

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  
Option : Construction Métallique.

**Thème :**

**ETUDE D'UNE PISCINE SEMI-OLYMPIQUE  
A GHAZAWOUT (TLEMCEN)**

**Présenté le 20 Octobre 2012 par :**

FODIL Mohammed Djelel

BEDJAOUI Mohammed Yassine

**Devant le Jury composé de :**

Dr. BOUMECHRA. N  
Mr. BABAHAMED. S  
Mme. BENADLA. Z  
Dr. OUISSI. M.N  
Mr. CHERIF. Z.E.A

Président  
Examineur  
Examinatrice  
Encadrant  
Encadrant

# Dédicaces

Je dédie cet événement marquant de ma vie à :

- ♥ La mémoire de mon père disparu trop tôt. J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !
- ♥ A ma très chère mère, pour toutes ses années d'efforts et de sacrifices. Pour son dévouement sans faille, ses conseils, ses sacrifices consentis et ses prières pour la réussite de ses enfants que Dieu puisse m'aider à l'honorer, la servir et la combler.
- ♥ A tous les autres membres de ma famille, plus particulièrement à mon grand frère et à ma petite sœur.
- ♥ A toute les familles FODIL, ACHOUR TABET et BEN OUSMANE.
- ♥ A mon deuxième frère et mon binôme Yassine, a ses parents et a sa grand-mère ainsi qu'a toute sa famille que je remercie vivement.
- ♥ A mes distingués amis qui m'ont apporté leur affection, amitié, compréhension et appui. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon affection. Ainsi qu'a toute les personnes que je connais de près ou de loin et que j'ai oublié de les citer.
- ♥ A mon frère et chère regretté SAADOUN Oussama que dieu béni son âme.
- ♥ A toute la promotion du master « construction métallique » 2011-2012.

FODIL. M.D

# Dédicaces

Je dédie cet événement marquant de ma vie à

- ♥ Mes parents, tant pour leur soutien moral que matériel, sans qui l'aboutissement de cette thèse aurait été compromise et que dieu les récompense pour tous leurs bienfaits.
- ♥ A ma chère grand-mère
- ♥ A tous les autres membres de ma famille, plus particulièrement à ma grande sœur Aida et à mon petit frère Abdelkrim ainsi qu'à tous mes oncles, tantes, cousins et cousines surtout Niama et Neila
- ♥ A toute la famille BEDJAOUI, TALEB BEN DIAB, BENSID et BENAMAR.
- ♥ A mes distingués amis qui m'ont apporté leur affection, amitié, compréhension et appui. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon affection. Ainsi qu'à toutes les personnes que je connais de près ou de loin et que j'ai oublié de citer.
- ♥ A mon binôme et meilleur ami Djalel, et à sa famille, surtout sa mère que je remercie vivement ainsi à son père que dieu bénisse son âme.
- ♥ Il serait ingrat de ne pas songer à notre défunt ami SAADOUN Oussama que dieu bénisse son âme.
- ♥ A toute la promotion « construction métallique »

BEDJAOUI.M.Y

# Remerciement

Nous tournons nos premières pensées à Dieu que nous le remercions, le tout puissant, le miséricordieux, qui nous a donné l'opportunité de mener à bien ce travail.

C'est avec un grand plaisir que nous adressons nos sincères remerciements à l'égard de nos encadreurs le DR OUISSI. M.N et Mr CHERIFZ.E.A pour avoir largement contribué à leurs formations et leurs avoir faites profiter de leurs grandes expériences et avoir partagé le fruit de leurs connaissances durant notre travail. Nous remercions aussi Mr BABAHAMED. S et Mme BENADLA. Z pour leurs remarques pertinentes qui nous ont permis de mener à bien ce projet.

Nos remerciements vont également au DR.N.BOUMECHRA qui a eu l'amabilité de discuter avec nous certains points clés, ses remarques pertinentes nous ont amené à reconsidérer notre position et réviser bien des points. Nous le remercions aussi pour sa disponibilité chaque fois qu'elle ait été sollicitée.

Nous réservons une pensée spéciale à tous les enseignants du département de génie civil de la faculté de Tlemcen Abou-BekrBelkaid qui ont su nous donner une formation didactique et appréciable durant tout notre cursus.

Je ne terminerai pas sans avoir exprimé des remerciements à Mr HADJ ALLEL. Et envers toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Pour réaliser ce travail, plusieurs personnes nous ont assistés, chacune de sa manière. Il est opportun, à cette page, de leur réitérer nos remerciements.



## Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à faire la conception et le dimensionnement d'une piscine semi-olympique située à Ghazawet (Tlemcen). Cette dernière se présente en des blocs différents dans le type ; les premiers sont en béton armé, le dernier est en construction métallique stabilisé par des contreventements distincts, le tous est couvert par une toiture en charpente métallique.

Durant le long de notre étude, nous avons put passer par plusieurs étapes : la descente de charge, le calcul des effets climatiques obtenus selon le règlement RNV 99, afin de pouvoir faire un dimensionnement des différents éléments et leurs assemblages selon les règles CCM 97 concernant la charpente métallique, ainsi nous avons utilisé le BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 pour le calcul et le ferrailage des éléments en béton armé à l'aide du logiciel SAP 2000.

## ملخص

مشروع نهائية دراستنا قام على أساس تصميم و قياس ابعاد مسبح شبه اولمبي يقع بغزوات (تلمسان). هذا الأخير يتكون أجنحة مختلفة من ناحية النوع الأوائل من الخرسانة المسلحة و الأخير ببناء معدني مدعم بمضادات للرياح متنوعة الكل مغطى بهيكل معدني.

على مدى دراستنا لمشروعنا تمكنا من اجتياز عدة مراحل: تقييم الأثقال. حساب تأثيرات المناخ المحصل عليها من قواعد الثلج و الرياح 99. لأجل التمكن من قياس مختلف العناصر و كيف تركيبها ببعضها البعض على أساس التصميم و القياس للمنشآت المعدنية 97 كذلك استخدمنا قواعد الاسمنت المسلح في الحالات 91 المحدودة و القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003 للحساب والتدعيمات بالحديد المركب لمختلف العناصر المكونة من الاسمنت المسلحة بمساعدة حبكة إعلامية. (SAP 2000)

## Abstract

Our final study project consist the conception and size of semi Olympic swimming pool. It is situated in Ghazawet (Tlemcen). This last is shown by different blocs, the first is in reinforced concrete and the last is a metallic structure; it is establishes by different outside shutters, all these are covered by a metallic frame roof.

During our study, we have passed by many steps; descent of charge, the result of climatic calculus obtained according to the RNV 99, rule to be able to make a size of different elements and their gatherings according to the rules CCM 97 concerning the metallic frame, so that we have used the BAEL 91 and the RPA 99 for the calculus of the elements in reinforced concrete by the helps of SAP 2000.

# TABLE DES MATIERS

Dédicaces	
Dédicaces	
Remerciements	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
INTRODUCTION.....	16
I GENERALITES	
I.1Présentation du projet.....	17
I.2 Données géométriques de l'ouvrage .....	17
I.3Localisation et données concernant le site .....	18
I.4 Règlements utilisés.....	19
I.4.1 Acier .....	20
I.4.2 Béton .....	20
II CONCEPTION DE L'OUVRAGE	
II.1Conception architecturale .....	22
II.2 Conception structurale .....	23
II.2.1 La structure en béton .....	23
II.2.1.1 Structure horizontale .....	23
II.2.1.2 Structure verticales .....	23
II.2.2 La structure en charpente métallique. ....	23
II.2.2.1 Toiture métallique.....	23
IIIDESCENTES DE CHARGES	
III.1 Charges permanentes et surcharges d'exploitations.....	24
III.1.1 RDC .....	24
III.1.2 Plancher terrasse .....	24

III.1.3 Plancher étage courant.....	25
III.1.4 Plancher 2 <sup>ème</sup> niveau .....	25
III.1.5 Palier d'escalier .....	25
III.1.6 Volée d'escalier .....	26
III.1.7 Toiture .....	26
III.1.8 Cloisons extérieurs .....	26

#### IV ETUDES CLIMATIQUES

IV.1 Neige.....	27
IV.1.1 Introduction.....	27
IV.1.2 Calcul des charges de la neige .....	27
IV.2 Effets du vent .....	28
IV.2.1 Introduction .....	28
IV.2.2 Données relatives au site .....	28
IV.2.3 Force résultante du vent .....	28
IV.2.4 Calcul de la pression due au vent .....	30
IV.2.4.1 Détermination du coefficient dynamique $C_d$ .....	30
IV.2.4.2 Détermination du $W(z_j)$ .....	30
IV.2.5 Forces de frottement .....	36
IV.2.5.1 La force de frottement $F_{fr}$ .....	37

