaces F, G, H sont >10 m<sup>2</sup> donc : C<sub>pe</sub>=C<sub>pe10</sub>

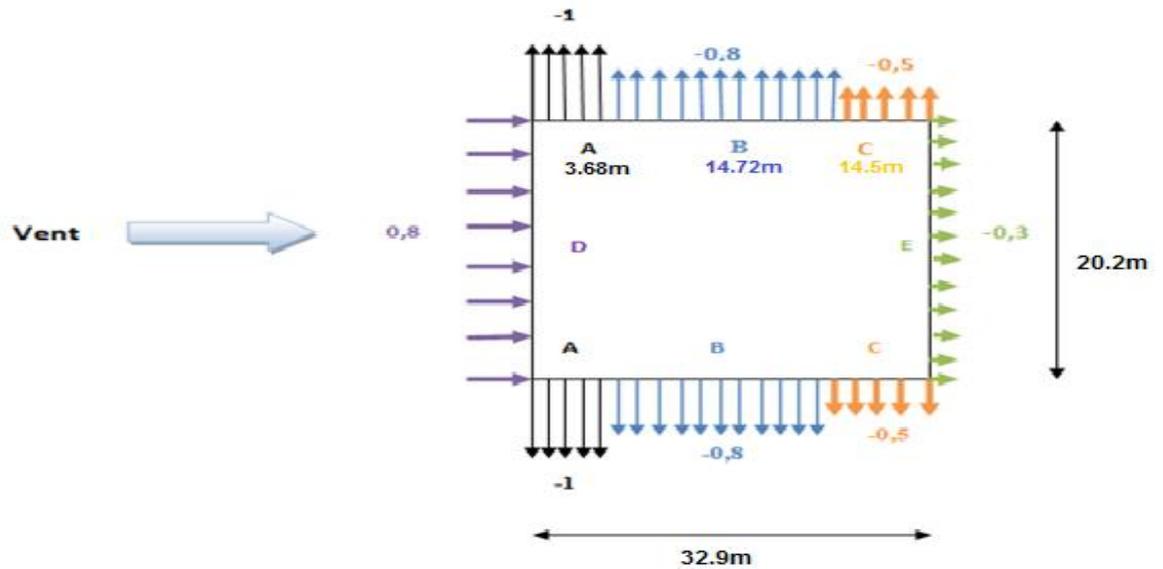


Figure III.3 : Répartition des pressions sur les parois verticales - direction du V1 (AB) et V3(CD)

- **Toiture** : la toiture est inclinée de 10%

$$\text{tg } \alpha = 0.1 \rightarrow \alpha = 5.71^\circ$$

$$e = \min [b, 2h] = \min [20.2, 18.4] \rightarrow e = 18.4\text{m}$$

- On a une toiture à deux versants
- Le vent est perpendiculaire aux génératrices  $\rightarrow \theta = 90$

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.57	-1.3	-0.69	-0.59

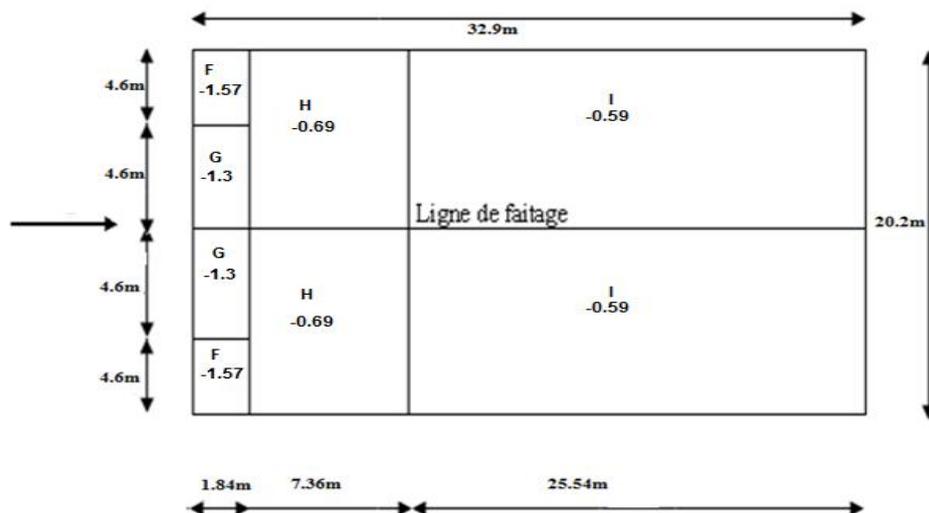


Figure III.4: Répartition des pressions sur la toiture – direction du vent  $0^\circ$  à chaque versant

- Vent sur le long-pan V2 ET V4 :
  - Parois verticales

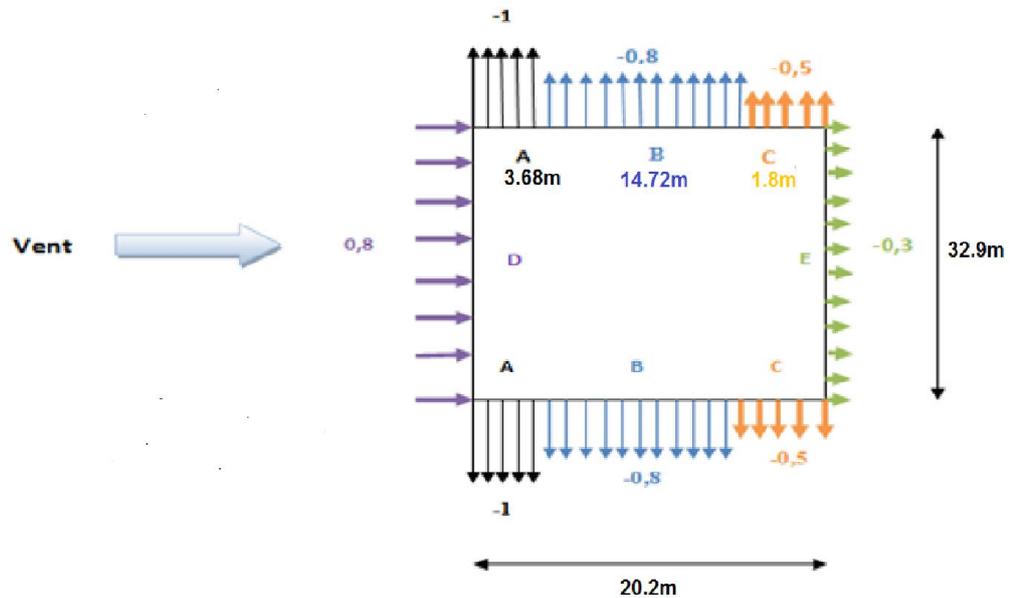


Figure III.5: Répartition des pressions sur les parois verticales – direction du V2 (AC) et V4 (BD)

- Toiture :

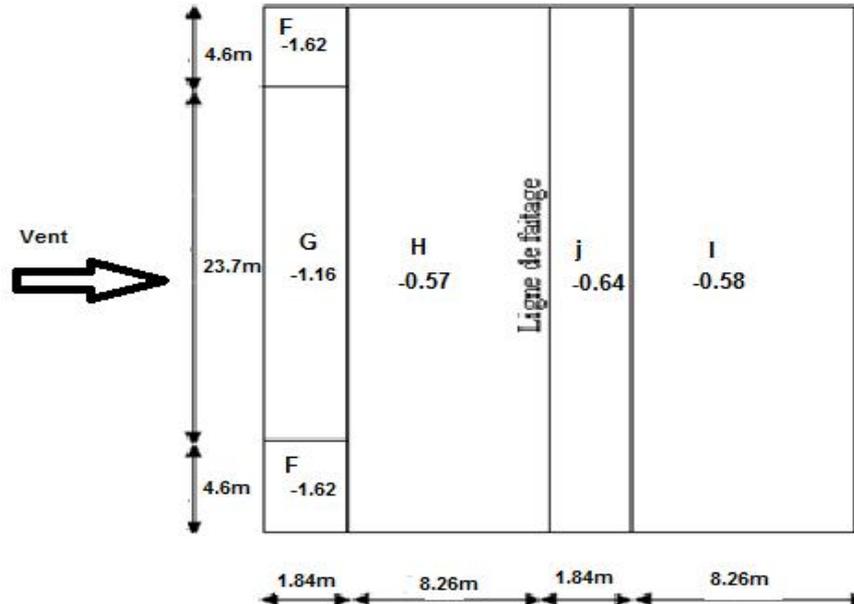


Figure III.6: Répartition des pressions sur la toiture – direction du vent 90° à chaque versant

- Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> :

Le Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qui est définie comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Dans le cas des bâtiments sans cloisons intérieures pour lesquels  $\mu_p$  ne peut être déterminée (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées:

- $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$ .

**f. Valeurs de la pression due au vent :**

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

- **Vent sur le pignon (sens V1 et V3) :**

- **Parois vertical et toiture**  $W(z_j) = q_p \times [C_{pe} - C_{pi}]$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

	Zones	Cd	Ce	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W (z <sub>j</sub> ) (N/m <sup>2</sup> )	Cpi	Cpe-Cpi	W (z <sub>j</sub> ) (N/m <sup>2</sup> )
<b>Parois Verticales</b>	<b>A</b>	1	1,395	606,82	-1,00	-0,50	-0,50	<b>-303,41</b>	0,80	-1,80	<b>-1092,27</b>
	<b>B</b>	1	1,395	606,82	-0,80	-0,50	-0,30	<b>-182,04</b>	0,80	-1,60	<b>-970,91</b>
	<b>C</b>	1	1,395	606,82	-0,50	-0,50	0,00	<b>0</b>	0,80	-1,30	<b>-788,86</b>
	<b>D</b>	1	1,395	606,82	0,80	-0,50	1,30	<b>+788,86</b>	0,80	0,00	<b>0</b>
	<b>E</b>	1	1,395	606,82	0,80	-0,50	0,20	<b>+121,36</b>	0,80	-1,10	<b>-667,5</b>
<b>Toiture</b>	<b>F</b>	1	1.644	715.14	-1,57	-0,50	-1,07	<b>-765,19</b>	0,80	-2,37	<b>-1694,8</b>
	<b>G</b>	1	1.644	715.14	-1,3	-0,50	-0,8	<b>-572,11</b>	0,80	-2.1	<b>-1501,7</b>
	<b>H</b>	1	1.644	715.14	-0,69	-0,50	-0,19	<b>-135,87</b>	0,80	-1,49	<b>-1065,5</b>
	<b>I</b>	1	1.644	715.14	-0,59	-0,50	-0,09	<b>-64,36</b>	0,80	-1,39	<b>-994,04</b>

**Tableau III.5 :** Pressions sur les parois verticales et la toiture

- **Vent sur le long-pan (sens V2 et V4) :**

- **Parois vertical et toiture :**

	Zones	Cd	Ce	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W (z <sub>j</sub> ) (N/m <sup>2</sup> )	Cpi	Cpe-Cpi	W (z <sub>j</sub> ) (N/m <sup>2</sup> )
<b>Parois verticales</b>	<b>A</b>	1	1,395	606.82	-1,00	-0,50	-0,50	<b>-303,41</b>	0,80	-1,80	<b>-1092,27</b>
	<b>B</b>	1	1,395	606.82	-0,80	-0,50	-0,30	<b>-182,04</b>	0,80	-1,60	<b>-970,91</b>
	<b>C</b>	1	1,395	606.82	-0,50	-0,50	0,00	<b>0</b>	0,80	-1,30	<b>-788,86</b>
	<b>D</b>	1	1,395	606.82	0,80	-0,50	1,30	<b>+788,86</b>	0,80	0,00	<b>0</b>
	<b>E</b>	1	1,395	606.82	0,80	-0,50	0,20	<b>+121,36</b>	0,80	-1,10	<b>-667,50</b>

	Zones	Cd	Ce	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W (z <sub>j</sub> ) (N/m <sup>2</sup> )	Cpi	Cpe-Cpi	W (z <sub>j</sub> ) (N/m <sup>2</sup> )
Toiture	F	1	1,644	715,14	-1,62	-0,50	-1,12	<b>-800,95</b>	0,80	-2,42	<b>-1730,63</b>
	G	1	1,644	715,14	-1,16	-0,50	-0,66	<b>-471,99</b>	0,80	-1,96	<b>-1401,67</b>
	H	1	1,644	715,14	-0,57	-0,50	-0,07	<b>-50,05</b>	0,80	-1,37	<b>-979,74</b>
	J	1	1,644	715,14	-0,64	-0,5	-0,14	<b>-100,11</b>	0,8	-1,44	<b>-1029,80</b>
	i	1	1,644	715,14	-0,58	-0,5	-0,08	<b>-57,21</b>	0,8	-1,38	<b>-986,89</b>

**Tableau III.6 :** Pressions sur les parois verticales – Direction du vent sur chaque versant

### C. Calcul Forces de frottement $F_{fr}$ :

La force de frottement est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = (q_p(z_e) \times C_{fr} \times A_{fr}) (N)$$

Avec :

- $q_p$  : Pression d'un point du vent.
- $C_{fr}$  : Coefficient de frottement pour l'élément de surface, pour les parois lisses  $C_{fr} = 0,01$ .
- $A_{fr}$  : (en m<sup>2</sup>), l'aire de la surface extérieure parallèle au vent.
- $Z_e$  : respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures
  - **Vent sur le pignon V1 et V3 :**
    - Coefficient de frottement :  $C_{fr,j} = 0,01$  (Surface lisse)
    - L'aire de l'élément de surface :  $A_{fr,j} = d \times h_j \text{ m}^2$

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des forces de frottement :

Type de paroi	$q_p$	Cfr	$A_{fr}$	Ffr
Toiture	715,14	0,01	185,84	1329,01
Paroi vertical	606,82	0,01	141,4	858,04

**Tableau III.7 :** Forces du frottement du vent, direction (V1) et (V2) du vent

$$\sum F_{fr} = 2187,05N$$

- **Vent sur le long pan V2 et V4 :**

- Coefficient de frottement :  $C_{fr,j} = 0,01$  (Surface lisse)
- L'aire de l'élément de surface :  $A_{fr,j} = d \times h_j \text{ m}^2$

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des forces de frottement :

Type de paroi	$q_p$	Cfr	$A_{fr}$	Ffr
Toiture	715,14	0,01	302,68	2164,58
Paroi vertical	606,82	0,01	230,3	1397,50

**Tableau III.8 :** Forces du frottement du vent, direction (V2) et (V4) du vent (Surcharge du vent  $Q_i = -1,73$ )

$$\sum F_{fr} = 3562,08N$$

**Conclusion :**

Notre zone d'étude est située à Sabra d'une altitude pas assez importante donc les actions des vents n'ont pas un grand impact sur la structure, surtout que cette dernière n'a pas une grande hauteur pour que la pression du vent pose des problèmes au long pan ou sur pignon. Et c'était le cas après vérification avec les calculs des actions du vent  $q_j$  sur parois ainsi que sur toiture, aussi par le calcul de la charge de neige  $S_k$  donc notre toiture résiste bien aux charges permanentes et d'exploitation des effets climatiques.

### IV.1 : Introduction

Les éléments secondaires sont aussi importants que les éléments principaux et doivent être prise en considération au début de la conception global de la structure.

Le terme secondaire ne qualifie pas l'importance de l'élément, mais c'est l'ordre d'apparition dans le processus de la conception et même dans la réalisation.

### IV.2 : Dimensionnement des chéneaux

Le chéneau a pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

$$\frac{s}{S} \geq \frac{6,3}{\sqrt{\frac{s}{d} \cdot p}} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} s : \text{Section transversale du chéneau (cm}^2\text{)} \\ S : \text{Surface couverte} \\ D : \text{Périmètre de la section mouillée du chéneau en (cm)} \\ P : \text{pente du chéneau en (mm/m)} \end{array} \right.$$

- $P=2\text{‰}=0,2\text{‰}= 2\text{mm/m}$
- Une pluie de 3 litres/minute
- $S=10,1 \times 33 = 333,3 \text{ cm}^2$
- A partir de l'abaque de calcul des chéneaux :

$$S=333,3 \text{ m}^2 \text{ donc } s=410 \text{ cm}^2$$

A partir de l'abaque on a calculé

Le diamètre minimal de la descente d'eau :

- $S=333,3 \text{ m}^2$  d'où  $d= 20\text{cm}$

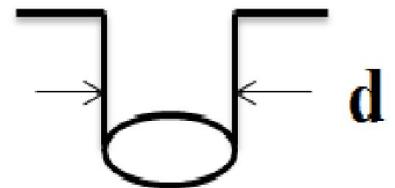


Figure IV.1: Moignon cylindrique

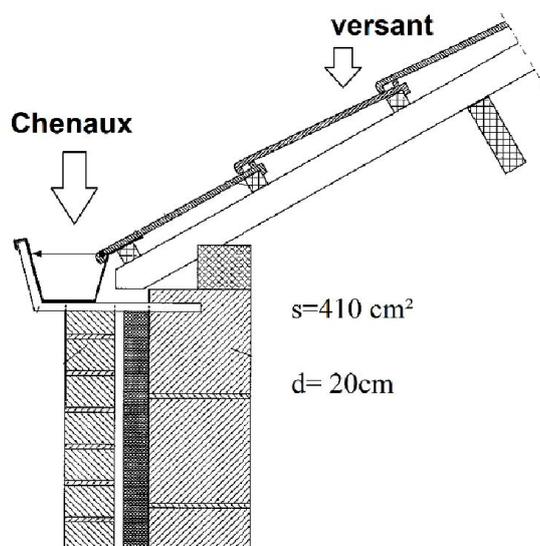


Figure IV.2: Chenaux d'eau

AN :

$$\frac{410}{333,3} \geq \frac{6,3}{\sqrt{\frac{410}{20} \cdot 2}} \Rightarrow 1,23 \geq 0,98: \text{ça vérifie}$$

Suivant les abaques de calcule on a trouvé :  $\begin{cases} S = 410 \text{ cm}^2 \\ d = 20 \text{ cm} \end{cases}$  (Annexe B)

### IV.3 : Etude des pannes

Les pannes sont des profilés en « I » disposés parallèlement à la ligne de faitage, à entraxes constants et fixés sur les fermes à l'aide des pièces en équerre appelées échantignoles.

Elles sont destinées à reprendre le poids de la couverture, ainsi que les actions climatiques (neige et vent) et les transmettent aux éléments structuraux qui les transmettent à leurs tours aux fondations.

#### IV.3.1 : Dimensionnement des pannes de la toiture

- Les charges permanentes (G) :  $G=0,179 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges d'entretien (Q) :  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges climatiques (Action de neige (Qs)) :  $S=0,452 \text{ kN/m}^2$

$$q_s = S \cdot \cos \alpha = 0,452 \cdot \cos 5,71$$

$$q_s = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

- Action du vent :  $W = -1,73 \text{ kN/m}^2$

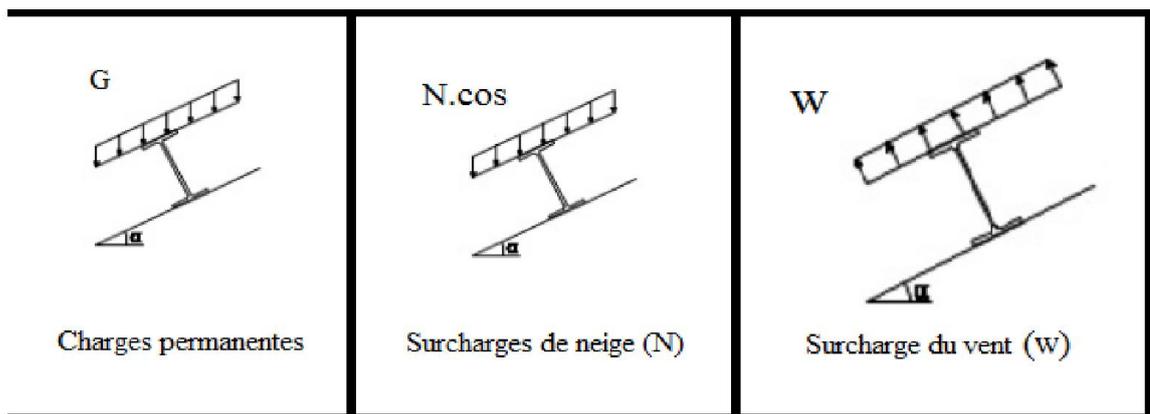


Figure IV.3 : Différentes charges sur la panne

**IV.3.2 : Les combinaisons des charges :**

- Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \cdot 0,179 + 1,5 \cdot 0,1 = 0,241 + 0,15 = 0,391 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35 \cdot 0,179 + 1,5 \cdot 0,45 = 0,241 + 0,675 = 0,916 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \cdot 0,179 + 1,5 \cdot (-1,73) = 0,241 + 2,595 = 2,836 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul des moments sollicitant à l'ELS:

$$G + Q = 0,179 + 0,1 = 0,279 \text{ kN/ml}$$

$$G + S = 0,179 + 0,45 = 0,629 \text{ kN/ml}$$

$$G + W = 0,179 + 1,73 = 1,909 \text{ kN/ml}$$

La combinaison la plus défavorable est la combinaison  $q_3$

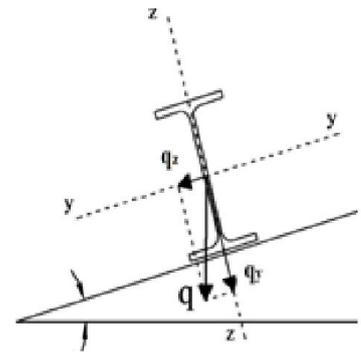
$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = q_3 = 2,836 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = q_{\max} \cdot \sin \alpha$$

$$q_z = q_{\max} \cdot \cos \alpha$$

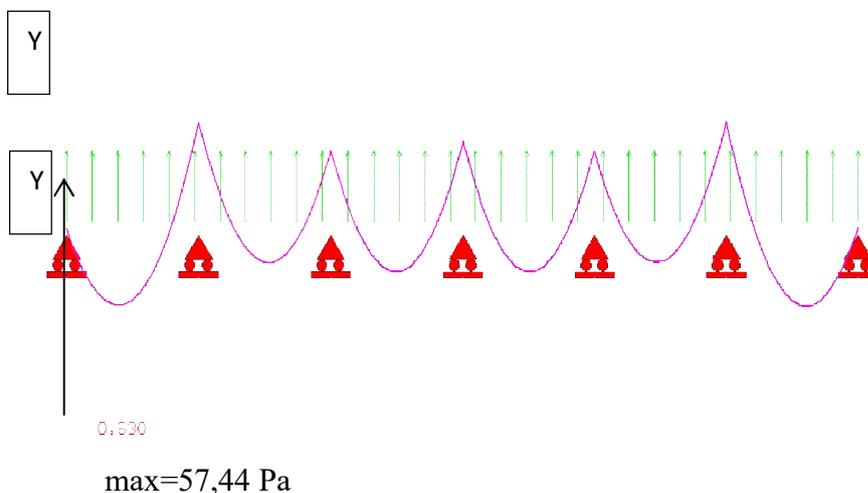
$$q_y = q_3 \cdot \sin \alpha = 2,836 \sin 5,71 = 0,254 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = q_3 \cdot \cos \alpha = 2,836 \cos 5,71 = 2,824 \text{ KN/ml}$$



**IV.3.2.1: Escapements entre les pannes**

La longueur d'un versant de couverture est 10,1m, on suppose qu'elle est appuyée sur 7 appuis sur chaque travée ce qui donne un espacement moyen de 1,6 m



1,6m. 6 = 9,6 ; 0,25.  
2 = 0,5 m, le total est de 10,1 m.