#### V PRE DIMENSIONNEMENT

V.1 Pré dimensionnement des poteaux.....	40
V.1.1 Pré dimensionnement .....	40
VI.1.1.1 Section réduite .....	41
V.1.2 Vérification du poteau au flambement .....	41
V.1.2.1 Calcul de moment d'inertie .....	41
V.1.2.2 Calcul de l'élancement.....	42
V.2 Pré dimensionnement des poutres .....	42
V.2.1 Pré dimensionnement.....	42
V.2.1.1 Les poutres principales.....	42

V.2.1.2 Les poutres secondaires.....	43
V.3 Les planchers.....	43
V.3.1 Les poutrelles.....	43
VI ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES	
VI.1 Chéneaux et descente des eaux pluviales .....	45
VI.1.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau .....	45
VI.2 Matériaux de couverture .....	46
VI.2.1 Caractéristiques physiques .....	46
VI.3 Panne de couverture .....	47
VI.3.1 Espacement entre pannes .....	47
VI.3.1.1 Détermination des actions pour 1 ml de la couverture .....	47
VI.3.1.2 Espacement maximum à l'E.L.U .....	49
VI.3.1.3 Espacement maximum à l'E.L.S.....	50
VI.3.2 Dimensionnement des pannes.....	51
VI.3.2.1 Détermination des sollicitations.....	51
VI.3.2.2 Dimensionnement de la panne.....	51
VI.3.2.3 Choix de profil .....	52
VI.3.3 Les liernes des pannes .....	56
VI.3.3.1 Dimensionnement des liernes des pannes .....	56
VI.3.4 Calcul de l'échantignolle.....	58
VI.3.4.1 Efforts sollicitant à l'E.L.U .....	58
VI.3.4.2 Module de résistance de l'échantignolle.....	59
VI.3.4.3 Epaisseur de l'échantignole « t ».....	59
VI.3.4.4 Boulon d'attache .....	59
VII ETUDES SISMIQUES	
VII.1 Méthode spectrale.....	69
VII.1.1 Principe de la méthode .....	69

VII.1.2	Le calcul .....	70
VII.1.2.1	Spectre de réponse de calcul .....	70
VII.1.3	Modélisation .....	72
VII.1.4	Vérification de la structure.....	72
VII.1.4.1	Vérification de la période fondamentale de la structure.....	72
VII.1.5	Calcul de la force sismique.....	73
VII.1.5.1	Bloc A.....	73
VII.1.5.2	Bloc B.....	75
VII.1.5.3	Bloc C.....	75
VII.1.5.4	Bloc D.....	76
<b>VIII ETUDES DES PLANCHER</b>		
VIII.1	Combinaisons de charges.....	78
VIII.2	Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant .....	79
VIII.2.1	E.L.U .....	79
VIII.2.1.1	Calcul de $M_1$ et $A_1$ .....	80
VIII.2.1.2	Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant.....	80
VIII.2.2	E.L.S .....	82
VIII.2.2.1	Calcul de $M_1$ et $A_1$ .....	82
VIII.2.2.2	Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant.....	83
VIII.2.3	Les diagrammes .....	85
VIII.2.3.1	ELU .....	85
VIII.2.3.2	ELS .....	86
VIII.2.4	Récapitulation des moments et efforts tranchants max .....	86
VIII.3	Détermination du ferrailage.....	87
VIII.3.1	ELU.....	87
VIII.3.1.1	En travée .....	87
VIII.3.1.2	En appuis .....	88
VIII.3.2	ELS.....	89
VIII.3.2.1	Vérification au cisaillement.....	89
VIII.3.2.2	Calcul des armatures transversales .....	90

## IX ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

IX.1 Etudes des poteaux-poutres en béton armé.....	91
IX.1.1 Etude des poutres.....	91
IX.1.1.1 ELU.....	91
IX.1.1.2 ELS.....	93
IX.1.1.3 Calcul des armatures transversales .....	94
IX.1.1.4 Calcul d'espacement des cadres .....	94
IX.1.2 Etude des poutres secondaires .....	94
IX.1.3 Tableau récapitulatif .....	94
IX.1.4 Etude des poteaux .....	94
IX.1.4.1 ELU.....	95
IX.1.4.2 ELS.....	96
IX.2 Etudes des poteaux-poutres métalliques.....	97
IX.2.1 Etudes des poutres .....	97
IX.2.1.1 Choix du profilé .....	97
IX.2.1.2 Condition de flèche.....	98
IX.2.1.3 Classe de la section transversale .....	98
IX.2.1.4 Condition de cisaillement .....	98
IX.2.1.5 Vérification au déversement .....	98
IX.2.2 Etudes des poteaux .....	99
IX.2.2.1 Classe de la section transversale .....	100
IX.2.2.2 Vérification de flambement .....	100
IX.3 Contreventement .....	102
IX.3.1 Efforts axial de traction .....	103
IX.3.1.1. Résistance plastique de calcul de section brute .....	103

IX.3.1.2 Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations .....	103
IX.3.1.3 Vérification .....	103
IX.4 Ferme.....	104
IX.4.1 Détermination des efforts par la méthode des nœuds.....	104
IX.4.2 Les éléments comprimés.....	108
IX.4.2.1 Condition de flèche.....	108
IX.4.2.2 Classe de la section transversale .....	108
IX.4.2.3 Vérification de flambement.....	108
IX.4.2.4 Efforts axial de traction .....	109
<b>XASSEMBLAGES</b>	
X.1 Assemblage « Poutre – Poteau ».....	114
X .1.1 Efforts sollicitant.....	114
X.1.2 Soudure de la platine.....	114
X.1.3 Disposition constructives.....	114
X .1.3.1 Pince longitudinale.....	114
X .1.3.1 Pince transversale.....	114
X .1.4 Calcul des boulons sollicités en traction.....	115
X .1.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement.....	115
X .1.6 Vérification de la pression diamétrale.....	115
X .2 Assemblage « barres de ferme ».....	115
X .2.1 Efforts sollicitant.....	115
X .2.2 Soudure de la platine.....	115
X .2.3 Disposition constructives.....	116
X .2.3.1 Pince longitudinale.....	116
X .2.3.1 Pince transversale.....	116
X .2.4 Calcul des boulons sollicités au cisaillement.....	116

X .2.5	Vérification de la pression diamétrale.....	116
<b>XI ETUDES DES ANCRAGES ET DES FONDATIONS</b>		
<b>XI.1 ETUDES DES ANCRAGES</b>		
XI.1.1	Calcul de la jonction charpente-béton « bloc A. B. C ».....	117
XI.1.1.1	Détermination des dimensions de la platine .....	117
XI.1.1.2	Caractéristique des tiges.....	117
XI.1.1.3	Positionnement de la tige .....	118
XI.1.1.4	Vérification de la contrainte de compression du béton.....	119
XI.1.1.5	Vérification des goujons à la traction .....	119
XI.1.1.6	Calcul de l'épaisseur de la platine .....	119
X.1.2	Calcul des pieds de poteaux « bloc D ».....	119
X.1.2.1	Dimensionnement de la plaque d'appuis.....	119
XI.1.2.2	vérification des tiges d'ancrage.....	120
XI.1.2.3	Condition d'équilibre du B.A.EL.....	120
XI.2	Etude des semelles des « bloc A, B, C ».....	122
XI.2.1	Semelle Intermédiaire.....	122
XI.2.1.1	Pré dimensionnement .....	122
XI.2.1.2	Détermination du ferrailage .....	124
XI.2.1.3	Vérification de la stabilité au renversement .....	124
XI.2.1.4	Détermination de la hauteur du patin « e » .....	124
XI.2.1.5	Espacement .....	124
XI.2.2	Etude de la semelle centrale .....	125
XI.2.3	Etude de la semelle d'angle .....	125
XI.3	Etude des semelles du « bloc D ».....	126
XI.3.1	Charges à prendre en considération.....	126
XI.3.2	Dimensionnement des semelles.....	126
XI.3.3	Vérification de la stabilité.....	126



XI.3.4 Calcul du ferrailage.....	126
XI.4 Etudes des longrines .....	127
XI.4.1 Dimensionnement des longrines.....	127
XI.4.2 Calcul de ferrailage.....	127
XI.4.2.1 E.L.U .....	127
XI.4.2.2 E.L.S .....	127
XI.4.2.3 Condition de non fragilité.....	127
XI.4.2.4 Calcul des armatures transversales.....	128
XI.4.2.5 Calcul d'espacement des cadres .....	128

## XII PROTECTION ET S2CURITE

XII.1 Corrosion.....	129
XII.1.1 Introduction .....	129
XII.1.2 La protection contre la corrosion.....	129
XII.1.2.1 Réaliser une protection physique.....	129
XII.2 Resistance au feu.....	129
XII.2.1 Eléments nécessaires au départ d'un incendie.....	129
XII.2.2 Comment fonctionne la peinture ignifuge?.....	130
XII.2.2.1 Composants.....	130
XII.2.3 Effets de la peinture ignifuge.....	130
XII.2.4 Mise en œuvre .....	130
CONCLUSION .....	131

# LISTE DES FIGURES

<b>FigI.1</b> : Vue en perspective de la piscine.....	17
<b>Fig I.2</b> : Localisation du projet.....	18
<b>Fig. II.1.</b> Vue en 3D da la piscine semi-olympique.....	22
<b>Fig.II.2</b> Vue en perspective du plancher.....	23
<b>Fig. IV.1.</b> Force résultante R.....	28
<b>Fig.IV.2</b> Répartition de la pression dynamique.....	32
<b>Fig.IV.3</b> Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du $V_{1(AB)}$ .....	38
<b>Fig.IV.4</b> Répartition des pressions sur les parois verticales Direction du vent $V_{3(CD)}$ (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).....	38
<b>Fig.IV.5</b> Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent $V_{3(CD)}$ .....	39
<b>Fig.IV.6</b> Répartition des pressions sur les parois verticales Direction du vent $V_{2(BC)}$ et $V_{4(AD)}$ (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).....	39
<b>Fig.IV.7</b> Répartition des pressions sur les parois verticales Direction du vent $V_{2(BC)}$ et $V_{4(AD)}$ (2 <sup>ème</sup> étage).....	39
<b>Fig.IV.8</b> Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent $0^\circ$ .....	39
<b>Fig.IV.9</b> Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent $180^\circ$ .....	39
<b>Fig.IV.10</b> Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent $90^\circ$ et $270^\circ$ .....	39
<b>Fig VI.1.</b> la coupe de la poutrelle.....	43
<b>Fig V.1</b> chéneau d'eau.....	45
<b>Fig V.2</b> Coupe transversale du chéneau.....	45
<b>Fig V.3</b> Moignon cylindrique.....	45
<b>Fig V.4</b> Tôle nervurée.....	47
<b>FigVI.5</b> Cas de charge permanente.....	47
<b>Fig VI.6</b> Cas de charge de neige.....	48
<b>Fig VI.7</b> Cas de l'effet du vent .....	49
<b>Fig.VI.8</b> Dimensions Profilé IPE.....	52

<b>Fig VI.9</b> Coupe transversale des liernes.....	56
<b>Fig VI.10</b> Echantignole.....	61
<b>Fig VI.11</b> Cordon de soudure.....	61
<b>Fig VI.12</b> Dimensions de l'escalier.....	63
<b>Fig. VII.1</b> Spectre de réponse des blocs A, B, C .....	72
<b>Fig. VII.2</b> Spectre de réponse du bloc D.....	72
<b>Fig.VIII.1</b> schéma statique de la poutrelle à l'ELU.....	79
<b>Fig.VIII.2</b> Diagramme des moments fléchissant.....	80
<b>Fig.VIII.3</b> Diagramme des moments fléchissant.....	80
<b>Fig.VIII.4</b> Schéma statique de la poutre à l'état limite ultime à travée (0-1).....	80
<b>Fig.VIII.5</b> section 1-1 à l'ELU.....	81
<b>Fig.VIII.6</b> Schéma statique de la poutre à l'état limite ultime à travée (1-2).....	81
<b>Fig.VIII.7</b> section 2-2 à l'ELU.....	81
<b>Fig.VIII.8</b> schéma statique de la poutrelle à l'ELS.....	82
<b>Fig.VIII.9</b> Diagramme des moments fléchissants.....	82
<b>Fig.VIII.10</b> Diagramme des moments fléchissants.....	83
<b>Fig.VIII.11</b> Schéma statique de la poutre à l'état limite de service à travée (0-1).....	83
<b>Fig.VIII.12</b> section 1-1 à l'ELS.....	83
<b>Fig.VIII.13</b> Schéma statique de la poutre à l'état limite de service à travée (1-2).....	84
<b>Fig.VIII.14</b> section 2-2 à l'ELS.....	84
<b>Fig.VIII.15</b> diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU.....	85
<b>Fig.VIII.16</b> diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS.....	86
<b>Fig.VIII.17</b> coupe transversale du plancher.....	87
<b>Fig.VIII.18</b> la coupe de la poutrelle.....	87
<b>Fig.VIII.19</b> Ferrailage de la poutrelle.....	90
<b>Fig.IX.1</b> Coupe transversale de la poutre.....	93
<b>Fig.IX.2</b> Ferrailage des poteaux.....	97

<b>Fig.IX.3</b> Les éléments composant l'entrée.....	101
<b>Fig. IX.4</b> Types et disposition des contreventements.....	102
<b>Fig.IX.6</b> Géométrie de la ferme.....	104
<b>Fig.IX.5</b> Coupe longitudinal de la ferme.....	104
<b>Fig. X .1</b> 3D d'assemblage poteau-poutre.....	115
<b>Fig. X .2</b> Détail d'assemblage poteau-poutre.....	115
<b>Fig. X .3</b> 3D d'assemblage barres de ferme.....	116
<b>Fig. X .4</b> Détail d'assemblage barres de ferme.....	116
<b>Fig.XI.1</b> Liaison charpente / béton.....	117
<b>Fig.XI.2</b> Détail d'une tige d'ancrage.....	118
<b>Fig.XI.3</b> Détail de la jonction ferme-poteau .....	118
<b>Fig.XI.4</b> 3D de la jonction ferme-poteau .....	118
<b>Fig.XI.5</b> Détail de jonction poteau-fondation.....	121
<b>Fig.XI.6</b> 3D de la jonction poteau-fondation.....	121
<b>Fig.XI.7</b> Digramme des contraintes agissant sur les fondations.....	123
<b>Fig.XI.8</b> Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	124
<b>Fig.XI.9</b> Ferrailage de la semelle centrale.....	125
<b>Fig.XI.10</b> Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	125
<b>Fig.XI.12</b> Ferrailage de la longrine.....	128
<b>Fig.XII.1</b> Triangles de feu.....	129
<b>Fig.XII.2</b> Différentes couches de la peinture ignifuge.....	130
<b>Fig.XII.3</b> Mises en œuvre d'enduit protecteur.....	130

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tab. I.1</b> Règlements techniques utilisés.....	19
<b>Tab I.2</b> Valeurs nominales de $f_y$ et $f_u$ .....	20
<b>Tab I.3</b> Valeurs nominales de $f_y$ pour l'acier d'armature.....	21
<b>Tab.III.1</b> charges permanentes du rez-de-chaussée.....	24
<b>Tab.III.2</b> charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.....	24
<b>Tab.III.3</b> charges permanentes et d'exploitation du plancher étage courant.....	25
<b>Tab.III.4</b> charges permanentes et d'exploitation du plancher 2 <sup>eme</sup> niveau.....	25
<b>Tab.III.5</b> charges permanentes et d'exploitation du palier d'escalier.....	25
<b>Tab.III.6</b> charges permanentes et d'exploitation du volée d'escalier.....	26
<b>Tab.III.7</b> charges permanentes et d'exploitation de la toiture.....	26
<b>Tab.III.8</b> charges permanentes et d'exploitation des cloisons extérieurs.....	26
<b>Tab. IV.1</b> Coefficients dynamiques correspondant aux différentes directions du vent.....	30
<b>Tab.IV.2</b> Définition de catégorie de terrain.....	31
<b>Tab.IV.3</b> Coefficient dynamique pour la face AB.....	31
<b>Tab.IV.4</b> Coefficient dynamique pour les faces BC, CD et AD.....	31
<b>Tab.IV.5</b> Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{1(AB)}$ du vent.....	34
<b>Tab.IV.6</b> Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{3(CD)}$ du vent.....	34
<b>Tab.IV.7</b> Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{2(BC)}$ et $V_{4(AD)}$ du vent.....	34
<b>Tab.IV.8</b> Pressions sur toiture Différentes directions  $V_{1(AB)}$ , $V_{2(BC)}$ , $V_{3(CD)}$ et $V_{4(AD)}$ du vent.....	36
<b>Tab.IV.9</b> Les forces de frottement des faces BC et AD.....	37
<b>Tab.IV.10</b> Le force de frottement coté bassin.....	38
<b>Tab.IV.11</b> Les forces de frottement des faces AB et CD.....	38
<b>Tab.IV.12</b> Le forces de frottement sur toiture.....	38
<b>Tab.VI.3</b> Charges permanentes reprisent par les pannes.....	47
<b>Tab.VI.4</b> Surcharges d'entretien reprisent par les pannes.....	48
<b>TabVI .5</b> caractéristiques du profilé.....	52