▪ Flèche max =  
1,082 mm

▪ Pente max =  
0,142°

1.15E+00 Contrainte

1.15E+00

**Figure IV.4** : Diagramme flèche max et moment max

$$Y = \frac{1,151}{2,836 \cdot (1,6)^2} = \frac{1,151}{7,26} = 0,156$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{w} = f(y) \Rightarrow M_{max} \leq f(y) \cdot w \Rightarrow M_{max} = 0,106 \, ql^2$$

$$\text{Pour le panneau sandwich } \begin{cases} w = 5,8 \text{ cm}^3 = 5,8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \\ f_y = 235 \text{ Mpa} = 235 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow 0,156 \leq f(y) \cdot w \Rightarrow l^2 \leq \frac{f(y) \cdot w}{0,156 \cdot q}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{235 \cdot 10^3 \cdot 5,8 \cdot 10^{-6}}{0,156 \cdot 2,836}}$$

$l \leq 1,75 \text{ m}^2$  et  $l = 1,6 \text{ m}$  donc l'espacement est vérifié.

#### IV.3.2.2 : Dimensionnement des pannes

- **Efforts sollicitant :**

$$G = 0,179 \cdot 1,6 = 0,286 \text{ kN/M}$$

$$Q = 0,1 \cdot 1,6 = 0,16 \text{ kN/M}$$

$$S = 0,45 \cdot 1,6 = 0,72 \text{ kN/M}$$

$$W = 1,73 \cdot 1,6 = 2,768 \text{ kN/M}$$

- **Combinaison des charges :**

- ELU:

$$q_1 = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \cdot 0,286 + 1,5 \cdot 0,16 = 0,626 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5 W = 1,35 \cdot 0,286 + 1,5 \cdot 2,768 = 4,53 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1,35G + 1,5 S = 1,35 \cdot 0,286 + 1,5 \cdot 0,72 = 1,466 \text{ kN/ml}$$

$$q_{umax} = 4,53 \text{ kN/ml}$$

- ELS:

$$q_1 = G + Q = 0,286 + 0,16 = 0,446 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = G + S = 0,286 + 2,768 = 3,054 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = G + W = 0,286 + 2,768 = 3,054 \text{ kN/ml}$$

$$q_{smax} = 3,054 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments sollicitant à l'ELU :**

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance  $M_{sd} \leq M_{C,Rd}$
- Aux conditions de flèche ( $\delta_{x,y} \leq \gamma_{Umd}$ )

\* Et les travées sont espacées de 6,6 m

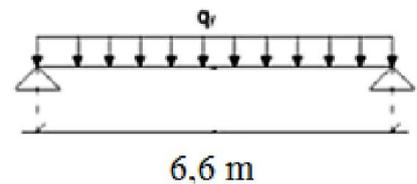
$$q_{UY} = q_U \cdot \sin\alpha = 4,53 \sin 5,71 = 0,405 \text{ KN/ml}$$

$$q_{UZ} = q_U \cdot \cos\alpha = 4,53 \cos 5,71 = 4,511 \text{ KN/ml}$$

**Sur le plan (y,y) :**

$$M_{Z,sd} = q_Z \cdot \frac{Lz^2}{8} \rightarrow M_{Z,sd} = 0,4511 \cdot \frac{3,3^2}{8}$$

$$M_{Z,sd} = 6,14 \text{ kN.m}$$



$$M_{Z,sd} \leq M_{Z,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl,z} \geq \frac{M_{Z,sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{6,14 \cdot 1,1 \cdot 10^3}{235} \Rightarrow W_{pl,z} \geq 28,743 \text{ cm}^3$$

**Sur le plan (z,z) :**

$$M_{y,sd} = q_y \cdot \frac{L_y^2}{8} = \frac{4,05 \cdot 6,6^2}{8} = 2,205 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{2,205 \cdot 1,1 \cdot 10^3}{235} \rightarrow W_{ply} \geq 10,32 \text{ cm}^3$$

- **Condition de flèche à l'ELS :**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de service

**G + W :**

$$0,179 + 1,73 = 1,909 \text{ KN/ml (La plus défavorable)}$$

$$q_{sy} = q_s \cdot \sin\alpha = 1,909 \cdot \sin 5,71 = 0,170 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sz} = q_s \cdot \cos\alpha = 1,909 \cdot \cos 5,71 = 1,901 \text{ kN/ml}$$

Sur le plan (y,y) :

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} \rightarrow \delta_{max} = \frac{330}{200} \rightarrow \delta_{max} = 1,65 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \rightarrow I_z \geq \frac{0,485.5. q_{sy}. l_y^4}{384.2,1. 10^6. \delta_{max}}$$

$$\rightarrow I_z \geq \frac{0,485 \times 5 \times 0,17 \times 330^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,65} \rightarrow I_z \geq 3,67 \text{ cm}^4$$

Sur le plan (z,z) :

$$\begin{cases} \delta = \frac{0,415.5. Q_{sz}. L_z^4}{384. E. I_z} \rightarrow 1 \\ \delta_{max} = \frac{L_z}{200} \rightarrow 2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta = \frac{0,415.5.0,170. 330^4}{384.21. 10^6. I_z} \rightarrow 1 \\ \delta_{max} = \frac{660}{200} \rightarrow 2 \end{cases} \rightarrow \delta_{max} = 3,3 \text{ cm}$$

De 1 et 2 on obtient :  $\delta \leq \delta_{max}$

$$\delta_{max} = \frac{0,415.5. q_{sz}. L_z^4}{384.2,1. 10^6. \delta_{max}}$$

$$I_y \geq \frac{0,415.5.1,901. 660^4}{384.2,1. 10^6. 3,3}$$

$$I_y = 281,26 \text{ cm}^4$$

▪ **Choix du profilé :**

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 160

Profil	Poids Kg/m	Dimensions					Caractéristiques					
		H mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	D 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>IPE160</b>	15,8	160	82	7,4	5	127,2	869,3	68,31	123,9	28,8	6,58	1,8

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé IPE 160

**Condition de flèche avec poids propre de l'IPE160 inclus**

$$q_1 = G + Q = [(0,179 \times 1,6) + 0,158] + 1 \times 1,6 = 2,04 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = G + W = [(0,179 \times 1,6) + 0,158] + (-1,73) \times 1,6 = -2,328 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = G + S = [(0,179 \times 1,6) + 0,158] + 0,45 \times 1,6 = 1,164 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s \max} = 2,328 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} q_{sy} = q_s \sin \alpha = 2,328 \times \sin 5,71 = 0,231 \text{ kN/ml} \\ q_{sz} = q_s \cos \alpha = 2,328 \times \cos 5,71 = 2,316 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

**Sur le plan (y,y):**

$$\delta = \frac{0,485 \times 5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{0,485 \times 5 \times 0,231 \times 330^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 68,31} = 0,12 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,12 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 1,65 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

**Sur le plan (z,z) :**

$$\delta = \frac{0,415 \times 5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{0,415 \times 5 \times 2,316 \times 660^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869,3} = 1,3 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 1,3 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3,3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

**Donc la condition de flèche est vérifiée.**

**IV.3.3: Classe de profilé****IV.3.3.1: Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{127,2}{5} \leq 72\varepsilon \rightarrow 25,44 \leq 72\varepsilon ; \text{ Avec :}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 ; \text{ Donc } \varepsilon = 1$$

$$25 \leq 72 \cdot 1 \rightarrow \left\langle \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ donc l'âme est de classe I} \right\rangle$$

**IV.3.3.2: Classe de la semelle comprimée**  $\frac{c}{F} = \frac{b/2}{F} \leq 10\varepsilon$ 

(IPE180 > b=82mm et t<sub>f</sub>=7,4 mm) ; donc :

$$\frac{c}{F} = \frac{82/2}{7,4} = 5,54 \text{ d'ou: } \frac{c}{F} \leq 10\varepsilon \rightarrow (\text{ donc la semelle est de classe I })$$

**On conclue que la section globale est de classe 1**

#### IV.3.4 : Vérification des contraintes

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{PL,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{PL,Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

Pour un profilé laminé en I :  $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{PL,Rd}}; \text{ Avec : } N_{Sd} = 0 \text{ donc } n=0$$

La formule précédente comme suit :

$$\left(\frac{M_{y,Sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{PL,y} \cdot F_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Sd} \cdot \gamma_{M_0}}{M_{PL,Rd} \cdot F_y}\right)^1 \leq 1$$

**ELU:**

$$\left. \begin{array}{l} q_1=0,391 \\ q_2=0,916 \\ q_3=2,836 \end{array} \right\} \text{ Donc : } q_{u\max}=2,836 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 2,836 \sin \alpha = 2,836 \cdot \sin 5,71 = 0,254 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uz} = 2,836 \cos \alpha = 2,836 \cdot \cos 5,71 = 2,824 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{q_z \cdot l_z^2}{8} = 2,824 \cdot \frac{6,6^2}{8} = 15,376 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{q_y \cdot l_y^2}{8} = 0,254 \cdot \frac{3,3^2}{8} = 0,345 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{15,376 \cdot 1,1}{123,9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}\right)^2 + \left(\frac{0,345 \cdot 1,1}{26,10 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}\right)^1 \leq 1$$

$$(0,33) + (0,061) = 0,391 \leq 1 \rightarrow \text{condition verifier}$$

#### IV.3.5: Vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimés de la section.

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{PL,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 1 \text{ (Classe I)} \\ \chi_{lt} : \text{Facteur réduction pour le déversement} \\ F_y = 235 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2})}$$

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

$$\alpha_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés.}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[ \frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{L^2 G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

- $C_1$  : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement :  $C_1 = ,88$
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$
- $I_t$ : Moment d'inertie de torsion =  $3,60 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .
- $I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement =  $3,96 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$ .
- $I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $68,31 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .
- $L$  : longueur de la poutre =  $3,3 \cdot 10^3 \text{ mm}$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[ \frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} = \frac{3,3 \cdot 10^3 \times \left[ \frac{123,9 \cdot 10^3^2}{68,31 \times 10^4 \times 3,96 \times 10^9} \right]^{0,25}}{0,88^{0,5} \left[ 1 + \frac{3,3 \cdot 10^3^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 3,6 \cdot 10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^5 \times 3,96 \times 10^9} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{Lt} = 27,27$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[ \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[ \frac{27,27}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,29 < 0,4$$

⇒ Donc: il n'y a pas risque de déversement

#### IV.3.6 : Vérification au voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad d'ou \begin{cases} d = 146 \text{ mm} \\ t_w = 5,3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,54 < 69\varepsilon \leftrightarrow \text{ça vérifie le voilement par cisaillement}$$

Vérification au flambement de la semelle comprimé dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad d'ou: A_w \text{ est l'air de l'âme}$$

$$A_w = t_w(h - 2t_f) = 5(160 - (2 \cdot 7,4)) = 726 \text{ mm}^2$$

$$A_{fc} = b \cdot t_f = 82 \cdot 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

K : coefficient prôt égale à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44$$

$$K \cdot \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^4}{235} \cdot \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293,236$$

$$\frac{d}{t_w} = 25,44 \leq K \cdot \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 293,236 \leftrightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### IV.4 : Calcule des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou cornières. Leur rôle principal est d'éviter le flambement des pannes.



Figure IV.5 : Fixation avec liernes

##### IV.4.1: La réaction au niveau du lierne

$$R=1,25. Q_z.l/2$$

$$\text{ELS: } q_1 = G+Q=0,179 + 0,1 = 0,279 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = G+ Q_s = 0,179 + 0,45 = 0,629 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = G + Q_v = 0,179 + 1,73 = 1,909 \text{ kN/ml}$$

$$q_y = 1,909. \sin \alpha = 1,9 \text{ kN/ml}$$

$$q_z = 1,909. \cos \alpha = 0,19 \text{ kN/ml}$$

$$R=1,25.0,19.3,3=0,783 \text{ kN}$$

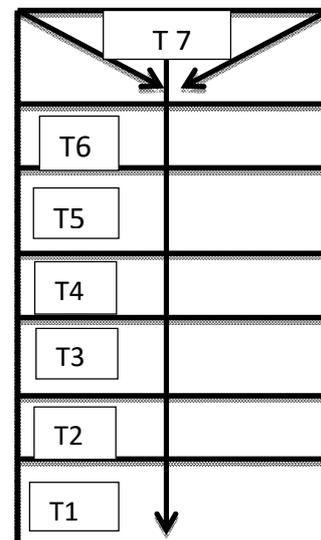
Effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_1$

provenant de la panne sablière :

- $T_1 = R/2 = 0,783/2 = 0,391 \text{ kN}$

Effort de tronçon  $L_2$  :

- $T_2 = R + T_1 = 0,783 + 0,391 = 1,175 \text{ kN}$



- $T_3 = R + T_2 = 1,057 \text{ kN}$
- $T_4 = R + T_3 = 2,740 \text{ kN}$
- $T_5 = R + T_4 = 3,523 \text{ kN}$
- $T_6 = R + T_5 = 4,306 \text{ kN}$
- $2T_7 \sin\theta = T_6$  avec  $\theta = \arctg \frac{1,6}{3,3} = 25,86$
- $\rightarrow T_7 = \frac{T_6}{2\cos 25,86} = 2,39 \text{ kN}$

#### IV.4.2 : Dimension des liernes

$$N_{Sd} \leq N_{Pl,Rd}$$

$$N_{Pl,Rd} = A_s \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

$$N_{Sd} \leq A_s \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{M_0} \cdot N_{Sd}}{f_y}$$

AN :

$$A_s \geq \frac{1,1,2,39}{235 \cdot 10^{-3}}$$

$$A_s \geq 11,187 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{\pi \cdot d_{min}^2}{4} \rightarrow d_{min} = \sqrt{\frac{4A_{smin}}{\pi}} \text{ (avec } A_{smin} = 11,2 \text{ mm}^2)$$

$$\rightarrow d_{min} = 0,377 \text{ cm} \sim 0,4 \text{ cm} .$$

On choisit donc les liernes en profilé rond pour les pannes de diamètre de  $\phi 8$

#### IV.5 : Calcul de l'échantignole

##### IV.5.1 : Présentation

L'échantignole est une pièce qui fixe les pannes à la charpente. Elle doit être capable de reprendre l'effort parallèle à la couverture. Elle reçoit généralement l'effort d'appui de deux pannes, soit, la moitié de la charge totale appliquée sur l'une et la moitié de la charge totale appliquée sur l'autre.

Si les deux pannes sont chargées de la même manière et leurs portées égales, l'échantignole reçoit donc l'équivalent de la charge totale de l'une des pannes.

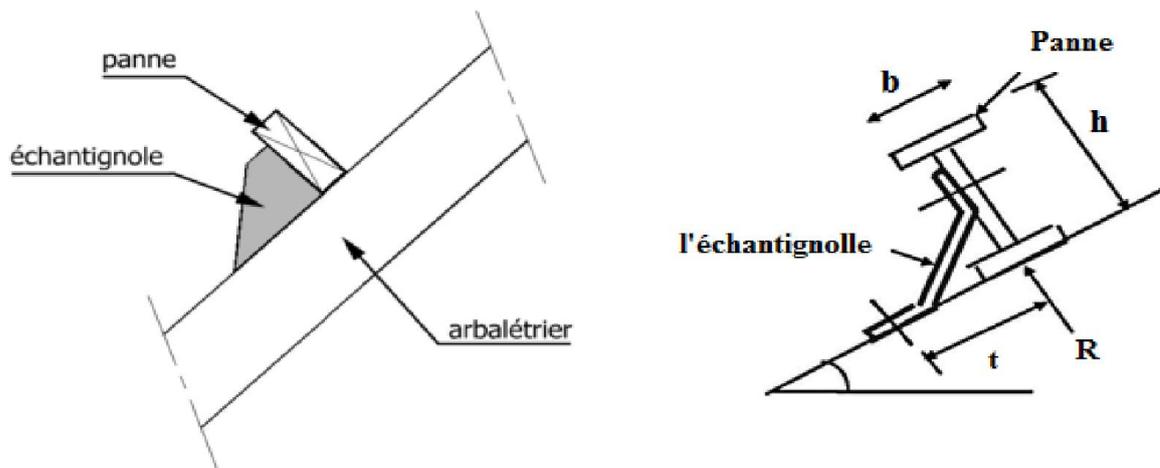


Figure IV.6 : Coupe transversale de l'échantignole

#### IV.5.2: Dimensionnement de l'échantignole

- L'excentrement  $t$

L'excentrement ( $t$ ) est limité par la condition suivante :

$$2 \cdot \frac{b_f}{2} \leq t \leq 3 \cdot \frac{b_f}{2}$$

$$IPE160: \begin{cases} b_f = 8,2 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 8,2 \text{ cm} \leq t \leq 12,3 \text{ cm}$$

On prend donc :  $t=1 \text{ cm}$

- Calcule du moment de renversement  $M_r$

$M_r$  : sera déterminé par rapport à la section d'encastrement

$$M_r = R_y \cdot t + R_z \cdot h/2$$

$$R_z = Q_z \cdot s.d./2$$

$$R_y = Q_y \cdot s.d./2$$

$$Q_z = 1,35G \cdot \sin \alpha = 1,35 \cdot (0,179) \sin 5,71 \Rightarrow Q_z = 0,021 \text{ kN}$$

$$Q_y = 1,35G \cdot \cos \alpha + 1,5Q_v = 1,35 \cdot 0,179 \cdot \cos 5,71 + 1,5 \cdot (-1,73) \Rightarrow Q_v = -2,394 \text{ kN}$$

$$R_z = 0,021 \cdot \frac{6,6}{2} \Rightarrow R_z = 0,069 \text{ kN}$$

$$R_y = 2,35 \cdot 6,6 / 2 \Rightarrow R_y = 7,755 \text{ kN}$$

$$M_r = R_y \cdot t + R_z \cdot \frac{h}{2} = 7,755 \cdot 0,1 + \frac{0,069 \cdot 6,6}{2} \Rightarrow M_r = 1,003 \text{ KN.m}$$

▪ **Module de résistance de l'échantignolle**

$$w = \frac{I}{v} \left\{ \begin{array}{l} I = B \cdot \frac{e^3}{12} \\ v = \frac{e}{2} \end{array} \right. \Rightarrow w = B \cdot \frac{e^2}{6}$$

▪ **Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e »**

$$M_{Sd} \leq M_{el,Rd} \text{ avec : } M_{el,Rd} = \frac{w_{el} f_y}{\gamma_{M_0}}$$

D'où :  $M_{el,Rd}$  : est le moment élastique de la section brute

$$M_{Sd} \leq M_{el,Rd} \rightarrow M_{Sd} \leq \frac{w_{el} f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow M_r \leq \frac{w_{el} f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\text{Avec : } w_{el} \geq \frac{M_r \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$\frac{B e^2}{6} \geq \frac{1,003 \cdot 1,1}{235} \cdot 10^3$$

$$e \geq \sqrt{\frac{1,003 \cdot 1,1 \cdot 6}{235 \cdot 10^3} \cdot \frac{6}{B}} \text{ avec : } B = 15 \text{ cm}$$

$$e \geq 0,013 \text{ m} \Rightarrow e \geq 1,3 \text{ cm}$$

On choisit l'échantignole d'épaisseur  $e = 1,5 \text{ cm}$

**IV.5.3 : Boulons d'attaches**

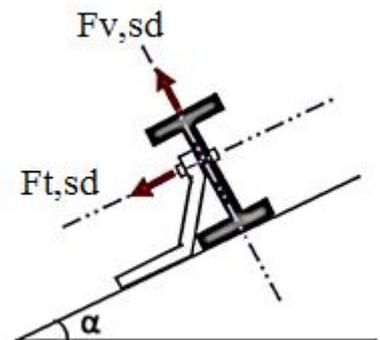
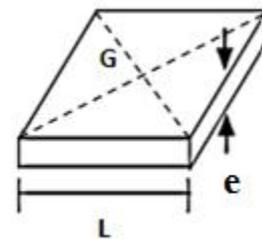
$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,RD}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \dots 1$$

$F_{v,Sd}$  : effort de cisaillement

$F_{t,Sd}$  : effort de traction

$F_{v,Sd}$  et  $F_{t,Sd}$  Representent  $F_y$  et  $F_z$  respectivement qui sont déjà calculés

$F_{v,Sd}$  : Resistance de calcul au cisaillement par boulon



$F_{t,Rd}$  : Résistance de calcul à la traction par boulon

Prenons un boulon de classe 10.9 de caractéristiques :  $F_{ub} = 1000 \frac{N}{mm^2} = \frac{1KN}{M^2}$

$$\gamma_{Mb} = \begin{cases} 1,25 & \text{: boulon sollicité en cisaillement} \\ 1,5 & \text{: boulon sollicité en traction} \end{cases}$$

Boulon 10.9  $\gg \alpha_v = 0,5$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} A_S}{\gamma_{Mb}} = 0,5 \cdot 1 \cdot \frac{A_S}{1,25} \Rightarrow F_{v,Rd} = 0,4 A_S$$

$$F_{t,Rd} = \frac{\alpha_t \cdot f_{ub} A_S}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \cdot 1 \cdot \frac{A_S}{1,25} \Rightarrow F_{t,Rd} = 0,72 A_S$$

AN :

$$1 \Leftrightarrow \frac{7,755}{A_S} + \frac{0,069}{1,4 \cdot 0,72 A_S} \leq 1$$

$$\frac{19,387}{A_S} + \frac{0,069}{A_S} \leq 1$$

$$\frac{19,456}{A_S} \leq 1 \Rightarrow A_S \geq 19,49 \text{ mm}^2$$

$$\Leftrightarrow \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

Φ Nominale du boulon	Φ 12	Φ 14	Φ 16	Φ 18	Φ 20	Φ 22	Φ 24	Φ 27	Φ 30
Section résistante $A_S(\text{mm}^2)$	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