<b>Tab.VI.6</b> Charges permanentes et surcharge d'exploitation de la pailasse.....	63
<b>Tab.VI.7</b> Charges permanentes et surcharge d'exploitation du palier d'escalier.....	63
<b>Tab VI.8</b> Récapitulation des combinaisons d'actions.....	64
<b>Tab.VI.9</b> Récapitulation de M et T.....	66
<b>Tab.VII.1</b> Facteur de qualité.....	71
<b>Tab.VII.2.</b> Résultat des forces sismiques à la base.....	74
<b>Tab.VII.3.</b> Déplacements des différents étages dans les deux Sens.....	74
<b>Tab.VII.4.</b> Résultat des forces sismiques à la base.....	75
<b>Tab.VII.5.</b> Déplacements des différents étages dans les deux Sens.....	75
<b>Tab.VII.6.</b> Résultat des forces sismiques à la base.....	76
<b>Tab.VII.7.</b> Déplacements des différents étages dans les deux Sens.....	76
<b>Tab.VII.8.</b> Résultat des forces sismiques à la base.....	76
<b>Tab.VII.9.</b> Déplacements des différents étages dans les deux Sens.....	77
<b>Tab.VIII.1</b> Combinaisons de charges.....	78
<b>Tab.VIII.2</b> récapitulatif des combinaisons de charge.....	79
<b>Tab.VIII.3</b> récapitulatif de M max et T max.....	86
<b>Tab.VIII.4</b> récapitulatif du ferrailage pour tous les poutrelles.....	90
<b>Tab.IX.1</b> récapitulation des résultats de $M_{max}$ .....	91
<b>Tab.IX.2</b> récapitulatif des résultats.....	94
<b>Tab.IX.3</b> récapitulatif des résultats de $M_{max}$ ,et $T_{max}$ du poteau le plus sollicité.....	95
<b>Tab. IX.4</b> récapitulatif des résultats.....	97
<b>Tab.IX.5</b> Caractéristique géométrique du profilé.....	97
<b>Tab.IX.6</b> Caractéristiques géométriques du profilé.....	100
<b>Tab.IX.7</b> Récapitulatif des efforts sollicitant les éléments composants l'entrée.....	101
<b>Tab. IX.8</b> Récapitulatif des différents contreventements et leurs dimensions.....	103
<b>Tab.IX.9</b> Différents angles de la ferme.....	104
<b>Tab. IX 10</b> Récapitulatif des flèches des fermes.....	109
<b>Tab. IX 11</b> Récapitulatif du dimensionnement des barres la ferme du bloc A.....	110

<b>Tab. IX 12</b>	Récapitulatif du dimensionnement des barres la ferme du bloc B.....	111
<b>Tab. IX 13</b>	Récapitulatif du dimensionnement des barres la ferme du bloc C.....	112
<b>Tab. IX 14</b>	Récapitulatif du dimensionnement des barres la ferme du bloc D.....	113
<b>Tab.XI.1</b>	Diamètre et section de la tige.....	118
<b>Tab.XI.2</b>	récapitulatif des efforts M et N.....	122
<b>Tab.XI.3</b>	Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire.....	125
<b>Tab.XI.4</b>	récapitulatif des résultats de la semelle centrale.....	125
<b>Tab.XI.5</b>	récapitulatif des résultats de la semelle d'angle.....	125
<b>Tab.XI.6</b>	Récapitulatif des résultats des différentes semelles.....	126

# LISTE DES NOTATIONS

## Majuscules latines

A	: Section brute d'une pièce ;
$A_{net}$	: Section nette d'une pièce ;
$A_w$	: Section de l'âme ;
$A_v$	: Aire de cisaillement
$C_t$	: Coefficient de topographie ;
$C_r$	: Coefficient de rugosité ;
$C_{p,net}$	: Coefficient de pression nette ;
$C_e$	: Coefficient d'exposition ;
$C_d$	: Coefficient dynamique ;
E	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E=2.1 \cdot 10^5$ MPa) ;
F	: Force en générale ;
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G=81000$ MPa) ;
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	: Moment sollicitant en générale ;
$M_{Sd}$	: 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 ;
$N_{Sd}$	: Effort normal ;
$N_{t, sd}$	: Effort normal de traction ;
$N_{csd}$	: Effort normal de compression ;
$N_{pl}$	: Effort normal plastique ;
$N_{c,Rd}$	: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
Q	: Charge d'exploitation ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S	: Surface ;
S	: La charge de la neige ;
$S_k$	: La 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	: Pression aérodynamique ;
$W_{pl}$	: Module de résistance plastique ;
W	: Poids de la structures



### Minuscules latines

$d$	: 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 ;

### Minuscules grecques

$\chi$	: coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
$\beta$	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
$\beta_w$	: Facteur de corrélation ;
$\beta_M$	: Facteur de moment uniforme équivalent ;
$\gamma_M$	: Coefficient de sécurité ;
$\lambda$	: Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$	: Élancement de déversement ;
$\alpha$	: Facteur d'imperfection ;
$\emptyset$	: 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 $F_i$ ;
$\Delta_k$	: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
$\mu$	: coefficient de forme de la charge de neige ;

# INTRODUCTION

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou BekrBelkaid « Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle qui est à la fois d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'une piscine olympique, composée d'une partie en charpente métallique, et d'une autre en béton armé abrité avec une toiture métallique ; une structure mixte qui permet d'exploiter les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale bien que ceux-ci soient de natures différentes. Ainsi notre choix s'est basé non seulement sur la fonctionnalité des blocs, mais aussi sur les avantages que présente chaque matériau.

Le béton présente l'avantage d'être un matériau hydrofuge, quant à l'acier, il se distingue par sa légèreté, son montage rapide et il offre l'opportunité de franchir de longue portée ; cependant son inconvénient majeur c'est sa sensibilité vis-à-vis le feu et la corrosion. Donc on est dans l'obligation de prévoir la protection nécessaire.

Notre mission était à la fois concevoir et dimensionner les différents éléments de la structure avec les règles actuellement en vigueur en Algérie (RNV99,CCM97, RPA99/Version 2003, BAEL91...).

# Chapitre I

## GENERALITES

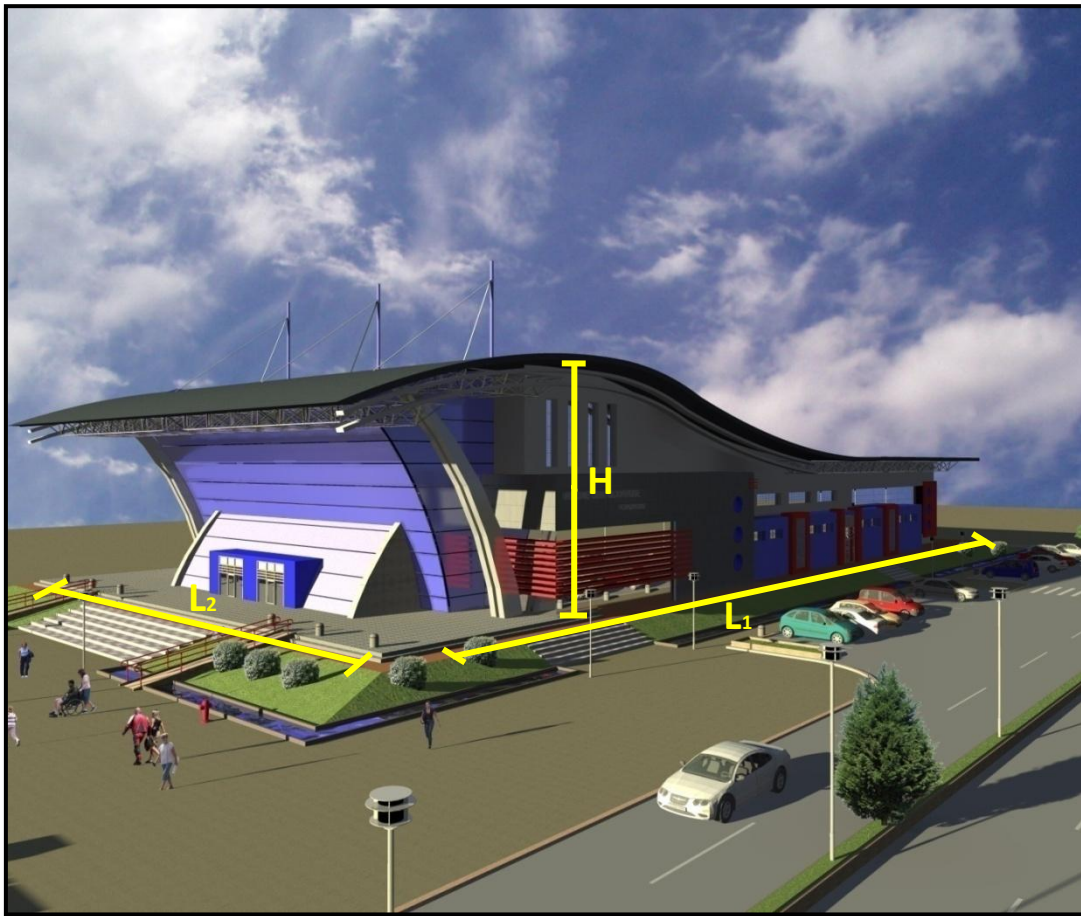
### I-Présentation du projet:

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier une piscine semi-olympique dont la couverture est en charpente métallique abritant deux bassins et une annexe.