**Tableau IV.2:** Valeurs de la section résistante  $A_S$  des boulons à la traction

On prend un boulon de  $\Phi 12$  avec une section résistante  $A_S=84,3\text{mm}$  pour la précision, le règlement CCM97 impose d'autres vérifications qui sont :

$$\frac{F_{s,d}}{F_{v,Rd}} = \frac{7,755}{0,72} A_S \leq 1 \Rightarrow \frac{7,755}{0,72 \cdot 84,3} = 0,13 < 1 \rightarrow \text{Donc la condition est vérifiée}$$

$$\frac{F_{v,s,d}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ avec } F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \text{ d'ou:}$$

- $F_{b,Rd}$ : la résistance à la pression diamétrale
- d: diamètre du boulon (M12)
- t: épaisseur de l'échantignole "t = e = 15mm"

$$\alpha = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{10^3}{360}, 1\right) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 1,360 \cdot 10^3 \cdot 0,012 \cdot 0,015}{1,25}$$

$$F_{b,Rd} = 129,6 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{vd}}{F_{b,Rd}} = \frac{7,755}{129,6} = 0,06 < 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{F_{t,Sd}}{B_{p,Rd}} \leq 1$$

$B_{p,Rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M_0}} \text{ avec :}$$

$t_p$ :Épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou l'écrou ;

$$t_p = t_w(\text{IPE160})=5\text{mm}$$

$d_m$ :Diametre moyen de la tête du boulon de (M12) ;

$$d_m = 12 \text{ mm}$$

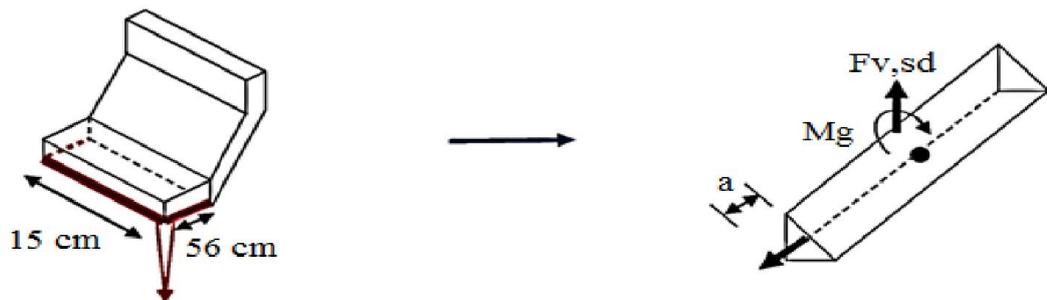
$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot 3,14 \cdot 0,012 \cdot 0,005 \cdot 360 \cdot 10^3}{1,25}$$

$$B_{p,Rd} = 32,55 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{0,069}{32,55} = 0,002 < 1$$

Conclusion : les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de  $\Phi 12$

#### IV.5.4 : Cordons de soudure



**Figure IV.7:** Cordon de soudure de l'échantignole

Pour  $t_{max} \leq 17mm \rightarrow a_{min} = 4mm$

$$(\perp) \rightarrow \sigma_{\perp} = \frac{F_{v,sd}}{2(b+l)+a} = \frac{7,755 \cdot 10^3}{2 \cdot (50 + 150) \cdot 4} = 4,846 \frac{N}{mm^2}$$

$$(\parallel) \rightarrow \tau_{\parallel} = \frac{F_{t,sd}}{2(b \cdot a)} = \frac{0,069 \cdot 10^3}{2(50 \cdot 4)} = 0,172 N/mm^2$$

$$\tau_{(\perp)} = \frac{M_G}{b(2l) \cdot a} \text{ Avec :}$$

$$M_G = F_{v,sd} \cdot (b+c) + F_{t,sd} \cdot \frac{h}{2}$$

$$\Rightarrow M_G = 7,755 \cdot 10^3 \cdot (50 + 50) + 0,069 \cdot 10^3 \cdot 80$$

$$\Rightarrow M_G = 7,81 \cdot 10^5 N \cdot m$$

$$\tau_{(\perp)} = \frac{M_G}{b \cdot (2l) \cdot a} \Rightarrow \frac{781020}{50 \cdot (2 \cdot 150) \cdot 4}$$

$$\Rightarrow \tau_{(\perp)} = 13,017 N/mm^2$$

- Vérification de la condition de la soudure

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_y}{B_w \cdot \gamma_{M_w}}$$

$$f_y = 235 ; B_w = 0,8 ; \gamma_{M_w} = 1,25$$

**AN :**

$$\sqrt{4,846^2 + 3 \cdot (13,017^2 + 0,172^2)} \leq \frac{235}{0,8 \cdot 1,25} \Rightarrow 23,06 \leq 235$$

Conclusion : le cordon de soudure d'épaisseur (4mm) est suffisant.

## V.1 : Introduction

Un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère.

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements.

On peut classer les séismes en trois catégories :

- **Les séismes tectoniques** : Ce sont les plus communs. Ils se produisent lors de la rupture brutale d'une faille. Une faille est une cassure de l'écorce terrestre séparant un ensemble rocheux en deux compartiments décalés.
- **Les séismes volcaniques** : Ce sont ceux qui se produisent en même temps qu'une éruption volcanique.
- **Les séismes d'effondrement** : Ce sont de petites secousses résultant de l'effondrement du toit d'une caverne ou d'une mine sous-terreine

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter notre structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99/version2003-(D.T.R-B.C-2.48), selon trois méthodes de calcul :

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

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

## V.2 : Principe de la méthode

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [RPA99-Ver2003].

### a. Classification des zones sismiques

- **ZONE 0** : sismicité négligeable,
- **ZONE I** : sismicité faible,
- **ZONE II(a) et II(b)**: sismicité moyenne,
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau des zones : **Tlemcen** se situe dans une zone de sismicité faible « ZONE I ».

### b. Classification de l'ouvrage :

D'après le **RPA99 Ver 2003** notre ouvrage est classée en **ZONE I groupe 1B**. Selon le rapport géotechnique relatif notre ouvrage est posé sur du sol meuble de catégorie S3.

### V.3 : Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec :

- **A : Coefficient d'accélération de zone** : donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage de la structure. Pour la zone et groupe d'usage 1B :  
 $\Rightarrow A = 0.1$
- **$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif :**

Acier dense  $\Rightarrow \xi = 5\%$

Béton armée  $\Rightarrow \xi = 7\%$

- **$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Structure en acier :  $\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1 \geq 0,7$

Structure en béton armée :  $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0.88 \geq 0,7$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure :**

Donnée en fonction du système de contreventement :

ossature contreventée par palées triangulées en X  $\Rightarrow R = 4$

- **$T_1, T_2$  Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :**

$$\text{Site meuble } S_3 : \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

- **Q : Facteur de qualité** : donnée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

Critères	Observation	p <sub>q</sub> acier	p <sub>q</sub> béton
Condition minimale sur les files de contreventement	Observé	0	0
Redondance en plan	Observé	0	0
Régularité en plan	Observé	0	0
Régularité en élévation	non observé	0,05	0,05
Contrôle de qualité des matériaux	non observé	0	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non observé	0,1	0,1
		0,15	0,20

**Tableau V.1:** Valeurs des pénalités **p<sub>q</sub>**

- Pour l'acier : **Q = 1.15**
- Pour béton : **Q = 1.20**

#### V.4 : Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

##### V.4.1 : Modélisation de la structure

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On a fait appel pour la modélisation de notre structure à un logiciel de calcul. Ce dernier permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

- **Etapes de la modélisation de la structure**

1. Opter pour un système d'unités (kN et m),
2. Définition de la géométrie de base,
3. Définition des matériaux,
4. Définition des sections,
5. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies,
6. Définition des charges a appliquées,
7. Introduction du spectre de réponse,
8. Définition des combinaisons de charges,
9. Définition des conditions aux limites,
10. Lancer l'analyse.

#### V.4.2 : Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

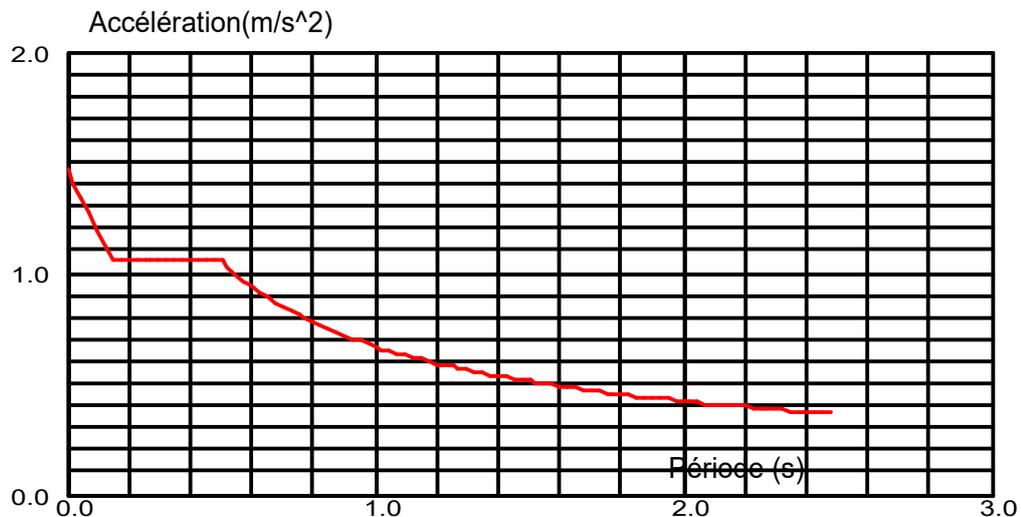


Figure V.1: Spectre de réponse

- **Paramètres du spectre**

- Correction de l'amortissement
- $A = 0.120$
- $T_1 = 0.150$

$$\eta = \left[ \frac{7}{2+\varepsilon} \right]^{0,5} = 1.000$$

$$T_2 = 0.500$$

**V.4.3 : Nombre de modes à considérer (RPA99 /V2003)**

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a), pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

**V.5 : Vérification de la structure****V.5.1 : Caractéristiques dynamiques de la structure**

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique				Condition
		$U_x$	$U_y$	$\sum U_x$	$\sum U_y$	
1	0,11	0,00	92,26	0,00	92,26	vérifiée
2	0,07	0,00	0,06	0,00	92,32	
3	0,06	0,00	0,13	0,00	92,44	
4	0,05	0,00	0,00	0,00	92,44	
5	0,05	0,00	0,32	0,00	92,76	
6	0,05	0,00	0,00	0,00	92,76	
7	0,04	0,00	0,27	0,00	93,03	
8	0,04	0,00	2,28	0,00	95,31	
9	0,04	0,00	1,76	0,00	97,06	
10	0,04	0,00	0,05	0,00	97,12	
11	0,04	0,00	0,00	0,00	97,12	
12	0,03	0,00	0,02	0,00	97,13	
13	0,03	4,49	0,00	4,49	97,13	
14	0,03	0,00	0,00	4,49	97,13	
15	0,03	1,77	0,00	6,27	97,13	
16	0,03	1,48	0,00	7,75	97,13	
17	0,02	2,02	0,00	9,76	97,13	
18	0,02	38,29	0,00	48,05	97,13	
19	0,02	0,00	0,00	48,05	97,13	
20	0,02	6,96	0,00	55,01	97,13	
21	0,02	5,79	0,00	60,80	97,13	
22	0,02	28,59	0,00	89,39	97,13	

<b>23</b>	0,02	0,00	0,06	89,39	97,19	
<b>24</b>	0,02	0,58	0,00	89,97	97,19	
<b>25</b>	0,02	0,00	0,55	89,97	97,74	
<b>26</b>	0,02	0,00	0,00	89,97	97,75	
<b>27</b>	0,02	0,00	0,01	89,97	97,76	
<b>28</b>	0,02	0,06	0,00	90,04	97,76	

**Tableau V.2** : Caractéristiques dynamiques de la structure

### V.5.2 : Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel :  $T = 0,11s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

- $C_t$ : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

$$C_t = 0,05$$

- $h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :  $h_N = 9.2m$

D'où :

$$T = 0,05 \cdot 9.2^{3/4} = 0.264s$$

Donc :

$$T = 0,11s < 130\% T = 1,3 \cdot 0,264 = 0,343 s \Rightarrow \text{La période est vérifiée}$$

### V.5.3 : Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) :  $V_t = 32,46 \text{ kN}$
- Effort sismique dans le sens (Y) :  $V_t = 23,61 \text{ kN}$

La force sismique totale  $V$  est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,1$
- $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen

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

$$D = 2,5 \eta = 2,5 \times 1 \Rightarrow D = 2,5$$

- $Q$  : Facteur de qualité :  $Q = 1,15$
- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure  $R = 4$
- $W$  : Poids total de la structure (calculé le logiciel)  $W = 318,22$  kN

Donc :

$$V = \frac{0,1 \times 2,5 \times 1,15}{4} \times 318,22 = 22,87 \text{ kN}$$

	$V_t$ (kN)	$V$ (kN)	80% $V$ (kN)	$V_t > 80\% V$
$V_x$	32,46	22,87	18,29	C. Vérifiée
$V_y$	23,61	22,87	18,29	C. Vérifiée

**Tableau V.3** : Résultante des forces sismiques à la base

### V.5.4 : Vérification des déplacements

#### V.5.4.1 : Structure en acier

Le déplacement horizontal à chaque niveau ( $k$ ) est calculé par la formule suivante :

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

Avec :

$R$  : Coefficient de comportement

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

$\delta_k$  : Déplacement latérale

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

Etage	Sens (X)			Sens (y)			1% h <sub>k</sub> (cm)	Condition
	δ <sub>ek</sub> (cm)	R	δ <sub>k</sub> (cm)	δ <sub>ek</sub> (cm)	R	δ <sub>k</sub> (cm)		
Toiture	0.2	4	0.8	0.1	4	0.4	9.2	Vérifiée

Tableau V.4: Déplacements relatifs

#### V.4.5.2 : Structure en béton

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

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

Avec :

R : Coefficient de comportement

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage

Etage	Sens (X)			Sens (y)			1% h <sub>k</sub> (cm)	Condition
	δ <sub>ek</sub> (cm)	R	δ <sub>k</sub> (cm)	δ <sub>ek</sub> (cm)	R	δ <sub>k</sub> (cm)		
Toiture	0.2	4	0.8	0.3	4	1,2	9,2	Vérifiée

Tableau V.5 : Résultat des déplacements relatifs

#### Conclusion :

Après les démarches de calcul avec l'utilisation du [RPA99-Ver2003] pour déterminer la méthode sismique afin d'obtenir la réponse de la structure on est arrivé à :

- Vérification de la période T en plus des déplacements horizontaux pour les deux matériaux (acier et béton).
- Vérification de la masse totale de la structure puis déduction des efforts à la base et les caractéristiques dynamiques de la structure comprenant les 28 modes différents.

## VI.1:CHARPENTE METALLIQUE

### VI.1.1 : Etude des fermes

#### VI.1.1.1 : Introduction

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont composées au moyen de cornières, profils laminées ou de tubes utilisées comme membrures et diagonales. La résistance est bien adaptée aux sollicitations le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrain, par les goussets de retombée.

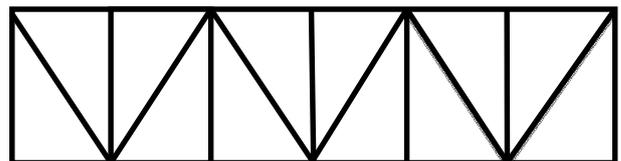
Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur les poteaux, soit sur les murs, et parfois sur des sablières. On considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture.

#### VI.1.1.2 : Types de fermes

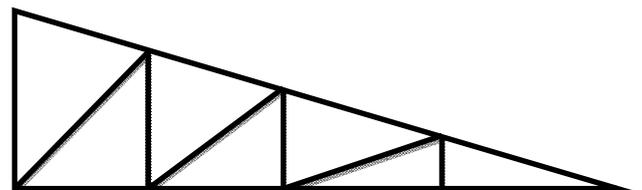
Les fermes de toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur elles. Le rôle fondamentale de la toiture consiste à protéger le local contre les intempéries (neige, vent, pluie, etc.). Dans la plupart des cas les fermes prennent appui sur les poteaux en acier ou en béton armé.

Il existe plusieurs possibilités de système de fermes :

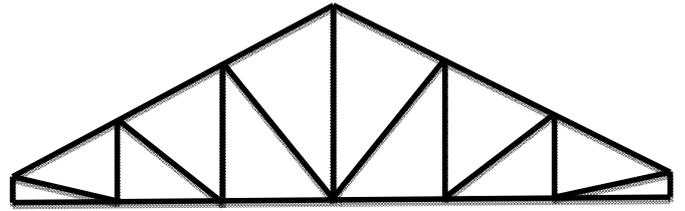
- Ferme à membrures parallèles ou  
« Poutre à treillis »



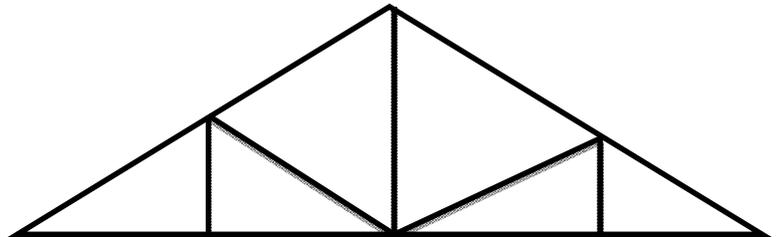
- Ferme à simple versant



- Fermes trapézoïdales



- Fermes triangulées



### VI.1.1.3 : Choix de la ferme

Les fermes à treillis sont généralement articulées à leurs appuis, car il est délicat de réaliser les encastremements avec treillis, il existe divers types de treillis et parmi eux le choix s'est porté sur la ferme trapézoïdale.

Le choix du portique s'est porté sur comble en ferme parce qu'il est plus économique qu'une traverse.

Le calcul des portiques est la partie la plus importante dans une étude d'un hall métallique. Dans ce cas, ce calcul est divisé en deux parties :

- Dans le premier cas, il s'agit de faire un pré-dimensionnement des profilés de la ferme dont lesquels se calculent les efforts internes.
- Dans le deuxième cas, la vérification des contraintes est nécessaire dans les différents éléments en gardant une contrainte inférieure à la limite élastique de l'acier  $f_y=235$  N/mm<sup>2</sup>

### VI.1.1.4 : Calcul des efforts dans les barres

La détermination des efforts dans les barres peut s'effectuer selon trois (03) méthodes :

- La méthode des nœuds (analytique).
- La méthode des sections (Ritter).
- La méthode de Cremona.

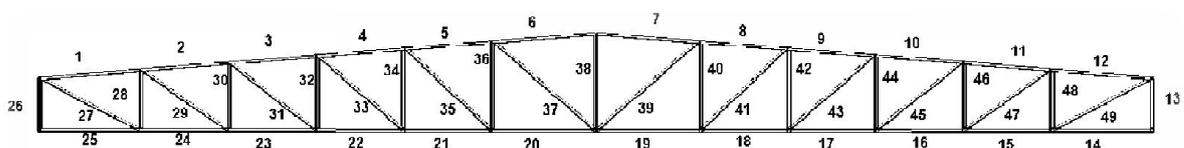
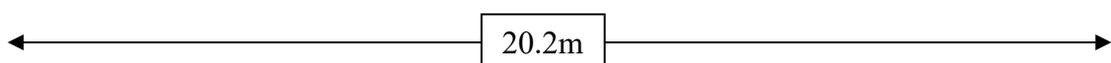


Figure VI.1 : Schéma statique de la ferme trapézoïdale adoptée



- Nombre des nœuds  $\rightarrow n=27$
- Nombre des barres  $\rightarrow b=49$ 
  - membrures supérieurs =12
  - membrures inférieurs =12
  - montants =13
  - diagonales =12
- Système isostatique (symétrique)  $\rightarrow b=2n-3$  ..système vérifié.
- Le profilé choisi pour la ferme est une double cornière à ailes égales comme suite :
  - 2L 100×100×10 : pour les membrures supérieur et inférieur.
  - HEA 240 : pour les montants d'extrémités.
  - 2L 70×70×7 : pour les montants.
  - 2L 70×70×7 : pour les diagonales.

### A. Démarche des calculs

#### ▪ Introduction des données

- Les coordonnées des nœuds,
- Les barres et les caractéristiques des profilés (la section, module du Young),
- Les supports (appui simple + appui double),
- Les charges permanentes : poids propre des pannes, des fermes, de la couverture.

#### ▪ Les résultats affichés sont :

Les efforts internes dans les barres et les déplacements des nœuds.

On calcule les efforts normaux dans les barres les plus sollicitées à partir des combinaisons d'action suivantes RNV2013.

- 1.35G+1.5Q
  - 1.35G+1.5N
  - 1.35G+1.5V
  - G+Q
  - G+N
  - G+V
- Enfin, on vérifiera les contraintes de traction, de compression à partir des résultats qu'on a trouvé, et ceci pour valider le choix des cornières utilisées.

### B. Calcul des efforts normaux

On a choisi les barres les plus sollicitées pour chaque groupe (membrure supérieurs, membrure inférieurs, montants, diagonales).

- **Détermination des charges et surcharges agissant sur la ferme**
  - **Charges permanentes (G) :**
    - Couverture panneau sandwichs=0,179 kN/m<sup>2</sup>
    - Panne(IPE160) = 15Kg/ml =0,158 kN/ml
    - Contreventement (poids forfaitaire): 5 kg/m<sup>2</sup> =0,05kN/m<sup>2</sup>
    - G= (0,179.6,6) + (0,158.7) + 0,24 + 0,05=1,18 + 1,10G + 0,24 + 0,05

$$G=2,576 \text{ kN/ml}$$

Surcharges du vent (perpendiculaire au versant) : toiture  $\alpha=5,71^\circ$  (long pan)

Zone	Cd	Qj(N/m <sup>2</sup> )	Qh (N/m <sup>2</sup> )
A	1	-1092,27	-7208
B	1	-970,91	-6408
C	1	-788,86	-5206,476
D	1	788,86	5206,476
E	1	-667,50	-4405,5
F	1	-1730,63	-11422,158
G	1	-1401,67	-9251,022
H	1	-979,74	-6466,284
I	1	-1029,80	-6796,68
J	1	-986,89	6513,47

**Tableau IV.1** : Surcharges du vent (perpendiculaire au versant)

L'entraxe du portique est : 6,6 m  $\rho_h = Q_j \cdot l'entraxe \Rightarrow \rho_h = Q_j \cdot 6,6 \text{ m}$

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du au vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie

- **Coefficient de pression équivalente**

$$\text{Versant gauche : } C_{c.ep} = \frac{C_{e.g} \cdot \frac{e}{10} + C_{e.H} \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{10}\right)}{l}$$

$$\text{Versant droit : } C_{e.éq} = \frac{C_{e.j} \cdot \frac{e}{10} + C_{e.I} \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{10}\right)}{l}$$

AN :

$$\frac{9251,022 \cdot 1,84}{20,2} + \frac{6466,284 \cdot 8,26}{20,2} + \frac{6796,68 \cdot 1,84}{20,2} + \frac{6513,47 \cdot 8,26}{20,2} = 6796,32 \text{ N/ml}$$

- **Calcul des efforts revenants aux nœuds**

La surface horizontale d'influence qui revient pour chaque nœud :

- S=6,6.1,6=10,56m<sup>2</sup>
- L'entre axe horizontale des pannes =1,6m
- L'entre axe des fermes = 6,6m

▪ **Effort dû aux charges permanente**

$$P_G = [0,179 + 0,158 + 0,05 + 0,24] \cdot 10,56$$

$$P_G = 6,621 \text{ KN}$$

▪ **L'effet du au vent**

$$P_V = \frac{-6,77 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}}{6,6} \cdot 10,56 = 10,832 \text{ KN}$$

L'entre axe entre les portiques est de 6,6 m.

Système isométrique (symétrique)  $b = 2n-3$  :

- Nombre des nœuds  $n=27$
- Nombre des barres  $b=49$
- Nombre des membrures supérieurs =12
- Nombre des membrures inférieur =12
- Nombre des montants =13
- Nombre des diagonales =12

### VI.1.1.5: Dimensionnement des barres

#### A. Membrures supérieurs et inférieur

▪ **Vérification a la compression**

Barre 62  $\rightarrow$  (K=1,35G+1,5V) :  $N_{sd}^{\max} = -288,7 \text{ kN}$  (compression)

Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = 1,6 \text{ m}$

$$I_y = 1.1,6 = 1,6 \text{ cm}^4 \text{ (dans le plan de la ferme)}$$

$$I_z = I_0 = 1,6 \text{ m} \text{ (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)}$$

$$I_{max} = 1,6$$

$$I_{net} \geq \frac{N_{sd} I_{max}^2}{\pi^2 \cdot E}$$

AN :

$$I_{net} = \frac{288,7 \cdot 160^2}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4} = 35,69 \text{ cm}^4$$

Le choix consiste à deux cornières à ailes égales

2L 100x100x10

$$I_\alpha = I_\beta = 176,7 \text{ cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 3,04 \text{ cm}$$

$$A_c = 19,2 \text{ cm}^2; d = 2,82 \text{ cm}$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \cdot 176,7 = 353,4 \text{ cm}^4$$

$$I_z = I_\alpha = 3,04 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \cdot \Delta^2] \text{ d'ou } \Delta = d + 0,5 = 2,82 + 0,5 = 3,32 \text{ cm}$$

$$\text{AN : } I_z = 2[176,7 + 19,2,3,32^2] = 776,66 \text{ cm}^4$$

$$\text{Classe de section } \frac{h}{t} = \frac{100+100}{2,10} = 10 \leq 11,5\varepsilon = 11,5 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{100}{10} = 10 \leq 15\varepsilon \rightarrow \text{vérifié}$$

Section de classe 1 : pas de réduction de section pour le flambement local

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}} \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_y}{\xi} = \frac{93,9}{93,9} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}} \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_z}{\xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$\beta_A = 1$  pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} \text{ avec } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{353,4}{19,2,2}} = 3,04$$

$$\lambda_y = \frac{54}{3,04} = 17,76$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{17,76}{93,9} = 0,19$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} \text{ avec } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{776,66}{2,19,2}} = 4,5$$

$$\lambda_z = \frac{160}{4,5} = 35,55$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{35,55}{93,9} = 0,37$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{max}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,19 - 0,2) + 0,19^2] = 0,5156$$

Courbe de flambement c : pour les cornières ;  $\alpha = 0,49$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\left( \phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{max}^2} \right)}$$

$$\text{AN : } \chi_{min} = \frac{1}{0,5156 + \sqrt{0,5156^2 - 0,19^2}} = 1$$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1 \cdot \frac{2,19,2,23,5}{1,1} = 820,36 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 288,7 \leq N_{b,rd} = 820,36 \rightarrow \text{vérifié}$$

▪ **Vérification a la traction :**

$$N_{sd} = +178,12$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min\{N_{pl,rd}; N_{u,rd}\}$$

$$D'où : N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec une cornière assemblée par un seul ail et 3 boulons avec un espacement entre boulons  $p = mm$  et à l'extrémité  $e = 25 mm$

$$\text{Section nette } A_{net} = 2[19,2 - (1,0 \cdot 1,3)] = 35,8 cm^2$$

AN :

$$N_{u,rd} = \frac{0,7 \cdot 35,8 \cdot 36}{1,25} = 721,72 KN$$

$$N_{t,rd} = \min\{820,36 \cdot 721,72\}$$

$$N_{t,rd} = 721,72 KN$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

Le choix de la double cornière à ailes égales L 100x100x10 convient pour les membrures supérieures de la ferme

**B. Vérification des diagonales**

$$(\text{Barre } 105 \text{ ferme } N^{\circ}1) N_{sd}^{\max} = +178,84 \text{ kN (traction)}$$

$$N_{sd}^{\max} = -87,91 \text{ kN (compression)}$$

Longueur  $l_0$  de la barre = 2,20 m

$$I_y = 0,7l_0 = 0,7 \cdot 2,2 = 1,54 \text{ (dans le plan de la ferme)}$$

$$I_z = I_0 = 2,2 \text{ m (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)}$$

$$I_{max} = 2,2$$

$$I_{net} \geq \frac{N_{sd} \cdot I_{max}^2}{\pi^2 \cdot E} = \frac{178,84 \cdot 2,2^2}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4} = 41,80 cm^4$$

Le choix de la double cornière à ailes égales 2L 70x70x7 est compatible pour les diagonales

$$I_\alpha = I_\beta = 42,3 cm^4, i_\alpha = i_\beta = 2,12 cm$$

$$A_c = 9,40 cm^2, d = 1,97 cm$$

$$\text{Deux cornières } I_y = 2I_\alpha = 2 \cdot 42,3 = 84,6 cm^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \cdot \Delta^2] \text{ d'ou } \Delta = d + 0,5 = 2,47 cm$$

$$= 2[42,3 + 9,4 \cdot 2,47^2] = 99,64 cm^4$$

$$\text{Classe de section } \frac{b+h}{2t} = \frac{70+70}{2 \cdot 7} = 10 \leq 11,5\varepsilon = 11,5 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{70}{7} = 10 \leq 15\varepsilon \rightarrow \text{vérifiée}$$

Pour la section de classe I il n'y a pas de réduction de section pour le flambement local

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}} \right)^{\frac{1}{2}} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_y}{\xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}} \right)^{\frac{1}{2}} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_z}{\xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{198}{2,12} = 93,39 \text{ avec } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84,6}{9,42}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$AN: \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{93,39}{93,9} = 0,99$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{220}{2,30} = 95,65 \text{ avec } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{99,64}{2,942}} = 2,30 \text{ cm}$$

$$AN: \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{78,85}{93,9} = 1,01$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{max}^2] \Rightarrow 0,5[1 + 0,49(0,99 - 0,2) + 0,99^2] = 1,18$$

Courbe de flambement vérifiée, pour les cornières  $\alpha = 0,49$

$$\chi_{min} = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{max}^2})} \Rightarrow \chi_{min} = \frac{1}{(1,18\sqrt{1,18^2 - 0,99^2})} = 0,54$$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 0,54 \cdot \frac{2,94 \cdot 23,5}{1,1} = 216,88 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 87,91 \leq N_{b,rd} = 216,88 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifié}$$

#### ▪ Vérification de la rigidité

Le flambement de la barre est uniquement possible sous l'action de son poids propre

L'élancement limite  $\lambda_{lim} = 150$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = 93,3 < \lambda_{lim} = 150 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = 95,65 < \lambda_{lim} = 150 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Vérification à la traction :

Calcul de la section brute  $A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$

$$AN: A \geq \frac{178,84 \cdot 1,1}{23,5} = 8,37 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2,94 \cdot 23,5}{1,1} = 401,63 \text{ kN}$$

Section nette :  $A_n = 2(9,4 - 0,7 \cdot 1,3) = 16,98 \text{ cm}^2$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$AN: N_{u,rd} = \frac{0,7 \cdot 16,98 \cdot 36}{1,25} = 342,31 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min[401,63 ; 342,31] = 342,31 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \Rightarrow 178,84 \text{ KN} \leq 342,31 \text{ KN} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

Le choix de la double cornière à ailes égales 2L 70x70x7 convient pour les diagonales de la ferme

### C. Vérification des montants

Barre N° 94

$$N_{sd} = 212,28 \text{ kN (traction)}$$

$$N_{sd} = - 212,28 \text{ kN (compression)}$$

Vérification à la traction

$$L_0 = 2,2 \text{ m}$$

$$I_0 = 0,7 I_0 = 1,54 \text{ (dans le plan de la ferme)}$$

$$I_z = I_0 = 2,2 \text{ m (Dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)}$$

Calcul de la section brute

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{212,28 \cdot 1,1}{23,5} = 9,93 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9,4 \cdot 23,5}{1,1} = 401,63 \text{ kN}$$

Section nette  $A_n = 2(9,4 - 0,7 \cdot 1,3) = 16,98 \text{ cm}^2$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \cdot 16,98 \cdot 36}{1,25} = 342,31 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min[401,63 ; 342,31] = 342,31 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \Rightarrow 212,28 \text{ KN} \leq 342,31 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

#### ▪ Vérification à la compression

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \cdot 42,3 = 84,6 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = 2,12 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \cdot \Delta^2] \text{ d'ou } \Delta = d + 0,5 = 2,47 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[42,3 + 9,4 \cdot 2,47^2] = 99,64 \text{ cm}^4$$

Classe de section  $(h/t) = 70/7 = 10 < 10\epsilon \rightarrow \text{vérifié}$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{70+70}{2 \cdot 7} = 10 < 10\epsilon \rightarrow \text{vérifiée}$$

Section de classe 1 pas de réduction de section pour le flambement local

▪ **Vérification de la rigidité**

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}} \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_y}{93,9\xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}} \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_z}{93,9\xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} \text{ avec } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84,6}{2,9,4}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$AN: \lambda_y = \frac{198}{2,12} = 93,39$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{93,39}{93,9} = 0,99$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} \text{ avec } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{99,64}{9,4,2}} = 2,3$$

$$AN: \lambda_z = \frac{220}{2,3} = 95,65$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{95,65}{93,9} = 1,01$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{max}^2]$$

$$\Rightarrow \phi = 0,5[1 + 0,49(0,99 - 0,2) + 0,99^2] = 1,18$$

Courbe de flambement c : pour les cornières  $\alpha = 0,49$

$$\chi_{min} = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{max}^2})} \Rightarrow \chi_{min} = \frac{1}{(1,18 + \sqrt{1,18^2 - 0,99^2})} = 0,54$$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 0,54 \cdot \frac{9,4,2 \cdot 23,5}{1,1} = 216,88 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 212,28 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 216,88 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

### VI.1.2: Etude du contreventement

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci par exemple : (vent, séisme, choc, freinage, etc.).

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'une charpente, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins de trois plans verticaux (qui sont intersectées en au moins 2 droites distinctes) et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux aux fondations) et horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion).

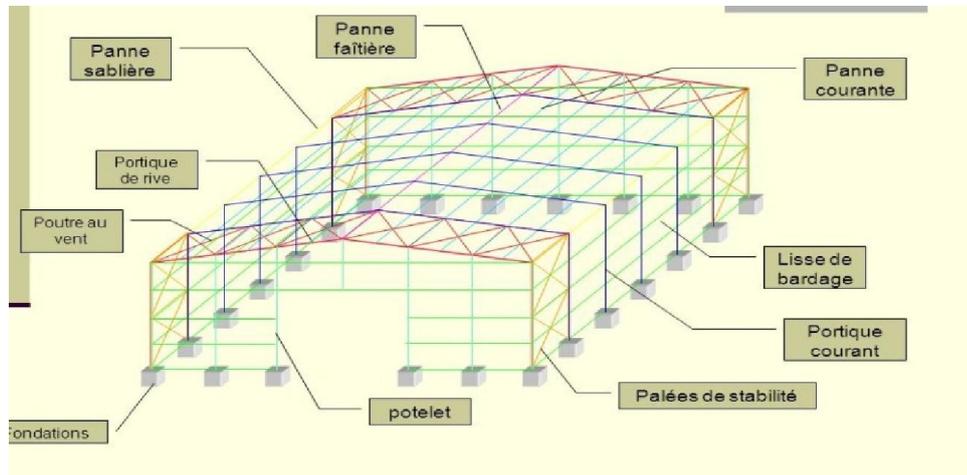


Figure IV.2: Localisation de la poutre au vent.

#### VI.1.2.1 : Poutre au vent

$$N_{sd} < N_{plrd}$$

La modélisation par logiciel a donnée :  $N_{sd} = 18,75$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{18,75 \times 1}{23,5} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Par modélisation à l'aide d'un logiciel de calcul on a adopté : 2L 70x70x6

#### Calcul de la section nette :

$$A_n = 2(A - (h \cdot I_w))$$

$$A_n = 2[8,13 - (0,6 \times 1,3)] = 14,70 \text{ cm}^2$$

$$N_{urd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M_2}}$$

AN :

$$N_{urd} = \frac{0,7 \cdot 14,70 \cdot 36}{1,25} = 296,352 \text{ kN}$$

$\Leftrightarrow N_{sd} \leq N_{urd} \rightarrow$  la condition est vérifiée

Le choix des doubles corniers 2 L (70/70/6) convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm <sup>2</sup>	h=b mm	t mm	y <sub>s</sub> mm	I <sub>y</sub> =I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> =i <sub>z</sub> cm
<b>L70x70x6</b>	8,13	6,38	6	1,93	36,88	2,13

Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé L70x70x6

**VI.1.3 : Poteau de ferme****VI.1.3.1 : Justification des poteaux (HEA240)**

$$\begin{cases} M_{sd} = 204,03 \text{ kN.m} \\ N_{sd} = 190,80 \text{ kN} \end{cases}$$

Après modélisation avec logiciel de calcul, on choisit le profilé HEB 300 et on vérifie sa résistance.

Profil	Poids Kg/m	Dimensions					Caractéristiques					
		H mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
HEA240	60	230	240	12	7,5	164	7763	2769	744,6	351,7	10,05	6

Tableau VI.3: Caractéristiques du profilé HEA240.

**VI.1.3.2 : Classe de la section transversale**

- Classe de l'âme :

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

- $d = 164 \text{ mm}$

- $t_w = 7,5 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{164}{7,5} = 21,86 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Donc l'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

Avec :

- $c = 120 \text{ mm}$

- $t_f = 12 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{c}{t_f} = \frac{120}{12} = 10 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{cases} \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

**Conclusion : la section globale est de classe I**

**VI.1.3.3 : Condition de résistance « moment fléchissant + effort normal »**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{Sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $\gamma_{M1} = 1,1$
- $\chi_{min}$ : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

**Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (y-y) : courbe b  $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$

- $\lambda_y$  : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{0,5 \times 2400}{100,5} = \frac{0,5 \times 2400}{100,5} = 11,94$$

- $\bar{\lambda}_y$  : Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,12$$

- $\chi_y$ : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement b

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (0,12 - 0,2) + 0,12^2] = 0,52$$

D'où

$$\chi_y = \frac{1}{(0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,12^2})} = 0,97$$

**Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : courbe c  $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$

- $\lambda_z$  : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{0,7 \times 2400}{60} = \frac{0,7 \times 2400}{60} = 28$$

- $\bar{\lambda}_z$  : Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,3$$

- $\chi_z$  : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement b

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (0,3 - 0,2) + 0,3^2] = 0,56$$

$$\text{D'où} \quad \chi_z = \frac{1}{(0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,3^2})} = 0,96$$

Donc :  $\chi_{min} = \text{Min}(0,97 ; 0,96) = 0,96$

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$  mais :  $k_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \lambda_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \right]$  mais :  $\mu_y \leq 0,9$
- $\beta_{My} = 1,8$

D'où :

$$\mu_y = 0,12 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[ \frac{744600 - 675100}{675100} \right] = 0,055$$

$$k_y = 1 - \frac{0,055 \times 190800}{0,97 \times 7680 \times 235} = 0,99$$

Donc :

$$\frac{190800}{0,96 \times \frac{7680 \times 235}{1,1}} + \frac{0,99 \times 204030}{\frac{744600 \times 235}{1,1}} = 0,122 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## VI.2: BETON ARME

### VI.2.1 : Introduction

Les objectifs de sécurité sont atteints si les critères relatifs à la stabilité, la durabilité, et le comportement en service acceptable, sont satisfaits simultanément.

### VI.2.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Les résistances caractéristiques à la compression et la traction.
- Les déformations (allongement e raccourcissement).
- Les diagrammes déformations et contraintes.

### VI.2.2.1 : Caractéristique du béton

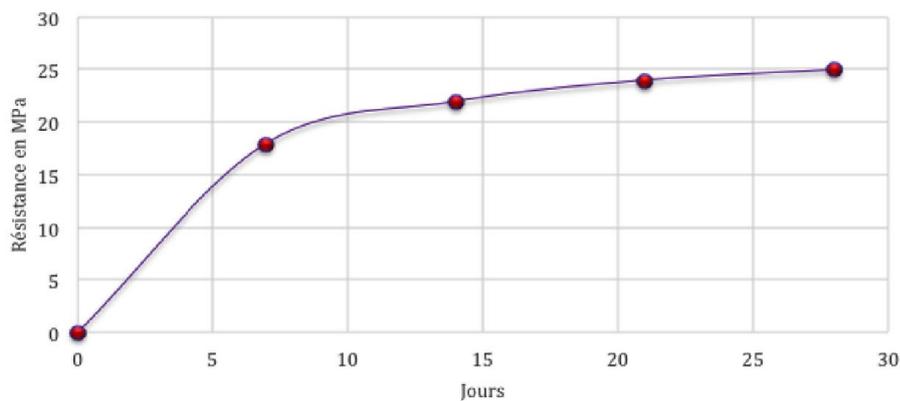
- **Résistance caractéristique à la compression et à la traction**

- **Résistance caractéristique à la compression à j jours ( $f_{cj}$ ) :**

Elle est présente par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvettes cylindriques.

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

#### Evolution de la résistance du béton en fonction du nombre de jours de séchage

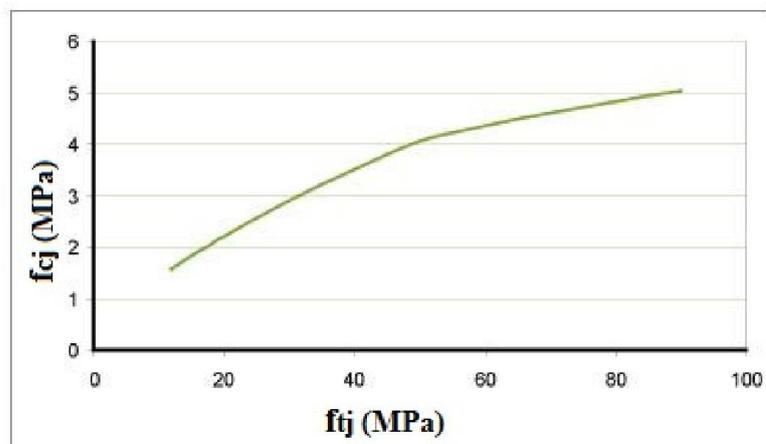


**Figure VI.3 :** Evolution de la résistance de béton en fonction du nombre de jours de séchages

- **Résistance caractéristique à la traction à j jours ( $f_{tj}$ ) :**

Elle est conventionnellement définie à partir de la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \rightarrow \quad \text{donc : } f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$



**Figure VI.4:** Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction A la traction  $f_{cj}$

### VI.2.2.2: Les déformations (allongement-raccourcissement)

#### A. Déformations longitudinale

On distingue :

- Le module de déformation instantanée (durée d'application de charges < 24heurs)

$$E_{ij}=11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad \text{MPa}$$

- Le module de déformation différée (longue durée d'application

$$E_{ij}=3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad \text{MPa}$$

#### B. Déformations transversale

Elle se traduit par le coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

le coefficient de poisson est pris égal à :

$\nu = 0,2$  pour la justification aux E.L.S (section fissurée)

$\nu = 0$  dans le cas des E.L.U

### VI.2.2.3 : Diagrammes déformations et contraintes

#### A. Etat limite ultime

Les vérifications à L'E.L.U des contraintes de compression dans le béton s'effectuent en utilisant :

- Le digramme non linéaire dit parabole rectangle
- Le diagramme rectangulaire simplifié

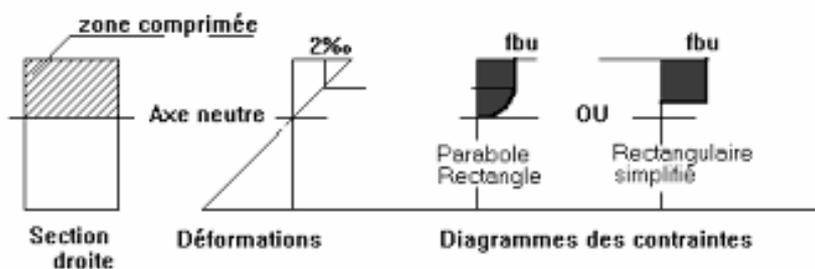


Figure VI.5: Diagrammes des déformations et contraintes ELU

#### B. Etat limite de service

Le béton est considéré comme élastique. Les vérifications s'effectuent en utilisant un diagramme linéaire.