### I.1- Données géométriques de l'ouvrage :

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

- ✓ Longueur totale  $L_1=82$  m
- ✓ Largeur totale  $L_2=31$  m
- ✓ Hauteur totale  $H=15.6$  m

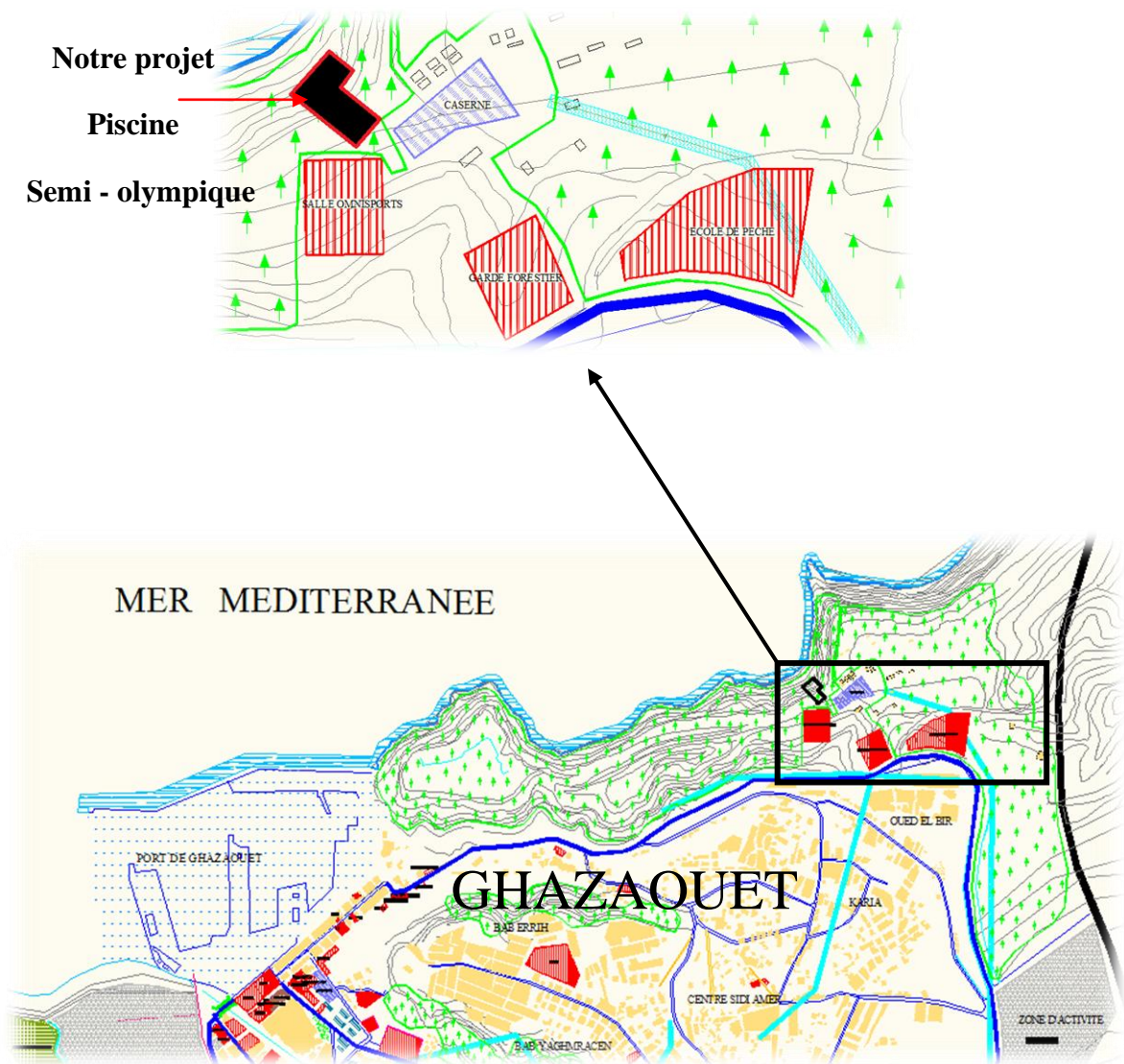


FigI.1 : Vue en perspective de la piscine

**I.2- Localisation et données concernant le site :**

Le projet en question est une piscine semi-olympique, implantée à Ghazaouet wilaya de Tlemcen dont :

- La contrainte admissible du sol est de  $\nabla_{sol}=2,5$  bars (rapport du sol du LTPO)
- Altitude = 197 m
- Le site est classé dans la zone sismique I



**FigI.2 :** Localisation du projet

### I.3- Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

Types de règlement	Définition
CCM 97	Calcul des structures en acier
RPA99	règles parasismiques algériennes version 2003
RNV99	règles définissant les effets de la neige et du vent
BAEL91	béton armé aux états limites
DTR BC 2.2	Charges et surcharges

**Tab. I.1** Règlements techniques utilisés

**I.4-Matériaux utilisés :**

**I.4.1-Acier :**

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

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

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur ( mm )			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	$f_y$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ ( N/mm <sup>2</sup> )
<b>Fe 360</b>	235	360	215	340
<b>Fe 430</b>	275	430	255	410
<b>Fe 510</b>	355	510	355	490

**Tab I.2** Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$

- 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.

**I.4.2-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 :**

**Caractéristiques du béton :**

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

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

**b-Contraintes limites :**

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

**Etat limite de service :**

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

**Contraintes de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

**Module d'élasticité :**

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

**Coefficient de Poisson:**

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes:

- $\nu = 0$  à l'ELU
- $\nu = 0.2$  à l'ELS

**c-Aciers d'armatures :**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui peut atteindre des déformations très importantes avant rupture

**Caractéristiques mécaniques :**

Nuance		F <sub>y</sub> (Mpa)
Ronds lisses	Fe220	215
	F <sub>c</sub> 240	235
Barres HA	Fe400	400
	F <sub>c</sub> 500	500

Tab I.3 Valeurs nominales de f<sub>y</sub> pour l'acier d'armature

**Contraintes limites :**

**Etat limite ultime :**

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles  $\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$
- En cas de situations normales  $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

**Etat limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f^e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f^e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$ .



# Chapitre II

## CONCEPTION DE L'OUVRAGE

### Introduction

Une piscine orientée dans une direction confortable et offrant toutes les prestations de sport, de détente et de loisirs doit être attractive et permettre de séduire et de fidéliser une large clientèle.

L'architecture, l'aménagement et la décoration de l'établissement y participent pour une bonne part. L'ambiance intérieure de la piscine doit être agréable et confortable.

### II.1 Conception architecturale

Notre piscine est constituée de deux (2) bassins (natation et d'apprentissage) et une annexe composée d'un rez-de -chaussé et d'un étage (R+1). Ces derniers sont couverts par une toiture en charpente métallique.

Dans le rez- de -chaussé, on trouve, les deux bassins, les sanitaires, les vestiaires, le sauna, la salle de musculation et un hall d'accueil. Dans le premier étage une administration, une cafétéria et un salon d'honneur.