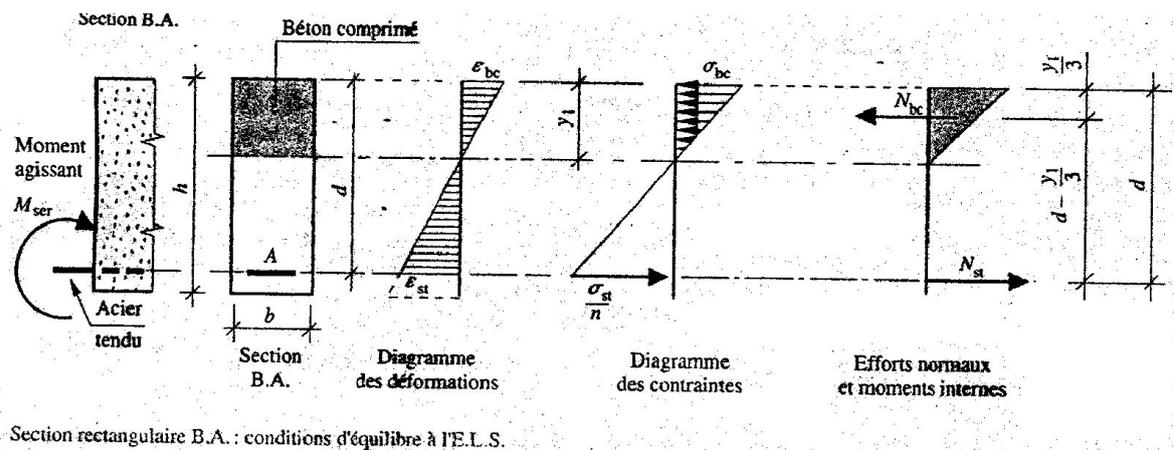


Figure VI.6: Diagrammes des déformations et contraintes E.L.S

#### VI.2.2.4 : Combinaison d'actions

##### A. Les combinaisons d'actions du RPA

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations dans le calcul sont :

- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par des composantes horizontales

##### B. Les combinaisons du BAEL 91 :

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- 1/ à l'ELU :
  - $1.35 G + 1.5 Q$
  - $1.35 G + 1.5 Q + 0.8 T$
- 2/ à l'ELS :
  - $G + Q$
  - $G + Q + 0.6 T$

Avec T : action de la température.

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure.

Pour cela le calcul de ces éléments se fera comme suit :

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple,
- Les poteaux et les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

### VI.2.3 : Pré-dimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite.

L'effort normal ultime agissant  $N_u$  d'un poteau doit être supérieur ou égale à la valeur suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot A \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s}}$$

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Min (a,b)} \geq \frac{h_p}{20} \\ \bullet \text{ Min (a ;b)} \geq 25\text{cm} \\ \bullet \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right. \quad \text{avec } h_p : \text{ la hauteur du poteau}$$

- **Calculé la section réduite**

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot A \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s}}$$

$N_u = 190,80 \text{ kN} \longrightarrow$  selon un outil de calcul

On peut prendre  $A/B_r = 1\% \rightarrow A = 0,01 \times B_r$

$\beta$  : C'est la correction qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0,2 (\lambda/35)^2 \dots \dots \dots \lambda \leq 50 \\ \beta = 0,85 \lambda^2 / 1500 \dots \dots \dots 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \text{On fixe } \lambda = 35 \text{ (stabilité vis à vis du flambement)} \end{array} \right.$$

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

D'après le B.A.E.L on prend :  $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

Avec :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$\Theta=1$  la durée d'application des charges  $> 24$  heure

$\gamma_b = 1,5$  (Cas générale)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\Theta \times \gamma_b} \rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$f_c = 400 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,15$  (cas générale)

$$\text{Donc : } B_r \geq \frac{1,2 \times 190,80 \times 10^{-3}}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 0,01 \times 400}{1,15}}$$

$$B_r \geq 0,012 \text{ m}^2$$

**Poteau carrée (a = b)**

$$B_r \geq (a - 0,02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02 = 0,13\text{m}$$

On prend :  $a=b=0,4\text{m}$

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Min (a,b)} \geq \frac{700}{20} \rightarrow (40,40) \geq \frac{700}{20} = 35\text{cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ \bullet \text{ Min (a ; b)} \geq 25\text{cm} \rightarrow (40,40) \geq 25\text{cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ \bullet \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

### VI.2.3.1 : Vérification du poteau au flambement

Calcul de moment d'inertie au flambement

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = \frac{ba^3}{12} = \frac{40 \times (40)^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4 \\ I_z = \frac{ab^3}{12} = \frac{40 \times (40)^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

### VI.2.3.2 : Rayon de giration

$$A = a \times b \rightarrow A = 40 \times 40 \rightarrow A = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{213333,34}{1600}} = 11,54 \text{ cm} \\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{213333,34}{1600}} = 11,54 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### VI.2.3.3 : Calcul de l'élancement $\lambda$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{0,7 \times l_0}{i_x} = \frac{490}{11,54} = 42,46 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \quad \text{c.v} \\ \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times l_0}{i_y} = \frac{490}{11,54} = 42,46 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \quad \text{c.v} \end{array} \right.$$

$(\lambda_x, \lambda_y) < (50,50) \rightarrow$  il n y a pas de risque de flambement

## VI.2.4 : Ferrailage des poteaux

### VI.2.4.1 : Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de :  $0,7\%A$  en zone I
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% A en zone courante
  - 6% A en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \phi$  en zone I
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I Sous la combinaison à l'ELU  $1,35G+1,5V$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u=190,80 \text{ kN} \\ M_u= 84,16 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- Calcul l'excentricité :
 
$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{84,16}{190,80} \rightarrow e = 0,44 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{12} \text{ donc la section est soumise à la compression simple.}$$

- Calcul de la longueur du flambement et l'élançement :

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 700 \rightarrow l_f = 490 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}}$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{B}} = \sqrt{\frac{a^4/12}{a^2}} = 11,54$$

$$\lambda = \frac{490}{11,54} = 42,46 < 50 \text{ pas de flambement.}$$

- Calcul des armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,7\% A = 0,7\% (40 \times 40) \rightarrow A_{\min} = 11,2 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures maximum :

$$A_{st \max} = 4\%A \rightarrow A_{st \max} = 64 \text{ cm}^2 \quad \text{zone courante}$$

$$A_{st \max} = 6\%A \rightarrow A_{st \max} = 96 \text{ cm}^2 \quad \text{zone de recouvrement}$$

- Ferrailage adopté :

On a adopté un ferrailage des armatures longitudinales 8T14

$$A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2$$

### VI.2.4.2 : Les Armatures transversales

#### A. Ferrailage transversale

$$\begin{aligned}\phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{tmin}; \frac{b}{10}\right) && \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{7000}{35}; 14; \frac{400}{10}\right) \\ &&& \rightarrow \phi_t \leq \min(200; 14; 40) \text{ mm} \\ &&& \rightarrow \phi_t = \emptyset 8 \text{ mm}\end{aligned}$$

#### B. L'espace

##### ▪ Zone nodale:

⇒ S : l'espace entre les cadres dans la zone nodale.

$$S = \min(10; \phi_{tmin}; 15 \text{ cm}) \rightarrow S = \min(10; 1,4; 15 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

⇒ La longueur de zone nodale :

$$l_s = \max\left(\frac{700}{6}; 40; 40; 60\right) \rightarrow l_s = \max(116,67; 40; 40; 60)$$

$$l_s = 120 \text{ cm}$$

##### ▪ Zone courant:

⇒ S' : l'espace entre les cadres dans la zone courant

$$S' \leq 15 \times \phi_l \rightarrow S' \leq 15 \times 1,4$$

$$\rightarrow S' = 17 \text{ cm}$$

### VI.2.5 : Pré-dimensionnement des poutres

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

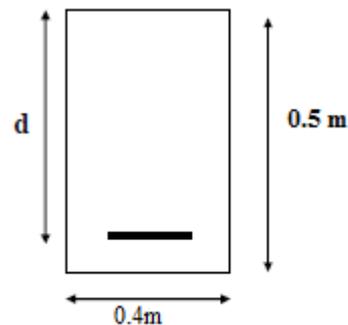
Avec :

- h : hauteur total de la poutre
- b : largeur de la poutre = la largeur de poteau
- L : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

$$\frac{660}{15} \leq h \leq \frac{660}{10} \rightarrow 44 \text{ cm} \leq h \leq 66 \text{ cm}$$

On prend :

- h = 50 cm
- b = 40 cm



#### VI.2.5.1 : Ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant,
- Effort tranchant. (Les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte; Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

### VI.2.5.2 : Recommandations des RPA

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40 \varnothing$  en zone I.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées, le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

### VI.2.5.3 : Ferrailage longitudinal

#### A. Ferrailage des travées : (situation durable) ELU

$$S = 50 \times 40 \text{ cm}^2; F_c = 400 \text{ MPa.}$$

$$M_u = 91,86 \text{ KN.m}$$

D'après CBA 93 :  $d = 0,9h$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{(b \cdot d^2 \cdot f_{bc})} = 0,08 < \mu_r = 0,187$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,104$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,431 \text{ m.}$$

$$A_s = M_u / (z \cdot \sigma_{st}) = 6,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,091 / (0,431 \cdot 347,83) = 6,13 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 6,13 \text{ cm}^2$$

**B. Ferrailage sur appui**

$$M_{\max} = 108,55 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } \mu = 0,108 / [0,4 \cdot (0,45)^2 \cdot 14,17] = 0,094 \leq 0,187 \text{ pas d'acier comprimé}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,124$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,427 \text{ m}$$

$$A_s = 0,108 / (0,427 \times 347,83) = 7,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 7,27 \text{ cm}^2$$

**VI.2.5.4 : Vérifications nécessaires pour les poutres****A. Condition de non fragilité**

$$A_{\min} > 0,23 \times b \times d \times f_{t,28} / f_e \quad \text{avec :} \quad f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} > (0,23) \times (40) \times (45) \times (2,1/400) = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \leq \text{section calculée (condition vérifiée)}$$

**B. Pourcentage exigé par les RPA99**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre  
0,5% en toute section :  $A_{\min} > 0,5\% \times b \times h$

$$A_{\min} > 0,5\% \times 40 \times 45 = 9 \text{ cm}^2 \leq \text{Section calculée (condition non vérifiée)}$$

On prend la section  $A_{\min} = 9 \text{ cm}^2$  de RPA99

$$3T14 + 5T12 = 10,27 \text{ cm}^2$$

**VI.2.5.5 : Ferrailage transversal**

$$T_u = 10,09 \text{ kN}$$

$$\tau_u^{\max} = 0,010 / 0,4 \times 0,45 = 0,05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} \cdot f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau} \text{ (Vérifiée).}$$

**A. Disposition constructive**

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- En zone nodale  $S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 12,4 \text{ cm.}$
- En zone courante  $S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

$h$  : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,45; 40\text{cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Section minimal des armatures transversals

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0,4 \cdot b \Rightarrow A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot S_t / f_e \Rightarrow A_t = 0,4 \times 0,40 \times 0,25 / 400 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2$$

**B. Condition exigée par le RPA99**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

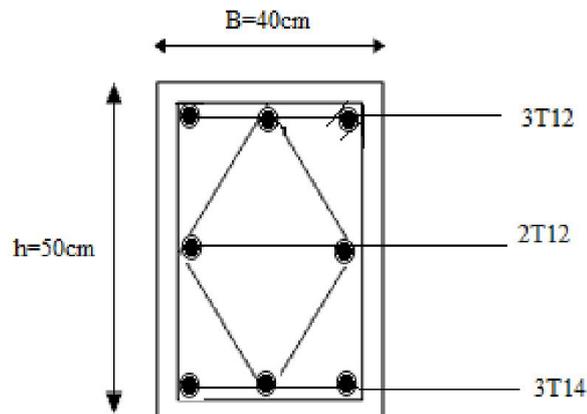
$$A_t = 0,003 \times 0,25 \times 0,40 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit (1 cadre de f8 + un étrier de f8) = 2,25 cm<sup>2</sup>.

- **Résumé** : Espacement de : 10 cm en zone nodale et de 15cm en zone courante.
- Longueur de recouvrement  $L = 0.8m$ .

Section 40x50 (cm <sup>2</sup> )	As choisie (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Sur appui		
Lit n° 1	$A_s = 4,62cm^2$ .	
Lit n° 2	$A_s = 1,57cm^2$ .	
Lit n° 3	$A_s = 4,62cm^2$ .	
En travée		
Lit n° 1	$A_s = 4,62cm^2$ .	
Lit n° 2	$A_s = 2,26cm^2$ .	
Lit n° 3	$A_s = 4,62cm^2$ .	

**Tableau VI.4** : Ferrailage des Poutres.



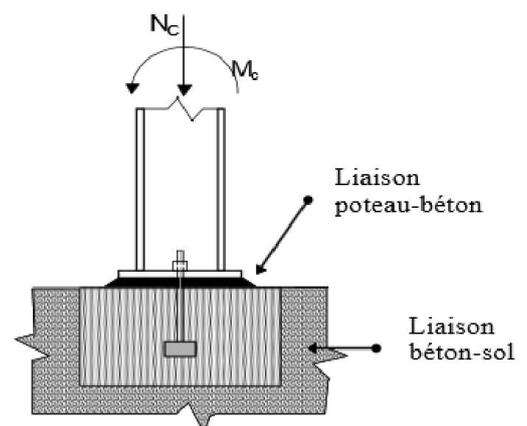
**Figure VI.7** : Coupe transversale de la poutre

## VI.2.6 : Calcul des pieds poteaux

### VI.2.6.1 : Introduction

Les pieds de poteaux doivent comporter des plaques d'assise en acier appropriée afin de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante telle que la pression n'y dépasse pas la résistance de calcul  $f_j$  de liaison (mortier béton). La résistance de calcul de la liaison entre la plaque d'assise et la fondation doit être déterminée en tenant compte des propriétés et dimensions à la fois du mortier et de la fondation en béton [CCM97].

**Figure VI.8** : Coupe transversale liaison d'un pied de poteau



### VI.2.6.2 : Dimensionnement de la Plaque d'Assise

Les poteaux doivent être munis de plaque d'assises capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.

La résistance de calcul de la liaison entre la plaque d'assise et la fondation doit être déterminée en tenant compte des propriétés et des dimensions à la fois du mortier et de la fondation en béton [CCM97].

$$N_{sd} = 190,80 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 27,21 \text{ KN}$$

#### A. Cordons de Soudure

$$\text{Semelle : } a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 12 = 8,4 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_s = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Ame : } a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7,5 = 5,25 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_s = 10 \text{ mm}$$

La plaque d'assise en acier de nuance (Fe 360) :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Fondation en béton de classe C25 / 30 :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

- Résistance du béton à la compression :  $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$
- Béton :  $\gamma_c = 1,5$
- $f_{ck}$  : classe de béton
- $\alpha = 1$  sa valeur  $\alpha$  est donnée dans l'annexe nationale

La résistance de calcul du béton devient :  $f_{cd} = 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N/mm}^2$

#### B. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

La valeur du coefficient du matériau de scellement est :  $\beta_j = 2 / 3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, On prend  $(A_{c1} = A_{c0})^{0,5} = \alpha = 1,5$

$$F_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

#### C. Estimation de l'aire de la plaque d'assise (Poteaux)

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des valeurs suivantes :

$$A_{C0} = \frac{1}{h \times b} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \rightarrow A_{C0} = \frac{1}{230 \times 240} \left( \frac{190800}{16,7} \right)^2 = 2364 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \rightarrow A_{C0} = \frac{190800}{16,7} = 11425 \text{ mm}^2$$

Choix du type de la plaque d'assise :

$$A_{C0max} < 0,95 \times b \times h \rightarrow A_{C0} = 11425,15 < 0,95 \times 230 \times 240$$

$$\rightarrow A_{C0} = 11425,15 < 52440 \text{ mm}^2$$

Donc le type de la plaque à projection courte est satisfaisant

#### D. Surface de la Platine

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$a \geq b + (2t_f) \rightarrow a \geq 240 + (2 \times 12) = 264 \text{ mm}$$

$$b \geq h + (2t_f) \rightarrow b \geq 230 + (2 \times 12) = 254 \text{ mm}$$

On prend :

$$\begin{cases} a = 400 \text{ mm} \\ b = 400 \text{ mm} \end{cases}$$

- **Calcul de la longueur d'appui supplémentaire c**

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$A=2$$

$$B = -(b - t_w + h) = -(240 - 7,5 + 230) = -462,5 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0,5 N_{sd}}{f_{jd}} (2b t_f + 4t_f^2 + 0,5 h t_w - t_f t_w) = -1395,92 \text{ mm}^2$$

$$c = \frac{462,5 - \sqrt{(-462,5)^2 - 4 \times 2 \times 1395,92}}{4} = 3,06 \text{ mm}$$

- **Calcul de la largeur d'appui supplémentaire c**

En posant :  $t=20\text{mm}$  comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{M0}}}$$

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{M0}}} = 20 \sqrt{\frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1}} = 41 \text{ mm}$$

$$c = 41 \text{ mm} \leq (h - 2t_f)/2 = (230 - 2 \times 12)/2 = 103 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

- **Calcul de la section efficace  $A_{\text{eff}}$**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{\text{eff}} = 2(b + 2\beta)(c + \beta + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w)$$

$$A_{\text{eff}} = 2(240 + 2 \times 80)(41 + 80 + 12) + (230 - 2 \times 41 - 2 \times 12)(2 \times 41 + 7,5) = 117498 \text{ mm}^2$$

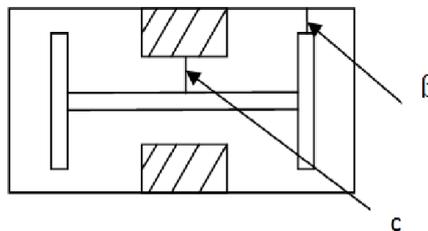


Figure VI.9 : Plaque d'assise

- **Calcul de la résistance à l'effort axial  $N_{sd}$**

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

Avec :  $N_{Rd} = A_{\text{eff}} \cdot f_{jd}$

$$N_{Rd} = 117498 \times 16,7 \times 10^{-3} = 1962,21 \text{ kN}$$

$$N_{Sd}=190,80 < N_{Rd}=1976,82\text{kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Calcul de la résistance de la Plaque d'assise au moment fléchissant**

$$M_{R.d} = \frac{t^2 f_y}{6\gamma_{M0}}$$

$$M_{R.d} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 14,24 \text{ kN}$$

- **Calcul du moment de flexion  $M_{Sd}$**

$$M_{Sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{Sd}}{A_{eff}} \rightarrow M_{Sd} = \frac{\left(\frac{41^2}{2}\right) \times 190,80}{117498} = 1,37 \text{ kN}$$

$$M_{Sd}=1,37\text{kN} < M_{R.d}=14,24 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la Résistance au Cisaillement du Scellement de la Plaque d'Assise**

$$V_{Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{Sd} = 0,2 \times 190,80 = 38,16 \text{ kN}$$

$C_{f,d}$ : Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement, une valeur de 0,2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$V_{Sd} = 27,21 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 38,16 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

### VI.2.6.3 : Calcul de l'aire de la plaque d'assise (potelet-poteau en acier sur un poteau en B.A)

Ci-dessous le tableau résumant les calculs pour un poteau en **acier sur un poteau en béton armé et un potelet sur fondation**.

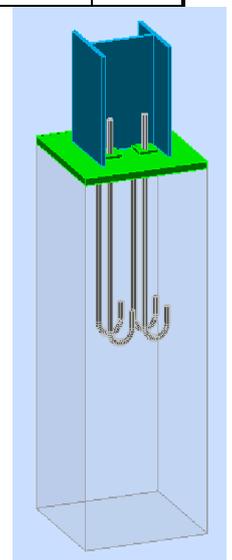
Platine	A (mm)	B (mm)	T (mm)	$N_{sd} \leq N_{Rd}$	$M_{Sd} < M_{R,d}$	$V_{Sd} \leq F_{v,Rd}$	C.V
Poteau en Acier sur Poteau en B.A.	400	400	20	$190,80 < 1976,82$	$1,37 < 14,24$	$27,21 < 38,16$	CV

Tableau VI.5 : Détail des plaques d'assises

### VI.2.6.4 : Calcul des tiges d'ancrage

Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux effets des charges de calculs. Elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des efforts de soulèvement et des moments de flexion susceptibles de se produire [CCM97].

Figure VI.10: Assemblage pied de poteaux





### VII.1 : Introduction

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement EC3.

### VII.2 : Définition

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites.

En construction métallique, les éléments à assembler peuvent être placés :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages) ;
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et système articulés).

### VII.3 : Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblage sont :

- Le boulonnage ;
- Le soudage.

On distingue deux principaux modes de fonctionnement des assemblages :

- Fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement au cisaillement.
- 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.

### VII.4 : Classification des assemblages

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- leur rigidité,
- leur résistance.

### VII.5 : Classe des 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	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VII.1 : Classe des boulons

## VII.6 : Calcul des assemblages

### VII.6.1 : L'épaisseur du gousset

Le choix qui s'est porté en avant sur les éléments principaux de la ferme est :

- Les membrures supérieures et inférieures sont de double corniers 2L100×100×10.
- Les montants de l'extrémité sont des profilés HEA240.
- Les montants sont de double cornière à ailes égales 2L70×70×7
- Les diagonales sont de double cornière à ailes égales 2L70×70×7

L'épaisseur du gousset est égale à l'épaisseur le plus grand des corniers.

Donc : l'épaisseur du gousset est égale à 10mm.

### VII.6.2 : Assemblage des éléments de la ferme

#### VII.6.2.1 : Assemblage par soudure

##### A. Etude de l'assemblage membrure inférieur gousset

- Calcul des cordons de soudure : "cornière : 2L 100×100×10"

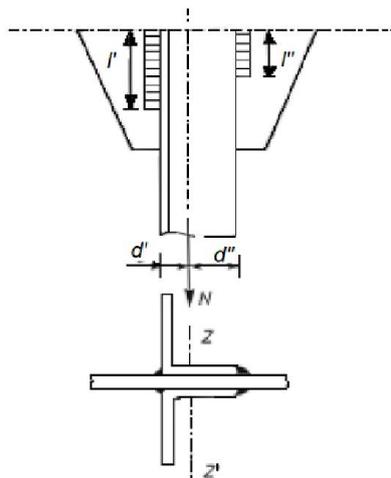


Figure VII.1 : Attache de deux cornières sur un gousset

Epaisseur gousset :  $e = 10\text{mm}$

**Acier Fe360**

$N = 494,062\text{ kN}$  sous la combinaison  $1,35G + 1,5V$  par logiciel de calcul

$t_{\max}$ : L'épaisseur de la plus grand des pièces à assemblées.

$t_{\max} = 10\text{mm}$

$t_{\min} = 7\text{mm}$

$a_{\min}$  : L'épaisseur d'un cordon de soudure.

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

$a_{\max} = 0,7 \cdot t_{\min} = 4,9\text{mm} \rightarrow a_{\min} = 5\text{mm}$ . Donc on prend  $a = 5\text{mm}$

$$d'=28,2\text{mm} \quad ; \quad d''=71,8\text{mm}$$

Il faut que le centre de gravité des cordons de soudure soit situé sur l'axe neutre des cornières ZZ'. Dans ce cas, leurs moments statiques sont égaux :  $l'd' = l''d''$ .