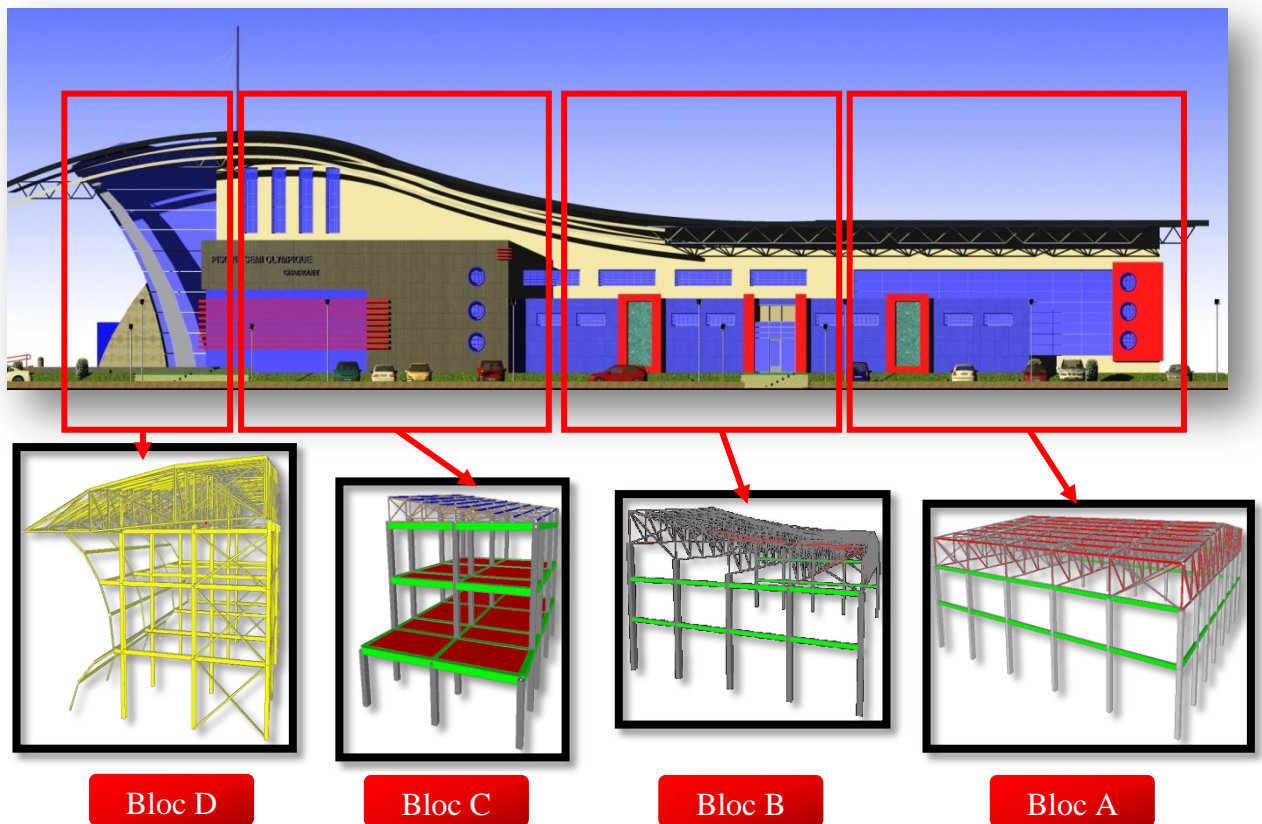


Fig. II.1. Vue en 3D da la piscine semi-olympique



### II.2 Conception structurale

On a deux types de structures, une structure en ossature portante en béton armé abrité par une toiture métallique (blocs A, B et C) et le bloc (D) qui est entièrement métallique formé par une ossature poteaux – poutres.

#### II.2.1 La structure en béton

On distingue deux types de structures :

##### II.2.1.1 Structure horizontale

On désigne par structure horizontale les planchers courants et les derniers réservés à l'entretien.

Les planchers courants sont en corps creux de 20cm d'épaisseur avec dalle de compression de 5cm.

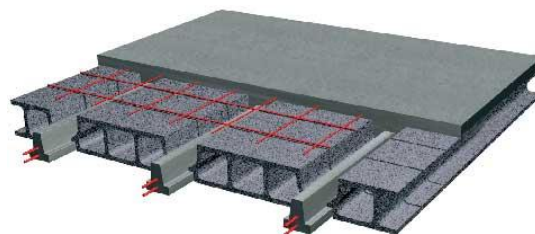


Fig.II.2 Vue en perspective du plancher

##### II.2.1.2 Structure verticale

a. **Systèmes de stabilités** La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en béton armé.

b. **Escaliers**

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers le premier étage. Elles sont constituées de deux volées et un palier intermédiaire.

### II.2.2 La structure en charpente métallique

#### II.2.2.1 Toiture métallique

La couverture métallique constituée d'un panneau sandwich (tôle Genus+ matière isolante) supportée par une structure métallique en forme de nappes composée de :

- d'un réseau de pannes en profiles de section adaptée à la portée.
- d'un système de ferme triangulé à hauteur variable.

## Chapitre III

### DESCENTES DE CHARGES

#### III.1 Charge permanente et surcharges d'exploitations

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconques ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation, etc.

Les charges d'exploitations sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

##### III.1.1 Rez-de-chaussée

Types	Charges permanentes
Carrelage + Mortier de pose	120 Kg/m <sup>2</sup>
Cloison	100 Kg/m <sup>2</sup>

Tab.III.1 charges permanentes du rez-de-chaussée

##### III.1.2 Plancher 2ème niveau

Types	Charges permanentes
Plancher 20+5	295 Kg/m <sup>2</sup>
Enduit sous plafond	36 Kg/m <sup>2</sup>
Isolation thermique	10 Kg/m <sup>2</sup>
Etanchéité multicouche	30 Kg/m <sup>2</sup>
Forme de pente	200 Kg/m <sup>2</sup>
Gravier de protection	75 Kg/m <sup>2</sup>
	G <sub>1</sub> = 646 Kg/m <sup>2</sup>
	<b>Surcharge d'exploitation</b>
Charge d'entretien	Q <sub>1</sub> = 100 Kg/m <sup>2</sup>

Tab.III.2 charges permanentes et d'exploitation du plancher du 2ème niveau

III.1.3 Plancher étage courant

Types	Charges permanentes
Plancher 20+5	295 Kg/m <sup>2</sup>
Enduit sous plafond	36 Kg/m <sup>2</sup>
Carrelage + Mortier de pose	120 Kg/m <sup>2</sup>
Cloison	100 Kg/m <sup>2</sup>
	G <sub>2</sub> = 551 Kg/m <sup>2</sup>
	<b>Surcharge d'exploitation</b>
Plancher accessible	Q <sub>2</sub> = 150 Kg/m <sup>2</sup>

Tab.III.3 charges permanentes et d'exploitation du plancher étage courant

III.1.4 Plancher 2<sup>ème</sup> niveau

Types	Charges permanentes
Plancher 20+5	295 Kg/m <sup>2</sup>
Enduit sous plafond	36 Kg/m <sup>2</sup>
	G <sub>3</sub> =331 Kg/m <sup>2</sup>
	<b>Surcharge d'exploitation</b>
Plancher inaccessible	Q <sub>3</sub> = 100 Kg/m <sup>2</sup>

Tab.III.4 charges permanentes et d'exploitation du plancher 2<sup>ème</sup> niveau

III.1.5 Palier d'escalier

Types		Charges permanentes
Poids propre (e=15cm)	0,15 x 2500 x 1,30	487,5Kg/ml
Carrellage	0,03x 2200x1,30	85,8Kg/ml
Mortier de pose	0,03x2000x1, 30	78Kg/ml
Enduit sous plafond	36x1, 30	46,8Kg/ml
		G <sub>4</sub> =698,1 Kg/ml
		<b>Surcharge d'exploitation</b>
	250x1, 30	Q <sub>4</sub> =325 Kg/m <sup>2</sup>

Tab.III.5 charges permanentes et d'exploitation du palier d'escalier

**III.1.6 Volée d'escalier**

Types		Charges permanentes
Poids propre (e=15cm)	$0,15 \times 2500 \times 1,30 / \cos(32,51)$	578,09Kg/ml
Poids marches- contre marches (e=17cm)	$2500 \times 0,17 \times 0,5 \times 1,30$	276,25Kg/ml
Carrelage	$0,03 \times 2200 \times 1,30$	85,8Kg/ml
Mortier de pose	$0,03 \times 2000 \times 1,30$	78Kg/ml
Enduit sous plafond	$36 \times 1,30$	46,8Kg/ml
		$G_5 = 1018,14 \text{ Kg/ml}$
		<b>Surcharge d'exploitation</b>
	$250 \times 1,30$	$Q_5 = 325 \text{ Kg/m}^2$

**Tab.III.6** charges permanentes et d'exploitation du volée d'escalier

**III.1.7 Toiture**

Types	Charges permanentes
Couverture en panneaux sandwichs	41kg/m <sup>2</sup>
Accessoires	2.93 kg/m <sup>2</sup>
Faux plafond	5,24kg/m <sup>2</sup>
	$G_6 = 49,17 \text{ kg/m}^2$
	<b>Surcharge d'exploitation</b>
Surcharge d'entretien (ou neige)	$Q_6 = 100 \text{ kg/m}^2$

**Tab.III.7** charges permanentes et d'exploitation de la toiture

**III.1.8 Cloisons extérieures**

Types	Charges permanentes
Maçonnerie double parois (sans ouverture)	$0,26 \times 2,70 = 0,702 \text{ t/ml}$
Maçonnerie double parois (avec ouverture)	$0,702 \times 0,85 \approx 0,60 \text{ t/ml}$
Enduit extérieure (Enduit en mortier de liants hydrauliques)	18 daN/ m <sup>2</sup>
Enduit intérieur	10 daN/ m <sup>2</sup>

**Tab.III.8** charges permanentes et d'exploitation des cloisons extérieurs

# Chapitre IV

## ETUDES CLIMATIQUES

### IV.1 Neige

#### Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la piscine produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 197m.

#### IV.1.1 Calcul des charges de la neige :

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

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

La piscine étudiée est située à Ghazaouet, wilaya de Tlemcen, qui correspond à la zone A selon la classification de RNV99.

La valeur de  $S_k$  en  $\text{kN/m}^2$  est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$  en m du site considéré :

$$S_k = \frac{(0,07 \times H + 15)}{100}$$

Avec  $H=197$  m

$$S_k = 0.287 \text{ kN/m}^2$$

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \iff \mu = 0,8$$

$$S = \mu \cdot S_k$$

$$= 0.8 \times 0.287$$

$$S = 0.229 \text{ kN/m}^2$$

## Chapitre IV. Etudes climatiques

### IV.2 Effet du vent

#### IV.2.1 Introduction

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

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 99**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

#### IV.2.2 Données relatives au site

- Catégorie de construction **I**
- Site plat :  $C_T=1$
- Zone de vent **I**
- $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$
- $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$
- Catégorie de terrain **III**
- $K_T = 0,22$  (facteur de terrain)
- $Z_0 = 0.3 \text{ m}$  (paramètre de rugosité)
- $Z_{min}=8\text{m}$  (hauteur minimale)
- $\xi=0.37$

#### IV. 2.3 Force résultante du vent

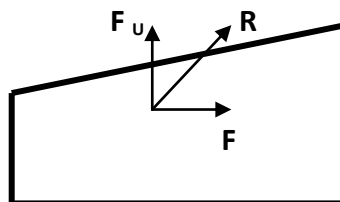


Fig.IV.1. Force résultante **R**

- $F_W$  est la force globale horizontale 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.
- $F_U$  est la force de soulèvement qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

$$\mathbf{R} = \Sigma(\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \Sigma \mathbf{F}_{frj} [\text{N}]$$

## Chapitre IV. Etudes climatiques

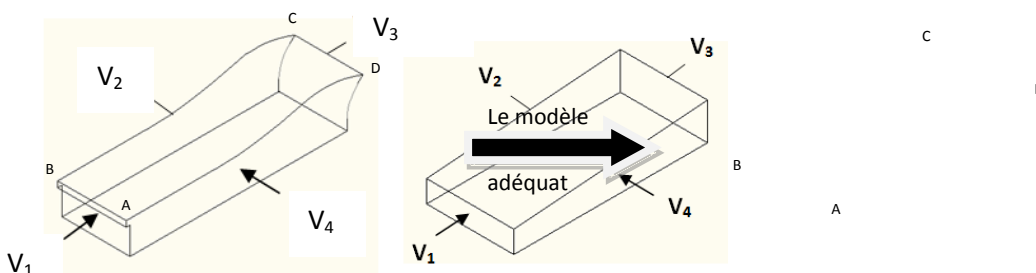
Avec :

- $\Sigma$  désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).
- $q_j$  (en  $N/m^2$ ) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  (voir formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction)
- $S_j$  (en  $m^2$ ) est l'aire de l'élément de surface  $j$  ; dans le cas des treillis,  $S_j$  concerne l'aire des pleins.
- $F_{rj}$  (en  $N$ ) désigne les forces de frottement éventuelles.

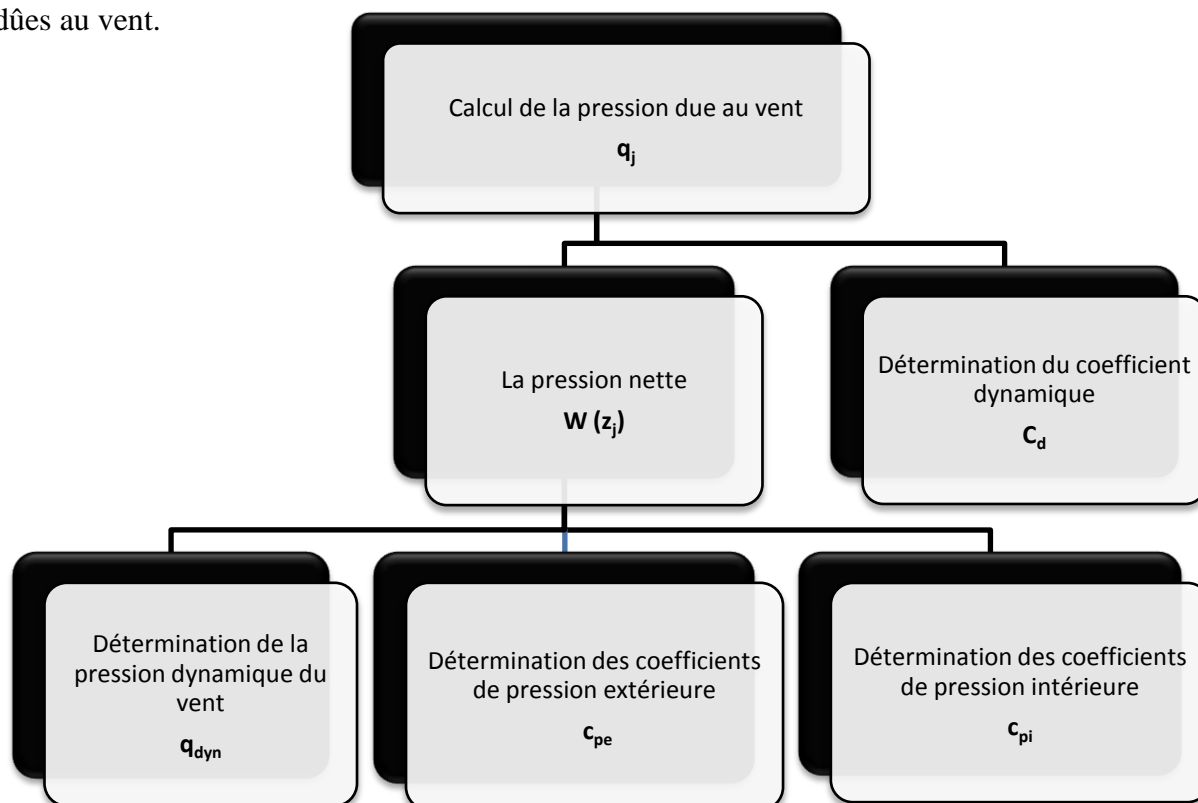
Selon le règlement **RNV 99**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Les directions sont comme suit :

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la **façade AB**
- La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la **façade BC**
- La direction **V3** du vent : perpendiculaire à la **façade CD**
- La direction **V4** du vent : perpendiculaire à la **façade AD**



L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent.



## Chapitre IV. Etudes climatiques

### IV.2.4 Calcul de la pression due au vent

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

$$q_j = C_d \times W(z_j) [\text{N/m}^2]$$

$C_d$  : le coefficient dynamique de la construction

$W$  : (en  $\text{N/m}^2$ ) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

#### IV.2.4.1 Détermination du coefficient dynamique $C_d$

$C_d$  est donné en fonction des dimensions :

- $b$  (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- $h$  (en m) qui désigne la hauteur total de la construction.

Les directions du vent	Coefficients dynamiques $C_d$
$V_{AB(1)}$	<b>0.895</b>
$V_{BC(2)}$	<b>0.870</b>
$V_{CD(3)}$	<b>0.905</b>
$V_{AD(4)}$	<b>0.870</b>

Tab.IV.1 Coefficients dynamiques correspondant aux différentes directions du vent

**N.B** : Puisque le coefficient dynamique  $C_d$  est inférieur à **1,2** dans les quatre directions du vent alors on distingue que la construction est « **peu sensible aux excitations dynamiques** ».

#### IV.2.4.1 Détermination du $W(z_j)$

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) [\text{N/m}^2]$$

- $q_{\text{dyn}}$ : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .
- $C_{pe}$  : est le coefficient de pression extérieure.
- $C_{pi}$  : est le coefficient de pression intérieure.

##### a. Détermination de la pression dynamique $q_{\text{dyn}}$ :

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

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_j) [\text{N/m}^2]$$

$$q_{\text{réf}} = 37,5 \text{ daN/m}$$

$C_e$  : coefficient d'exposition au vent.



## Chapitre IV. Etudes climatiques

### Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$ :

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \left[ 1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

Avec :  $C_t(z)$  : le coefficient de topographie  
 $C_r(z)$  : le coefficient de rugosité  
 $K_T$  : facteur de terrain

### Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) = K_T * \text{Ln} \left( \frac{Z}{z_0} \right) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

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

### Le coefficient de topographie :

Site plat  $C_t(z) = 1 \rightarrow$

Catégorie de terrain	$K_T$	$z_0$	$z_{\min}$	$\epsilon$
III	0,22	0,3	8	0,37

**Tab.IV.2** Définition de catégorie de terrain

### $q_{\text{dyn}}$ pour la face AB:

Niveau	$z_i$	$q_{\text{dyn}}$
RDC	4,7	61,28

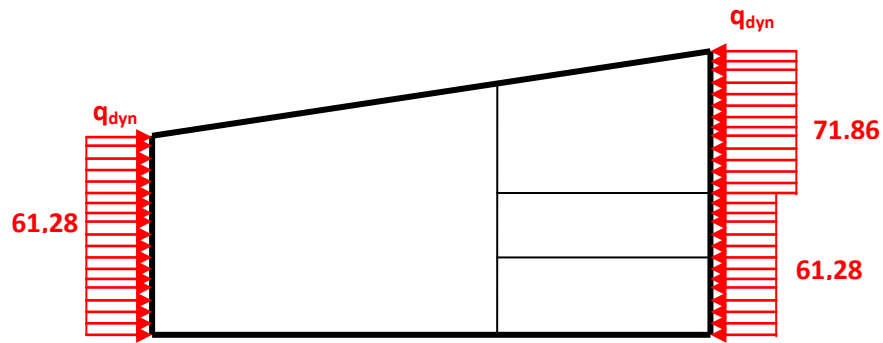
**Tab.IV.3** Coefficient dynamique pour la face AB