Par ailleurs, il faut vérifier que :

$$\sum l \geq B_w \gamma_{Ma} \frac{N\sqrt{3}}{af_u} \quad \text{Avec: } \sum l = 2(l' + l'')$$

$$l'' = l' \frac{d'}{d''} \quad \text{et } \sum l = 2l' \left(1 + \frac{d'}{d''}\right) = 2l'' \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)$$

D'où :

$$l' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{Ma} \cdot N\sqrt{3}}{2af_u \left(1 + \frac{d'}{d''}\right)} \quad \text{Et} \quad l'' \geq \frac{B_w \gamma_{ma} N\sqrt{3}}{2af_u \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)}$$

Avec :

- $B_w$  : Facteur de corrélation approprié
- $\gamma_{Ma}$  : Coefficient variable.

Nuance d'acier	F <sub>e</sub> 360	F <sub>e</sub> 430	F <sub>e</sub> 510
$B_w$	0,80	0,85	0,90
$\gamma_{Ma}$	1,25	1,30	1,35

**Tableau VII.2:** Valeur des coefficients variable selon la nuance d'acier

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot 494162\sqrt{3}}{2 \cdot 5 \cdot 360 \cdot \left(1 + \frac{28,2}{71,8}\right)} \rightarrow l' = 180 \text{ mm} \quad \text{et} \quad l'' \geq \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot 494162\sqrt{3}}{2 \cdot 5 \cdot 360 \cdot \left(1 + \frac{71,8}{28,2}\right)} \rightarrow l'' = 70 \text{ mm}$$

### B. Etude de l'assemblage membrure supérieure gousset :

- **Calcul des cordons de soudure :** "cornière : 2L100×100×10"

(Le même calcul que les membrures inférieurs)

$$a = 5\text{mm}$$

N = 195,390 kN sous la combinaison 1,35G+1,5V à partir de logiciel de calcul

$$d'=28,2\text{mm} \quad ; \quad d''=71,8\text{mm}$$

Par ailleurs, il faut vérifier que :

$$\sum l \geq B_w \cdot \gamma_{Ma} \cdot \frac{N\sqrt{3}}{af_u} \quad \text{avec } \sum l = 2(l' + l'')$$

$$l'' = l' \frac{d'}{d''} \quad \text{et } \sum l = 2l' \left(1 + \frac{d'}{d''}\right) = 2l'' \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)$$

D'où :

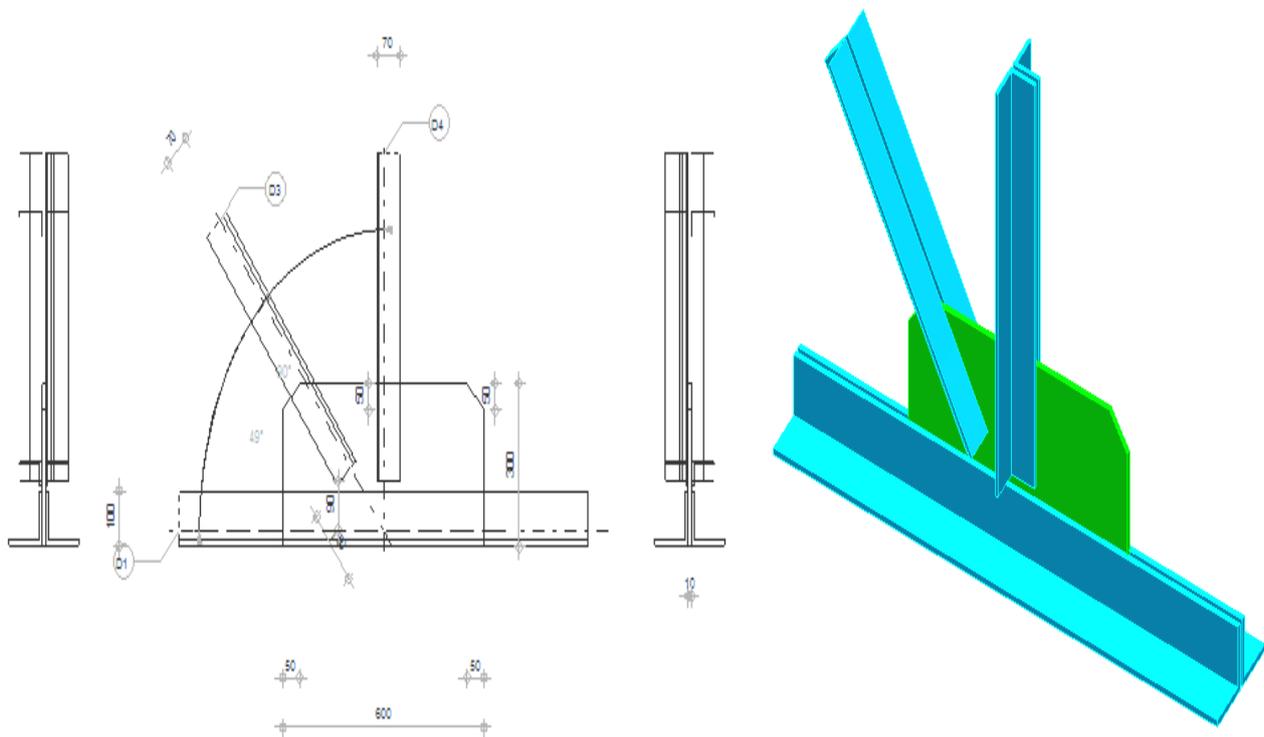
$$l' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{Ma} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d''}\right)} \quad \text{et} \quad l'' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{Ma} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)}$$

Nuance d'acier	F <sub>e</sub> 360	F <sub>e</sub> 430	F <sub>e</sub> 510
B <sub>w</sub>	0,80	0,85	0,90
γ <sub>Ma</sub>	1,25	1,30	1,35

**Tableau VII.3:** Valeurs des coefficients variables selon la nuance d'acier

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 195390 \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 \times \left(1 + \frac{28,2}{7,18}\right)} \quad l' = 70 \text{ mm} \quad \text{et} \quad l'' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 195390 \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 \times \left(1 + \frac{7,18}{28,2}\right)} \quad l'' = 30 \text{ mm}$$



**Figure VII.2:** Schéma d'assemblage membrure supérieur + inférieur - gousset 2L100×100×10"

### C. Etude de l'assemblage montant gousset

- Calcul des cordons de soudure : "cornière : "2L 70×70×7"

Epaisseur gousset : e = 10mm

N=192,28 kN sous la combinaison 1,35G+1,5Q<sub>v</sub> à partir d'un logiciel de calcul

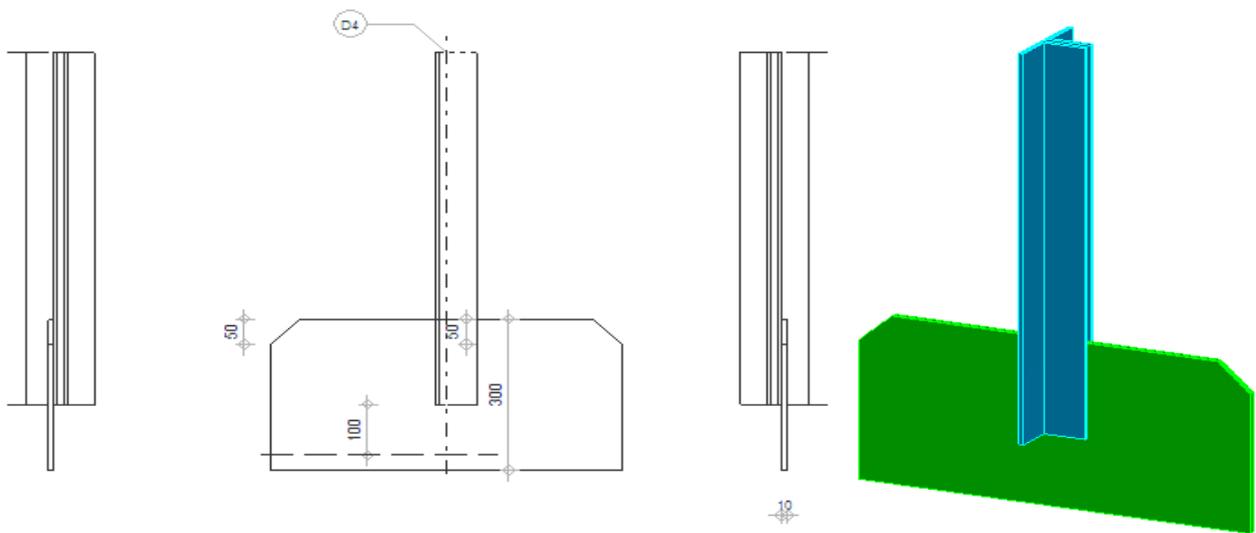
d'=19,7 mm ; d''=50,3 mm

D'où :

$$l' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{Ma} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d''}\right)} \quad \text{et} \quad l'' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{Ma} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)}$$

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 192280 \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 \times \left(1 + \frac{19,7}{50,3}\right)} \rightarrow l' = 70 \text{ mm} \quad \text{et} \quad l'' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 192280 \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 \times \left(1 + \frac{50,3}{19,7}\right)} \rightarrow l'' = 30 \text{ mm}$$



**Figure VII.3:** Schéma d'assemblage montant-gousset 2L×70×70×7

#### D. Etude de l'assemblage diagonale gousset :

- **Calcul des cordons de soudure :** cornière : "2L 70×70×7"

Epaisseur gousset :  $e = 10 \text{ mm}$

$N = -212,051 \text{ kN}$  sous la combinaison 1,35G+1,5V à partir de logiciel de calcul

$d' = 19,7 \text{ mm}$

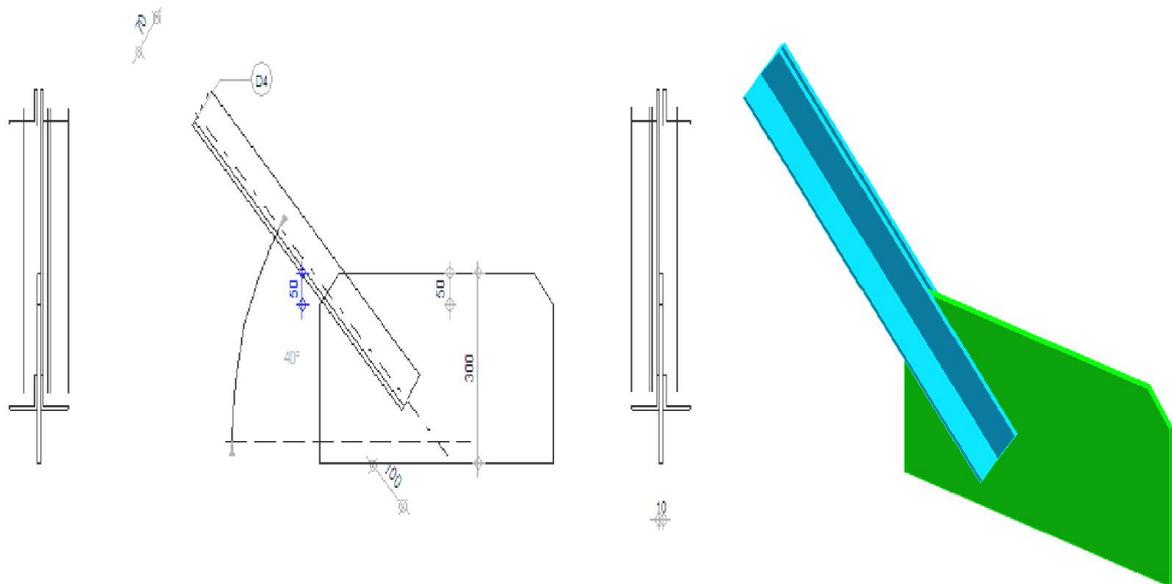
$d'' = 50,3 \text{ mm}$

D'où :

$$l' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{ma} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d''}\right)} \quad \text{Et} \quad l'' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{Ma} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)}$$

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 212051 \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 \times \left(1 + \frac{19,7}{50,3}\right)} \rightarrow l' = 80 \text{ mm} \quad \text{et} \quad l'' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 212051 \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 \times \left(1 + \frac{50,3}{19,7}\right)} \rightarrow l'' = 30 \text{ mm}$$



**Figure VII.4:** Schéma d'assemblage diagonale-gousset "2L 70×70×7"

#### VII.6.2.2 : Vérification de la soudure au cisaillement

Quelques soit la direction de l'effort  $F_{sd}$  par rapport au cordon on doit  $F_{sd} \leq F_{w,rd}$ .

Pour un cordon de gorge( $a$ )et de longueur( $l$ ) l'effort résistant de cisaillement vaut :

$$F_{w,rd} = a \times 2(l' + l'') \times F_{vw,d} \rightarrow \text{EC3}$$

$F_{vw,d}$  : résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement d'où :

$$F_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

- $F_u$  : valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées.
- $\beta_w$  : facteur de corrélation.

Donc :

$$F_{vw,d} = \frac{360}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 0,207 \text{ kN/mm}^2$$

- **Membrure inferieure**

$$F_{w,rd} = a \times 2(l' + l'') \times F_{vw,d}$$

$$F_{w,rd} = 5 \times 2(180 + 70) \times 0,207 = 517,5 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 494,162 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = 517,5 \text{ kN} > N_{sd} = 494,162 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

- **Membrure supérieure**

$$F_{w,rd} = a \times 2(l' + l'') \times F_{vw,d}$$

$$F_{w,rd} = 5 \times 2(30 + 70) \times 0,207 = 207 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = 5 \times 2 \times (70+30) \times 0,207,85 = 207 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = 207 \text{ kN} > N_{sd} = 195,39 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

- **montants**

$$F_{w,rd} = a \times 2(l' + l'') \times F_{vw,d}$$

$$F_{w,rd} = 5 \times 2 \times (70+30) \times 0,207 = 207,85 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 192,28 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = 207 \text{ kN} > N_{sd} = 192,28 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

- **diagonales**

$$F_{w,rd} = a \times 2(l' + l'') \times F_{vw,d}$$

$$F_{w,rd} = 5 \times 2 \times (80+30) \times 0,207 = 227,7 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 212,051 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = 227,7 \text{ kN} > N_{sd} = 212,051 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

Assemblages	A mm	I' mm	I'' mm	F <sub>vw,d</sub> kN	F <sub>w,rd</sub> kN	N <sub>sd</sub> kN
<b>Membrures inférieures-gousset</b>	5	180	70	0,207	517,5	494,16
<b>Membrures supérieures -gousset</b>	5	70	30	0,207	207	195,39
<b>Montants-gousset</b>	5	70	30	0,207	207	192,28
<b>Diagonales-gousset</b>	5	80	30	0,207	227,7	212,05

**Tableau VII.4 :** Résumé de l'ensemble des assemblages soudés

## VII.7 : Eclissage de la ferme

Les couvre joints ou éclissage doivent être calculés et dimensionnés pour assurer la continuité des éléments assemblés. Toute fois que cela est possible, les éléments doivent être disposés de sorte que les axes des couvre joints coïncidant avec les axes des éléments. En présence d'un excentrement, les efforts qui en résultent doivent être prise en compte.

### VII.7.1 : Assemblage membrure supérieure et inférieure gousset

#### VII.7.1.1 : Positionnement des trous pour boulons

N=546,82 KN par logiciel de calcul.

On prend des boulons type 8.8

t = max (7, 7,10 t = 10 mm => on prend un boulon de diamètre Ø16

$d_0 = \text{diamètre de trou avec } d_0 = d + 2\text{mm} \Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$

$e_1 \geq 1,2 d_0 \Rightarrow e_1 \geq 21,6 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2,2d_0 \Rightarrow p_1 \geq 39,6 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 70 \text{ mm}$

### VII.7.1.2 : Calcul du nombre des boulons

Résistance d'un boulon au cisaillement  $\longrightarrow F_{vr,d} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$

- $f_{ub}$  : Valeur de la résistance à la traction du boulon  $\rightarrow f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{mb}$  : Coefficient partiel de sécurité  $\rightarrow \gamma_{mb} = 1,25$

Donc :  $F_{vr,d} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 60,288 \text{ kN}$

$n = \frac{N}{F_{v,rd}} \Rightarrow n = \frac{546,82}{60,288} = 9,07 \Rightarrow 10 \text{ boulons avec une file de 5 boulons à chaque coté}$

### VII.7.1.3 : Vérification de la pression diamétrale

La vérification à la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

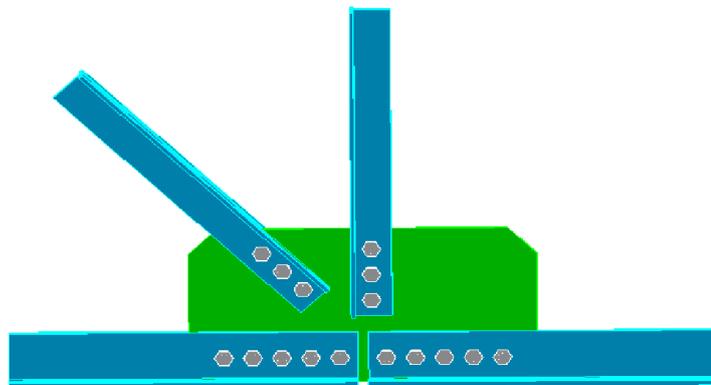
$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times a}{\gamma_{Mb}}$$

$$a = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\text{AN : } a = \min \left( \frac{30}{3 \times 18}; \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \Rightarrow a = 0,55$$

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0,55}{1,25} = 176 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 140,8 \geq F_{v,rd} = \frac{546,82}{10} = 54,68 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Figure VII.5:** Vue en 3D d'assemblage par boulons membrure supérieur +inferieur-gousset "2L100×100×10"

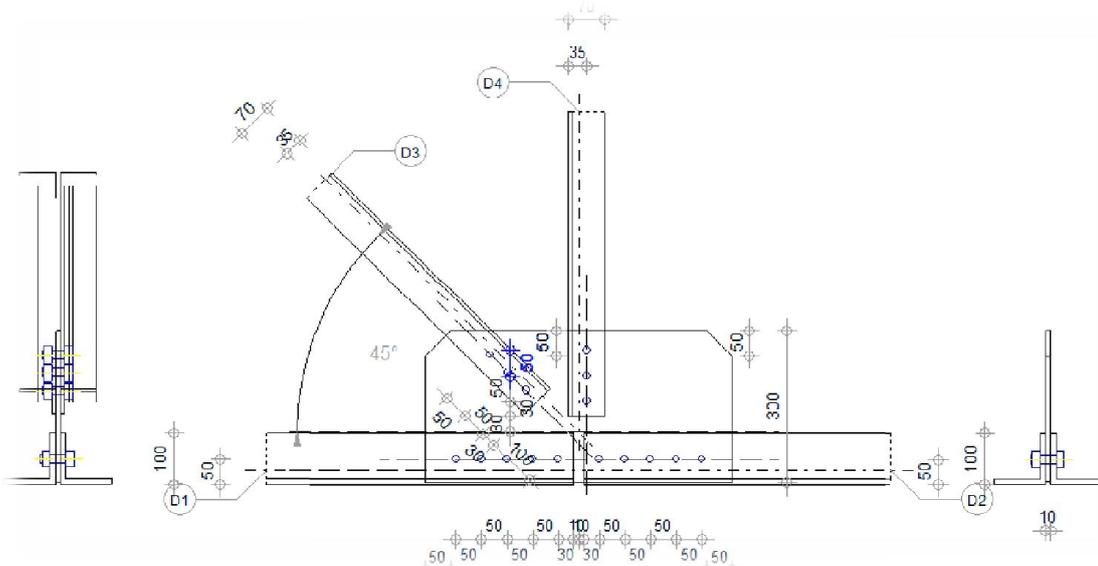


Figure VI.6: Détail d'assemblage par boulons membre supérieur + inférieur, gousset "2L100×100×10"

## VII.7.2 : Assemblage montant/gousset

### VII.7.2.1 : Positionnement des trous pour boulons

$N=176,64$  KN à partir de logiciel de calcul.

On prend des boulons type 8.8

$t = \max(7, 7, 10) \longrightarrow t = 10\text{mm} \Rightarrow$  on prend un boulon de diamètre  $\varnothing 16$

$d_0 =$  diamètre de trou avec :  $d_0 = d + 2\text{mm} \Rightarrow d_0 = 18\text{mm}$

$e_1 \geq 1,2 d_0 \Rightarrow e_1 \geq 21,6\text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30\text{ mm}$

$p_1 \geq 2,2d_0 \Rightarrow p_1 \geq 39,6\text{ mm} \Rightarrow p_1 = 50\text{ mm}$

### VII.7.2.2 : Calcul du nombre des boulons

Résistance d'un boulon au cisaillement

- $f_{ub}$  : Valeur de la résistance à la traction du boulon
- $\gamma_{Mb}$  : Coefficient partiel de sécurité

$$\begin{aligned} \rightarrow F_{v,rd} &= \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \\ \rightarrow f_{ub} &= 800\text{N/mm}^2 \\ \rightarrow \gamma_{Mb} &= 1,25 \end{aligned}$$

$$\text{Donc : } F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 60,288\text{ kN}$$

$$n = \frac{N}{F_{v,rd}} ; \quad \text{AN: } n = \frac{176,64}{60,288} = 2,92 \rightarrow \text{on prend 3 boulons avec une file}$$

### VII.7.2.3 : Vérification de la pression diamétrale

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times a}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$a = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left( \frac{30}{3 \times 18}; \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \rightarrow a = 0,55$$

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0,55}{1,25} = 140,8 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 140,8 \text{ kN} \geq F_{v,rd} = \frac{17 \ 664}{3} = 58,88 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

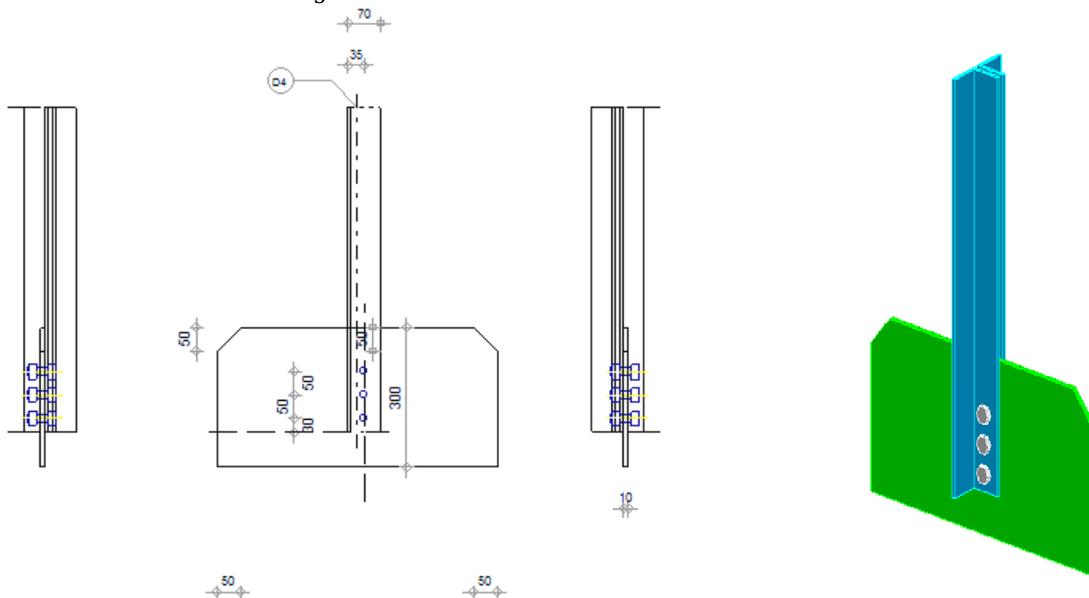


Figure VI.7: Schéma d'assemblage par boulon montant, gousset "2L×70×70×7"

### VII.7.3 : Assemblage diagonal/gousset

#### VII.7.3.1 : Positionnement des trous pour boulons

$N = -163,13 \text{ kN}$  à partir de logiciel du calcul.

On prend des boulons type 8.8

$t = \max(7, 7, 10) \rightarrow t = 10 \text{ mm} \Rightarrow$  on prend un boulon de diamètre  $\varnothing 16$

$d_0 =$  diamètre de trou avec  $d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$

$e_1 \geq 1,2 d_0 \rightarrow e_1 \geq 21,6 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2,2 d_0 \rightarrow p_1 \geq 39,6 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$

### VII.7.3.2 : Calcul du nombre des boulons

Résistance d'un boulon au cisaillement  $\longrightarrow F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$

- $f_{ub}$  : Valeur de la résistance à la traction du boulon  $\rightarrow f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{Mb}$  : Coefficient partiel de sécurité  $\rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$

$$\text{Donc : } F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 60,288 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N}{F_{v,rd}} = \frac{163,13}{60,288} = 2,70 \rightarrow \text{on prend 3 boulons avec une file}$$

### VII.7.3.3 : Vérification de la pression diamétrale

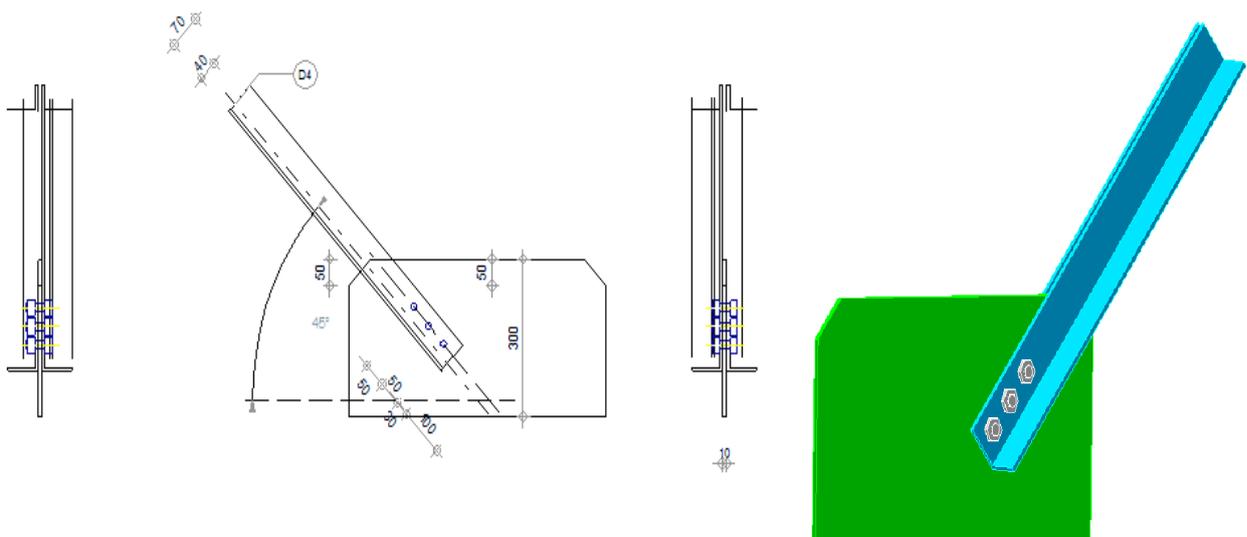
La vérification à la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times a}{\gamma_{Mb}} \text{ avec : } a = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left( \frac{30}{3.18}; \frac{50}{3.18}; -\frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \Rightarrow a = 0,55$$

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0,55}{1,25} = 140,8 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 140,800 \text{ kN} \geq F_{v,rd} = \frac{163,13}{3} = 54,376 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Figure VII.8:** Schéma d'assemblage par boulons diagonale, gousset 2L70×70×7

**VII.7.4 : Assemblage contreventement/gousset****VII.7.4.1 : Positionnement des trous pour boulons**

$N = -99.131 \text{ kN}$  à partir de logiciel du calcul

On prend des boulons type 8.8

$t = \max(7, 7, 10) \rightarrow t = 10 \text{ mm}$  → on prend un boulon de diamètre  $\varnothing 16$

$d_0 = \text{diamètre de trou}$  avec  $d_0 = d + 2 \text{ mm}$  →  $d_0 = 18 \text{ mm}$

$e_1 \geq 1,2 d_0 \rightarrow e_1 \geq 21,6 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2,2 d_0 \rightarrow p_1 \geq 39,6 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$

**VII.7.4.2 : Calcul du nombre des boulons**

Résistance d'un boulon au cisaillement →  $F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$

$f_{ub}$  : Valeur de la résistance à la traction du boulon →  $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_{mb}$  : Coefficient partiel de sécurité →  $\gamma_{mb} = 1,25$

Donc :  $F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 60,288 \text{ kN}$

$$n = \frac{N}{F_{v,rd}} = \frac{99.131}{60,288} = 1,64 \Rightarrow$$

On prend 3 boulons avec une file

**VII.7.4.3 : Vérification de la pression diamétrale**

La vérification à la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

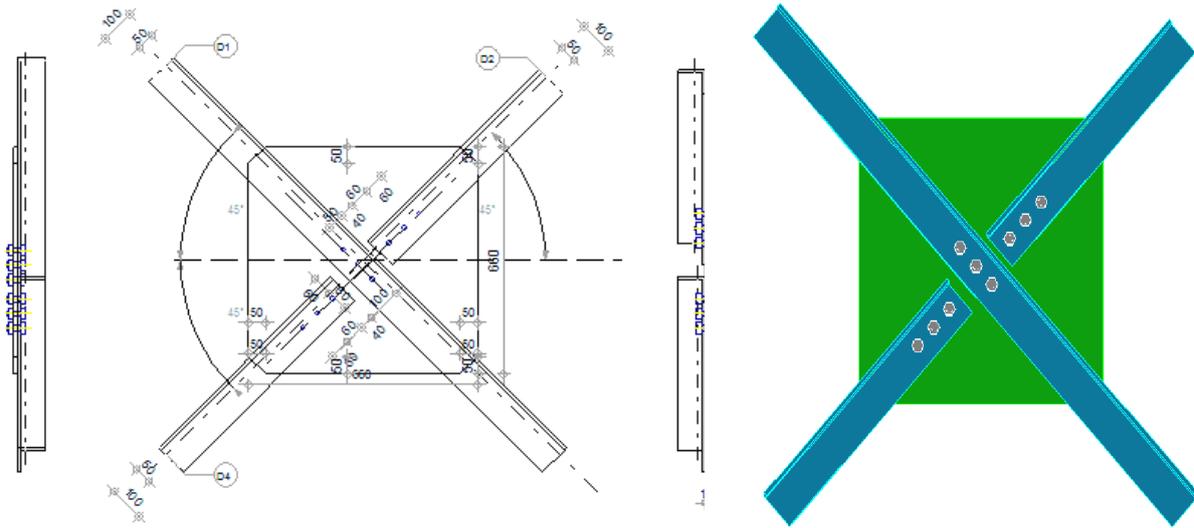
$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times a}{\gamma_{Mb}}$$

$$a = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

AN:  $a = \min\left(\frac{30}{3.18}; \frac{50}{3.18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1\right) \rightarrow a = 0,55$

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0,55}{1,25} = 140,8 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 140,800 \text{ kN} \geq F_{v,rd} = \frac{163,13}{3} = 33,043 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Figure VII.9 :** Schéma d'assemblage par boulons contreventement-gousset 2L 100×100×10

### VII.7.5 : Assemblage ciseau/gousset

#### VII.7.5.1 : Positionnement des trous pour boulons

$N = -115,51 \text{ kN}$  à partir de logiciel de calcul.

$t = \max(7, 7, 10) \rightarrow t = 10 \text{ mm} \rightarrow$  on prend un boulon de diamètre  $\varnothing 16$

$d_0 = \text{diamètre de trou}$  avec  $d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$

$e_1 \geq 1,2 d_0 \rightarrow e_1 \geq 21,6 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2,2 d_0 \rightarrow p_1 \geq 39,6 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$

#### VII.7.5.2 : Calcul du nombre des boulons

Résistance d'un boulon au cisaillement  $\rightarrow F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$

- $f_{ub}$  : Valeur de la résistance à la traction du boulon  $\rightarrow f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$
- $\gamma_{mb}$  : Coefficient partiel de sécurité  $\rightarrow \gamma_{mb} = 1,25$

Donc :  $F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 60,288 \text{ kN}$

$n = \frac{N}{F_{v,rd}} = \frac{115,51}{60,288} \rightarrow 1,915 \Rightarrow$  On prend 3 boulons avec une file

#### VII.7.5.3 : Vérification de la pression diamétrale

La vérification à la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times a}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$a = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left( \frac{30}{3.18}; \frac{50}{3.18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \rightarrow a = 0,55$$

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0,55}{1,25} = 140,8 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 140,800 \text{ kN} \geq F_{v,rd} = \frac{115,51}{3} = 38,503 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Assemblages	Boulons			Entraxes (mm)			V.P.D (KN) $F_{b,rd} \geq F_{v,rd}$ KN
	Nuance	$\phi$ mm	N°	P <sub>1</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	
Diagonales/Gousset	8.8	16	3	50	30	35	140,80 ≥ 54,376
Montons/Gousset	8.8	16	3	50	30	35	140,80 ≥ 58,88
Membrure .Inf/gousset	8.8	16	12	50	30	50	140,80 ≥ 54,68
Membrure .Sup/gousset	8.8	16	12	50	30	50	140,80 ≥ 54,68
Contreventement/Gouss et	8.8	16	3	50	30	35	140,80 ≥ 33,043
Ciseau/Gousset	8.8	16	3	50	30	35	140,800 ≥ 38,503

**Tableau VII.5 :** Comparaison des efforts axiaux et effort de cisaillement entre tous types d'assemblage

## VII.8 : Assemblage poteau-ferme

### VII.8.1 : Efforts sollicitant

$$\begin{cases} N_{sd} = 420 \text{ kN} \\ V_{sd} = 120,087 \text{ kN} \end{cases}$$

Epaisseur de la platine :  $e_p = 15 \text{ mm}$

### VII.8.2 : Détermination des nombres de boulons nécessaires

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon  $\phi 16$ ).

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_{v,rd} \leq F_{v,rd} \\ F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{v,rd} = \frac{F_{ub} \times A_s \times 0,5}{\gamma_{Mb}} = \frac{800 \times 157 \times 0,5}{1,25} = 502,40 \text{ kN} \end{cases}$$

- $F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon
- $V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical
- $F_{v,rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon
- $A_s$  : Aire de la section transversale

$$n \geq \frac{1,25 \times 193,27}{800 \times 10^{-3} \times 157 \times 0,5} \rightarrow n \geq 3,84$$

### VII.8.3 : Disposition des boulons

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 5 boulons H.R 10.9 de diamètre ( $\phi$  16).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

- $e_1 \geq 1,2 d_0$   $\rightarrow e_1 = 25 \text{ mm}$
- $e_2 \geq 1,5 d_0$   $\rightarrow e_2 = 30 \text{ mm}$
- $p_1 \geq 2,2 d_0$   $\rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$
- $p_2 \geq 3 d_0$   $\rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$

### VII.8.4 : Vérification à l'effort tranchant

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$F_{v,Sd} < F_{s,Rd}$$

- $F_{v,sd}$  : Effort tranchant d'un seul boulon

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{193,27}{5} = 38,654 \text{ kN}$$

- $F_{s,rd}$  : Résistance au glissement

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu}{\gamma_{M2}} F_p$$

- $K_s = 1$  : Coefficient de la dimension de trou de perçage
- $\mu = 0,2$  : Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées)
- $m = 2$  : nombre de surface de frottement
- $F_p = 109,9$  : Précontrainte de calcul

$$F_{s,Rd} = \frac{2 \times 1 \times 0,2}{1,25} 109,9 = 35,17 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 18,59 < F_{s,rd} = 35,17 \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

### VII.8.5 : Résistance du boulon au cisaillement

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{v,Rd} \geq N_{sd}$$

Avec :

$$\begin{cases} F_{v,Rd} = \frac{f_{ub} \cdot A_s \cdot 0,6 \cdot m \cdot n}{\gamma_{M2}} \\ N_{sd} = \frac{N_{sd}}{12} \end{cases}$$

- $m = 2$  : Nombre de section de cisaillement
- $n = 8$  : Nombre de boulon cisillés

$$F_{v,Rd} = \frac{1000 \cdot 157,0 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 8}{1,25} = 1205,76 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = \frac{190,78}{12} = 15,89 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 1205,76 \text{ kN} \geq N_{Sd} = 15,89 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

### VII.8.6 : Vérification de la pression diamétrale

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{b,Rd} \geq F_{v,sd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{f_{ub} \cdot 2,5 \cdot d \cdot t \cdot a}{\gamma_{M2}} \text{ avec : } a = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\text{AN : } a = \min \left( \frac{205}{3 \cdot 18}; \frac{100}{3 \cdot 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right) \Rightarrow a = 0,46$$

$$F_{b,Rd} = \frac{1000 \times 2,5 \times 18 \times 20 \times 0,46}{1,25} = 331,20 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 331,20 \text{ kN} > F_{v,sd} = 16,90 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

### VII.8.7 : Résistance des boulons à la traction

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{t,Rd} \geq F_{v,sd} ; \text{ D'où } F_{t,Rd} = \frac{f_{ub} \cdot A_s \cdot k_2}{\gamma_{M2}}$$

- $K_2 = 0,63$  pour des boulons à tête fraisé
- $K_2 = 0,9$  dans le cas général

$$F_{t,Rd} = \frac{1000 \cdot 157,0 \cdot 0,9}{1,25} = 113,04 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ kN} > F_{v,sd} = 18,59 \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

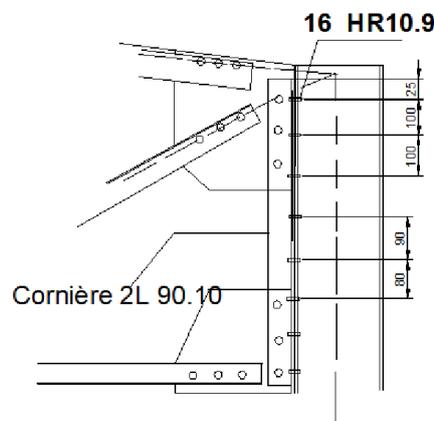


Figure VII.10 : Assemblage ferme-poteau

### VIII.1 : Définition

Les fondations d'une construction 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 leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### VIII .2 : Les types des fondations

Fondation superficielle

- Semelle isolée sous Poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

Fondation profonde (semelle sous pieux)

### VIII.3 : Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure,
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction,
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible

du sol = 0,2 MPa

### VIII.4 Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous un poteau. Les autres poteaux doivent être calculées de la même manière

#### VIII.4.1 : Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure,
- Des sollicitations dues au sol.

### VIII.4.2 : Pré dimensionnement

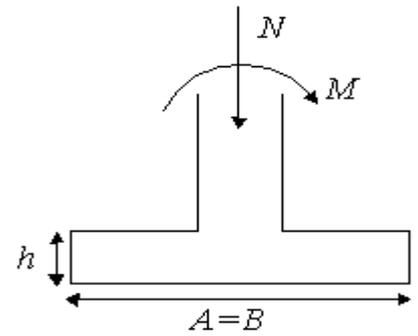
Le poteau est de  $(40 \times 40)$  cm<sup>2</sup>

Dans le cas général, on choisit les dimensions de la semelle de telle sorte qu'elle soit homothétique du poteau carré

$$a = b \rightarrow A = B$$

**Semelle carrée :  $S = A \times B$**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{aB}{b} & \text{Avec : } a = 40 \text{ cm} \\ B = \frac{Ab}{a} & \text{Avec : } b = 40 \text{ cm} \end{cases}$$



On pose :  $A = 1,5$  m

$N_{sd} = 126,94$  KN sous la combinaison à l'ELU  $1,35G + 1,5Q$  (selon l'outil de calcul utilisé)

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{s} \rightarrow \sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{A \times \frac{Ab}{a}}$$

$$\frac{N_{sd}}{A \times \frac{Ab}{a}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow \overline{\sigma_{sol}} \geq 56,41 \text{ kN/m}^2$$

C'est vérifier donc on prend  **$A = 1,5$  m**

Donc on calcule  $B$  à partir de la condition d'homothétie :

$$B = \frac{1,5 \times 0,4}{0,4} \rightarrow B = 1,5 \text{ m}$$

On prend  $A \cdot B = 2,25 \text{ m}^2 \Rightarrow A = B = 1,5$  m

#### ▪ Calcul la hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est :  $h = d + 0,05$  m avec :  $h_{\min} = 15$  cm

$$\text{Avec : } d \geq \frac{A-a}{4}$$

$$d \geq \frac{1,5 - 0,4}{4} \rightarrow d \geq 0,275 \text{ m}$$

On prend  $d = 0,35$  m

$$h = 0,35 + 0,05 = 0,40 \text{ m}$$

### VIII.5 : Vérification de la stabilité

Quel que soit le type de fondation, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

Stabilité  $\Rightarrow A \geq 6e_1$ , tel que

- $e_1$ : excentricité
- $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{17,69}{126,94} = 0,15 \text{ m}$
- $A = 1,5 \text{ m} > 6 \times 0,15 \rightarrow 1,5 > 0,9 \text{ m}$

$A > 6e_1$  condition de stabilité est vérifiée

### VIII .6 : Vérification de la contrainte

$$\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S}$$

$$\sigma_{sol} = 61,85 \text{ kN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VIII .7: Ferrailage

On applique la méthode des bielles :

#### A- l'état limite ultime ELU

$$A_{au} = \frac{N_u (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$d_a \approx d_b = d = 0,35 \text{ m}$$

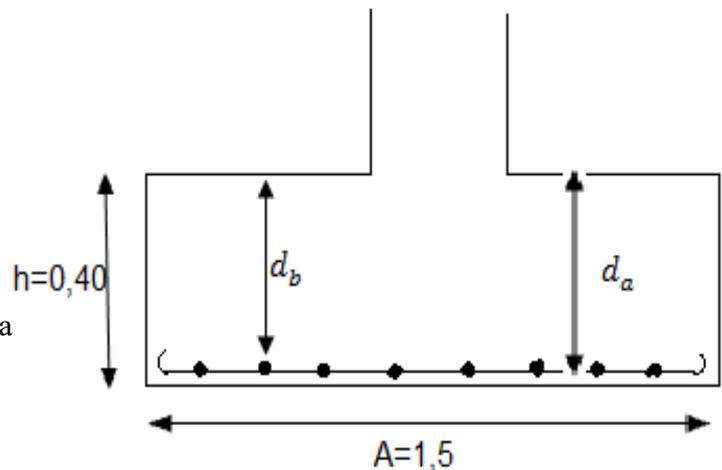


Figure VIII.1 : Coupe transversale de la semelle

▪ **Condition de non fragilité**

$$\frac{B - b}{4} \leq d_b \text{ et } d_a \leq A - a$$

$$\frac{1,5-0,4}{4} \leq 0,35 \leq 1,5 - 0,4 \rightarrow 0,275 \leq 0,35 \leq 1,1 \text{ c'est vérifier}$$

$$A_{au} = \frac{126,94 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,4)}{8 \times 0,35 \times 347,82} = 1,433 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{au} = 1,43 \text{ cm}^2$$

**B- l'état limite service ELS**

$$A_{as} = \frac{N_s (A - a)}{8 \times d_a \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$d_a \approx d_b = d = 0,35 \text{ m}$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$\frac{B - b}{4} \leq d_b \text{ et } d_a \leq A - a$$

$$\frac{1,5-0,4}{4} \leq 0,35 \leq 1,5 - 0,4 \rightarrow 0,275 \leq 0,35 \leq 1,1 \text{ c'est vérifier}$$

$$A_{as} = \frac{83,40 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,4)}{8 \times 0,35 \times 201,63} = 1,625 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{as} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_a = \max (A_{au} ; A_{as})$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal. Donc on adopte un ferrailage minimum selon le RPA 99 diamètre Ø12 avec un espacement min 15 cm et max 25 cm<sup>4</sup>.

**Calcul du nombre des barres :**

On a :

- Enrobage = 3 cm
- Espacement = 20 cm

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = 9 \text{ barres de } \phi 12$$

$$n_b = \frac{B - 2}{\text{esp}}$$

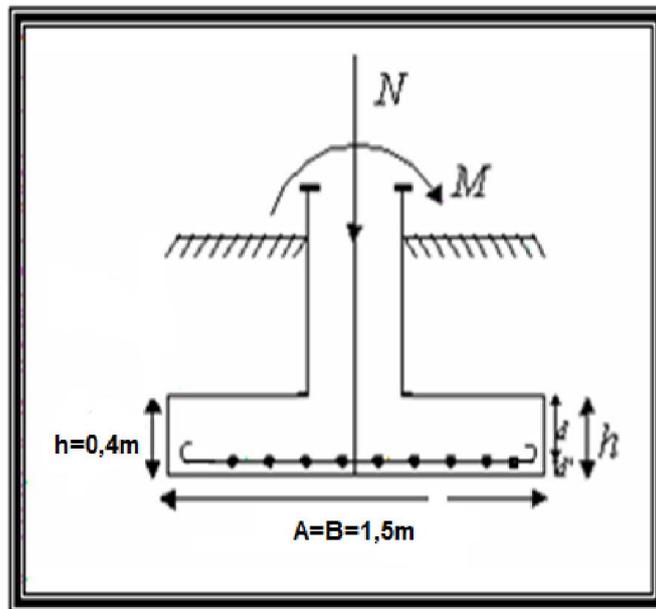
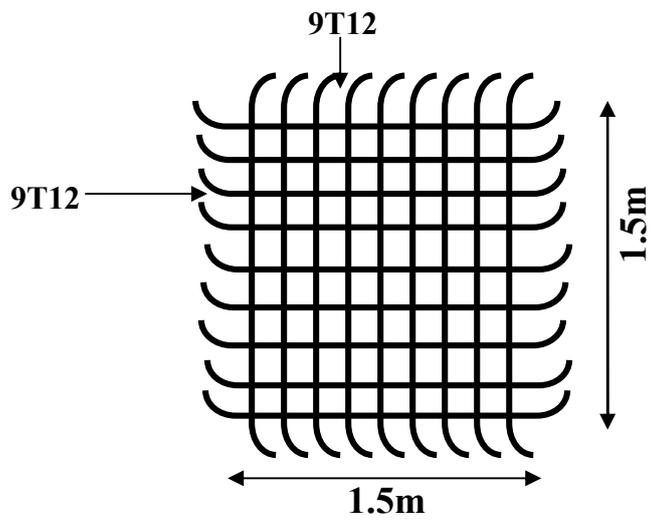
**Type d'ancrage :**

Avec:

- $\bar{\tau}_s = 0,6[(\Psi)^2 \times f_{t28}] = 0,6[1,5^2 \times 2,1] = 2,835 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow l_s = \frac{12}{4 \times}$$

Donc on utilise ce type d'ancrage : 



**Figure VIII.2 :** Vue en plan d'un croquis de ferrailage de la semelle

### IX.1 Introduction

Le calcul est analogue à celui des réservoirs parallélépipédiques, mais ici étant donné la hauteur relativement faible des parois vis-à-vis des dimensions en plan, l'assimilation des parois à des consoles encastrées dans le radier est soumise à une pression hydrostatique est généralement mieux appropriée.

Les efforts de traction horizontaux dans les parois doivent être équilibrés par des armatures calculées dans cet objectif.

En effet, lorsque le bassin est vide, les parois subissent la poussée des remblais et lorsque il est plein celles de l'eau (poussée hydrostatique). Le bassin est aussi soumis à une poussée hydrodynamique (cas d'un séisme) et de la poussée des terres simultanément (réaction du sol). La poussée de l'eau exerce des efforts de flexion sur les parois la poussée du remblai produit des efforts de même nature que ceux de l'eau, mais dans le sens inverse et d'intensité plus faible.

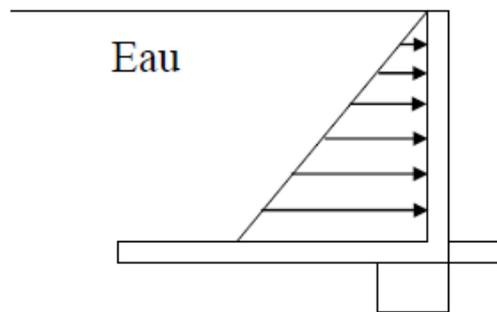


Figure IX.1 : Diagramme des forces de poussée de l'eau

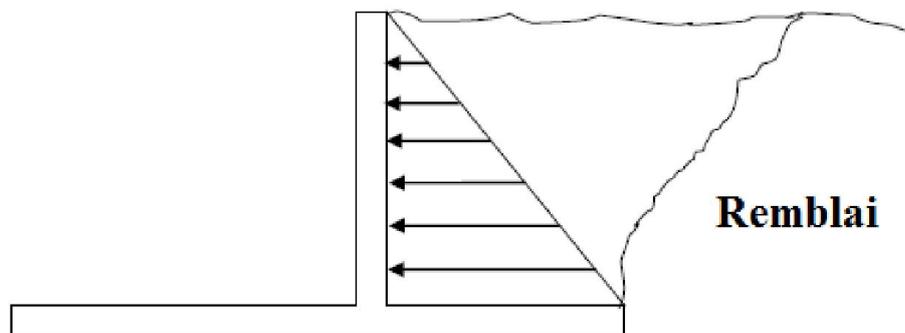


Figure IX.2 : Diagramme des poussées latérales exercées par le remblai

### IX.2 : Présentation du bassin

Le bassin est un ouvrage enterré à une profondeur de 2m, il a une capacité de 625 m<sup>3</sup> et une surface de 312,5 m<sup>2</sup> et forme rectangulaire en plan.

Il est constitué d'un radier d'une épaisseur de 25 cm, des parois verticales d'une épaisseur de 20 cm. Le radier repose sur une couche de gros béton laquelle est fondée directement sur le sol.

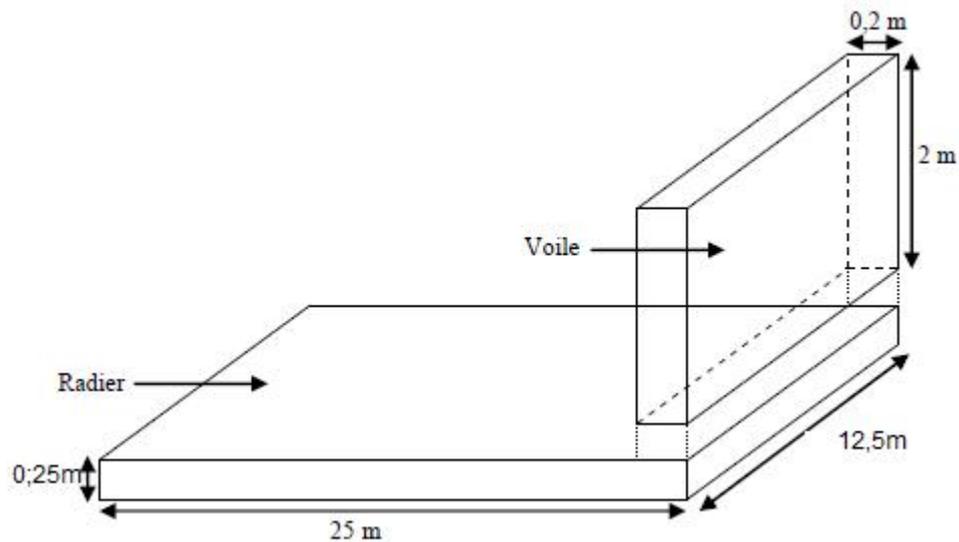


Figure IX.3 : Présentation du bassin

### IX.3 : Calcul des poussées

#### IX.3.1 : Poussées des terres ( $p_t$ )

- Les charges horizontales sont calculées à partir de la théorie de Coulomb-Rankine  
Homogénéité et isotropie du sol

Pas de frottement sol, écran  $\Rightarrow$  écran lisse

- Poussée des terres: poussée actives
- Le remblai est supposé constitué d'une seule couche
- $\gamma_{\text{sol}}$  : le poids volumique des grains solides

$$\gamma_{\text{sol}} = 20 \text{ KN/m}^3 \text{ (rapport géotechnique)}$$

- Angle de frottement  $\emptyset = 30^\circ$
- $K_a$  : coefficient de poussée des terres active  
 $K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \emptyset/2) \Rightarrow K_a = [\text{tg} (180/4 - 30/2)]^2 \Rightarrow K_a = 0,33$
- La poussée des terres active égale  $(P_t)_{\text{active}} = K_a \times P_t$

$$\text{Avec : } P_t = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot x \cdot h_i$$

$$\text{Donc } (P_t)_{\text{active}} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h$$

$$(P_t)_{\text{active}} = 0,49 \times 20 \times 2 \Rightarrow (P_t)_{\text{active}} = 19,6 \text{ KN/m}^2$$

Ces poussées des terres sont affectées sous forme d'une pression triangulaire .

$$Ax + By + Cz + D = (P_t)_{\text{active}}$$

$$\text{Avec : } Ax \text{ et } By = 0 \Rightarrow Cz + D = (P_t)_{\text{active}}$$

$$\text{Pour } z = 0\text{m} \Rightarrow D = (Pt)_{\text{active}} = 19,6$$

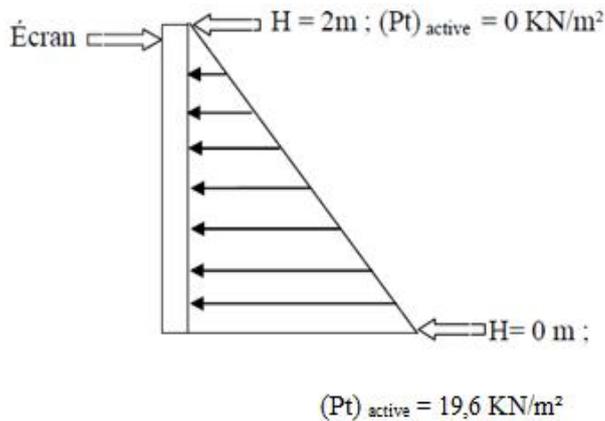
$$\text{Pour } z = 2\text{m} \Rightarrow 2C + 19,6 = 0 \Rightarrow C = - 9,8$$

Donc la fonction :  $-9,8 z + 19,6 = (Pt)_{\text{active}}$

Les valeurs max de Pt sont :

$$(Pt)_{\text{active}} = 19,6 \text{ KN/m}^2 \text{ à la base}$$

$$(Pt)_{\text{active}} = 0 \text{ KN/m}^2 \text{ à } h = 2\text{m}$$



**Figure IX.4.** Diagramme des poussées des terres (Pt)

### IX.3.2 : Poussées hydrauliques (Ph)

- Le bassin étant rempli d'eau à une hauteur  $h_{\text{max}} = 2\text{m}$
- $\gamma_w$  : Le poids volumique de l'eau =  $10 \text{ kN/m}^3$
- Les parois verticales sont soumises à une poussée hydrostatique
- La poussée hydrostatique égale :  $Ph = \gamma_w \times h$

$$\text{Donc } Ph = 10 \times 2 \Rightarrow Ph = 200 \text{ kN/m}^2$$

Ces poussées hydrostatiques sont affectées sous forme d'une pression triangulaire .

$$Ax + By + Cz + D = (Ph)$$

$$\text{Avec: } Ax \text{ et } By = 0 \Rightarrow Cz + D = (Ph)$$

$$\text{Pour } z = 0\text{m} \Rightarrow D = (Ph) = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour } z = 2\text{m} \Rightarrow 2C + 200 = 0 \Rightarrow C = - 100$$

$$\text{Donc la fonction : } -100z + 200 = (Ph)$$

Les valeurs max de Ph sont :

$$Ph = 200 \text{ kN/m}^2 \text{ à la base} \rightarrow Ph = 0 \text{ kN/m}^2 \text{ à } h = 2\text{m}$$

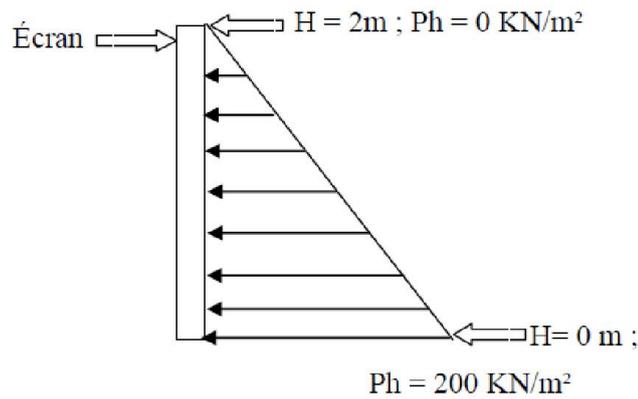


Figure IX.5. Diagramme des poussées hydrostatiques (Ph)

### IX.3.3 : Poussées hydrodynamiques (Phd)

- Le bassin étant rempli d'eau à une hauteur de 2 m
- Les parois verticales sont soumises à une dépression hydrodynamique d'après la formule de Westergaard

$$Phd = 7/8 \times \rho g \times A (h_z)^{1/2}$$

Avec:  $\rho = 10^3 \text{ kg/m}^3$  ;  $g = 10 \text{ m/s}^2$

A : coefficient d'accélération de zone

$$A = 0,15 \text{ zone I groupe d'usage 1a (RPA)}$$

$h_z$ : hauteur de l'eau = 2 m

$$\text{Donc : } Phd = 7/8 \times 100 \times 0,15 (2)^{1/2} \Rightarrow Phd = 18,56 \text{ kN/m}^2$$

- Pour simplifier l'introduction des valeurs une charge triangulaire équivalente, « poussées hydrodynamiques » est affectées sous forme d'une pression triangulaire .

$$Ax + By + Cz + D = (Phd)$$

Avec :  $Ax$  et  $By = 0 \Rightarrow Cz + D = (Phd)$

$$\text{Pour } z = 0 \text{ m} \Rightarrow D = (Ph) = 18,56$$

$$\text{Pour } z = 2 \text{ m} \Rightarrow 2C + 18,56 = 0 \Rightarrow C = - 9,28$$

$$\text{Donc la fonction : } - 9,28z + 18,56 = (Phd)$$

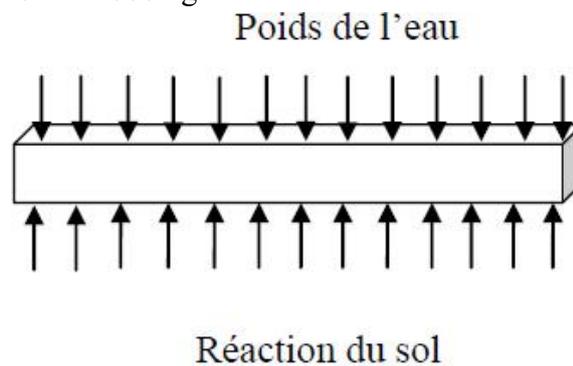
Les valeurs max de Phd sont :

$$Phd = 18,56 \text{ kN/m}^2 \text{ à la base}$$

$$Phd = 0 \text{ kN/m}^2 \text{ à } h = 2 \text{ m}$$

**IX.3.4 : Modélisation**

- La structure est modélisée par un modèle détaillé en élément plaque (Shells) liés par des nœuds (joint).
  - Modélisation du sol avec les éléments ressort (spring éléments)
- a) Détermination du coefficient de réaction du sol : (k)  
 k : coefficient de réaction du sol  
 Pour  $\bar{\sigma}_{adm} = 200 \text{ kN/m}^2$  on a  $\Rightarrow k = 40000 \text{ kN/m}^3$
- b) Calcul du poids de l'eau (p)  
 $P = \rho \times h \Rightarrow 10^3 \times 2 \Rightarrow P = 2000 \text{ kg/m}^2$



**Figure IX.6.** Réaction du sol sous l'effet du au poids de l'eau

Combinaisons d'action:

ELU : 1,35 (G+ poids de l'eau + sol)

ELS : G + poids de l'eau + sol

Les surcharges d'exploitation sont négligées.

**IX.4 : Dimensionnement des éléments****a) Coffrage des voiles :**

Après la modélisation du bassin avec une épaisseur des voiles égale à 0,20m (estimée) on remarque que le déplacement maximal égal  $\delta = 0,00685 \text{ m}$  donc l'épaisseur adopté est de 200 mm.

**b) Coffrage du radier :**

Après la modélisation du avec une épaisseur des voiles égale à 0,25m (estimée) on remarque que le déplacement maximal égal  $\delta = 0,0069 \text{ m}$  donc l'épaisseur adopté est de 250 mm et considérée comme une dalle encastrée.

- **Vérification de la contrainte**

$$\sigma_{\text{cal}} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad \text{avec } \sigma_{\text{cal}} = \frac{\text{poids total}}{\text{surface}}$$

Poids total = poids propre du bassin + poids de l'eau

Avec :

- La masse volumique du béton égale à 25 kN/m<sup>3</sup>
- La masse volumique de l'eau égale à 10<sup>3</sup> kN/m<sup>3</sup>

Poids propre du bassin = la masse volumique x le volume (radier + 4 voiles)

$$\text{Poids propre du bassin} = 25 \times [(12,5 \times 25 \times 0,25) + (2 \times 12,5 \times 2 \times 0,2) + (2 \times 25 \times 2 \times 0,2)] = 2703,13 \text{ KN}$$

Le poids de l'eau = la masse volumique x le volume

Avec :

$$\text{Poids de l'eau} = 10^3 \times 625 = 625000 \text{ L} = 6250 \text{ kN}$$

$$\text{Donc le poids total} = 2703,13 + 6250 = 8953,13 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{cal}} = 8953,13 / 500 \Rightarrow \sigma_{\text{cal}} = 17,90 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### IX.5 : Calcul du ferrailage

À partir du logiciel, les moments max sont :

$$M_{\text{max}} = 11,86 \text{ kNm selon l'axe x}$$

$$M_{\text{max}} = 11,89 \text{ kNm selon l'axe y}$$

#### a) Ferrailage du radier

$$A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_{\text{st}} \cdot z} \quad \text{avec } z = 0,9 \times 0,25 \Rightarrow z = 0,225 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_{\text{st}} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{\text{st}} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{0,01186}{347,82 \times 0,36} \Rightarrow A_{\text{st}} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Puisque le moment est petit cela induit à des sections très petites cependant le RPA 99 version 2003 adopte un ferrailage minimum

- Ferrailage adopté :

Les armatures longitudinales et transversales sont en 2 nappes de T12 avec un espacement de 15 cm.

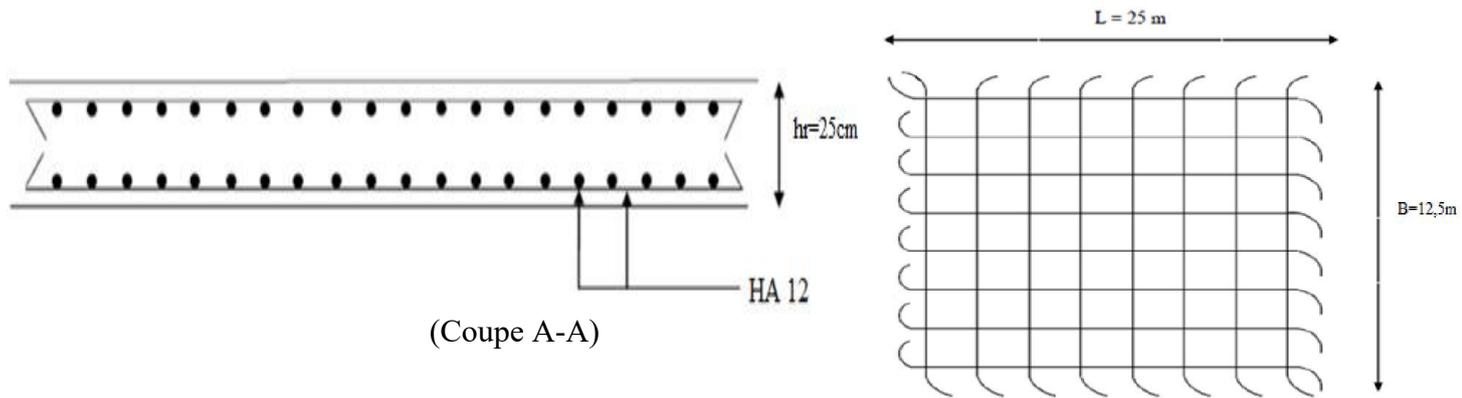


Figure IX.7. Disposition des armatures de radier

## b) Ferrailage du voile :

$$A_{st} = \frac{M_{\max}}{\sigma_{st} \cdot z} \quad \text{avec } z = 0,9 \times 0,2 \Rightarrow z = 0,18 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,01189}{347,82 \times 0,18} \Rightarrow A_{st} = 1,90 \text{ cm}^2$$

Puisque le moment est petit cela induit à des sections très petites cependant le RPA 99 version 2003 adopte un ferrailage minimum

## • Ferrailage adopté :

Les armatures longitudinales et transversales sont en 2 nappes de T12 avec un espacement de 15 cm.

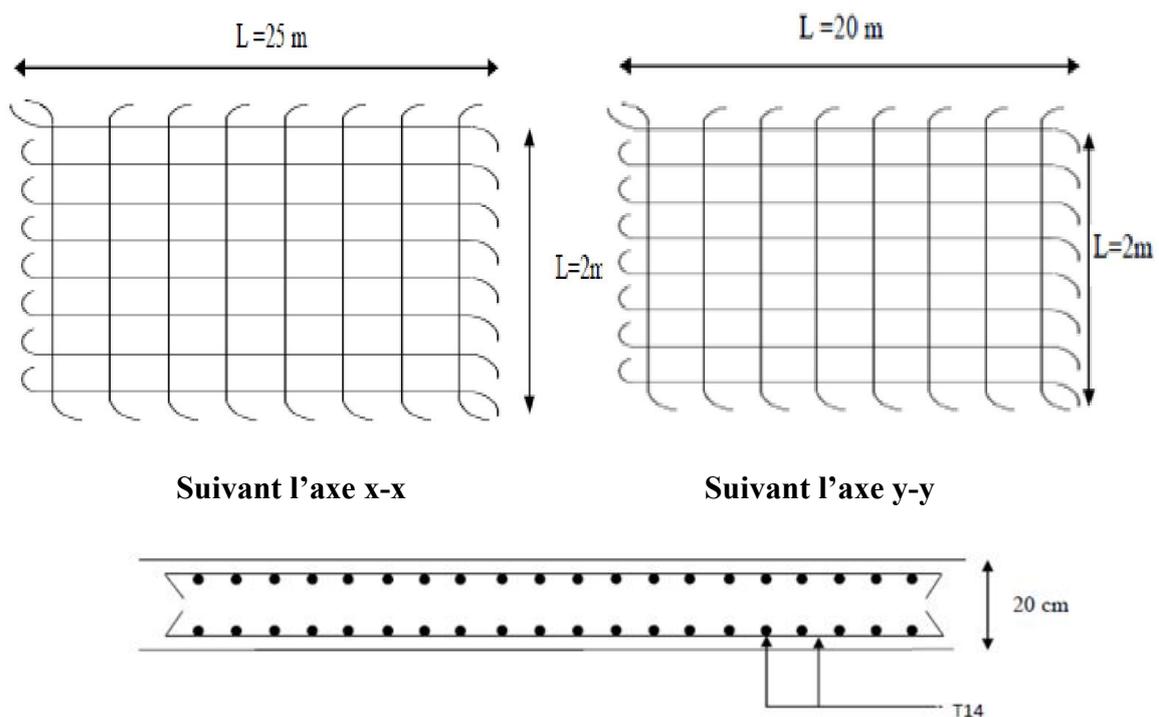


Figure IX.8. Disposition des armatures du voile