### $q_{\text{dyn}}$ pour les faces BC ,CD et AD:

Niveau	$z_i$	$q_{\text{dyn}}$
RDC	2,54	61,28
1 <sup>er</sup> étage	6,68	61,28
2 <sup>ème</sup> étage	12,14	71,86

**Tab.IV.4** Coefficient dynamique pour les faces BC,CD et AD

## Chapitre IV. Etudes climatiques



**Fig.IV.2** Répartition de la pression dynamique

**Calcul des coefficients de pressions :**

**Calcul des coefficients de pressions extérieures :**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{cases}
 C_{pe} = C_{pe.1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe.10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{cases}$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$   $C_{pe} = C_{pe.10}$

**Calcul des coefficients de pressions intérieures :**

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\Sigma \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers lesquelles l'air peut circuler

On considère dans chaque des faces **BC**, **CD** et **AD** une porte de dimensions **(2,00 x 2,00) m<sup>2</sup>**

**N.B:** Dans le cas des bâtiments avec cloison intérieure, les coefficients utilisés sont :

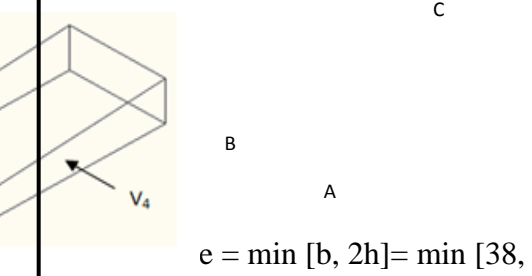
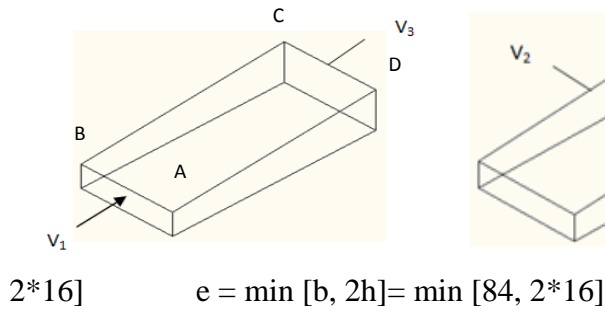
Les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$\begin{cases}
 C_{pi} = 0.8 \\
 C_{pi} = -0.5
 \end{cases}$$

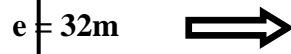
# Chapitre IV. Etudes climatiques

## La division des différentes parois verticales

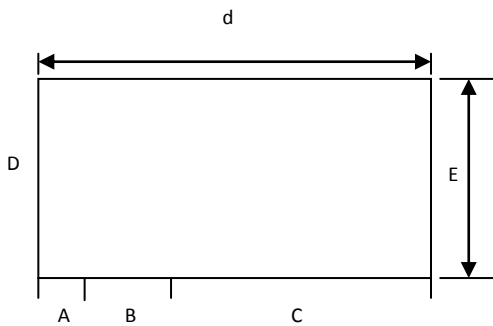
FACES AB et CD FACES BC et AD



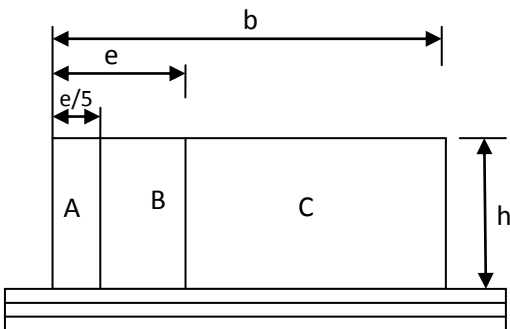
Face AB ou CD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
32	38	84	9,4 ou 16
d □ edonc on a A et B et C		A=e/5	6,4
		B=e-A	25,6
		C=d-e	52



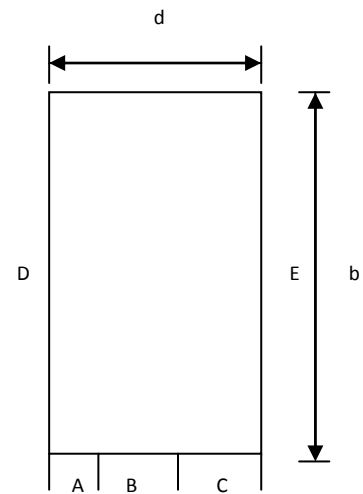
Face BC ou AD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
32	84	38	16
d □ edonc on a A et B et C		A=e/5	6,4
		B=e-A	25,6
		C=d-e	6



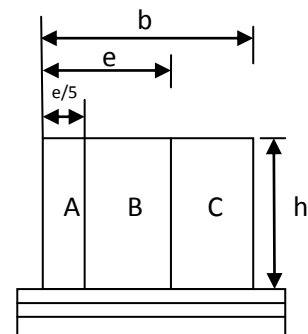
Vue en plan



Elévation



Vue en plan



Elévation

## Chapitre IV. Etudes climatiques

Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales:

FACE AB :

cas avec cloisons					A		B		C		D		E	
Niveau	Z <sub>i</sub> (m)	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>d</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
RDC	4,7	61,28	0,89 5	-0,5	-1	-27,42	-0,8	-16,45	-0,5	00,00	0,8	71,30	-0,3	10,96
RDC	4,7	61,28	0,89 5	0,8	-1	-98,72	-0,8	-87,75	-0,5	-71,30	0,8	00,00	-0,3	-60,33

Tab.IV.5 Pressions sur les parois verticales - Direction V<sub>1(AB)</sub> du vent

Face CD :

cas avec cloisons					A		B		C		D		E	
Niveau	Z <sub>i</sub> (m)	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>d</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
RDC	2,54	61,28	0,90 5	-0,5	-1	-27,73	-0,8	-16,63	-0,5	00,00	0,8	72,09	-0,3	11,09
RDC	2,54	61,28	0,90 5	0,8	-1	-99,82	-0,8	-88,73	-0,5	-72,09	0,8	00,00	-0,3	-61,00
1er étage	6,68	61,28	0,90 5	-0,5	-1	-27,73	-0,8	-16,63	-0,5	00,00	0,8	72,09	-0,3	11,09
1er étage	6,68	61,28	0,90 5	0,8	-1	-99,82	-0,8	-88,73	-0,5	-72,09	0,8	00,00	-0,3	-61,00
2ème étage	12,1 4	71,86	0,90 5	-0,5	-1	-32,52	-0,8	-19,51	-0,5	00,00	0,8	84,55	-0,3	13,00
2ème étage	12,1 4	71,86	0,90 5	0,8	-1	-117,07	-0,8	-104,06	-0,5	-84,55	0,8	00,00	-0,3	-71,54

Tab.IV.6 Pressions sur les parois verticales - Direction V<sub>3(CD)</sub> du vent

FACE BC et AD :

cas avec cloisons					A		B		C		D		E	
Niveau	Z <sub>i</sub> (m)	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>d</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
RDC	2,54	61,28	0,8 7	-0,5	-1	-26,65	-0,8	-15,99	-0,5	00,00	0,8	69,31	-0,3	10,66
RDC	2,54	61,28	0,8 7	0,8	-1	-95,96	-0,8	-85,30	-0,5	-69,31	0,8	00,00	-0,3	-58,64
1e étage	6,68	61,28	0,8 7	-0,5	-1	-26,65	-0,8	-15,99	-0,5	00,00	0,8	69,31	-0,3	10,66
1e étage	6,68	61,28	0,8 7	0,8	-1	-95,96	-0,8	-85,30	-0,5	-69,31	0,8	00,00	-0,3	-58,64
2e étage	12,1 4	71,86	0,8 7	-0,5	-1	-31,26	-0,8	-18,75	-0,5	00,00	0,8	81,28	-0,3	12,50
2e étage	12,1 4	71,86	0,8 7	0,8	-1	-112,54	-0,8	-100,04	-0,5	-81,28	0,8	00,00	-0,3	-68,77

Tab.IV.7 Pressions sur les parois verticales - Direction V<sub>2(BC)</sub> et V<sub>4(AD)</sub> du vent

# Chapitre IV. Etudes climatiques

## La division de la toiture

$$e = \min [b, 2h] = \min [38, 2 \cdot 16] \Rightarrow e = \min [b, 2h] = \min [38, 2 \cdot 16]$$

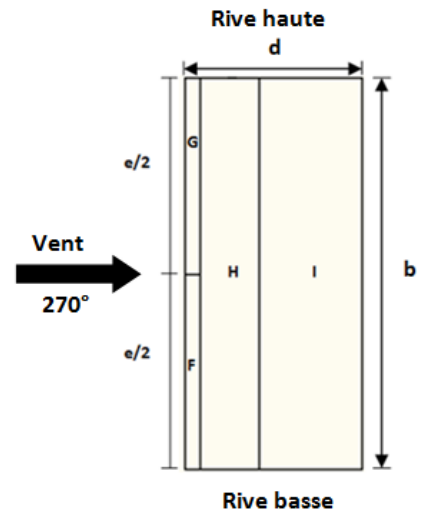
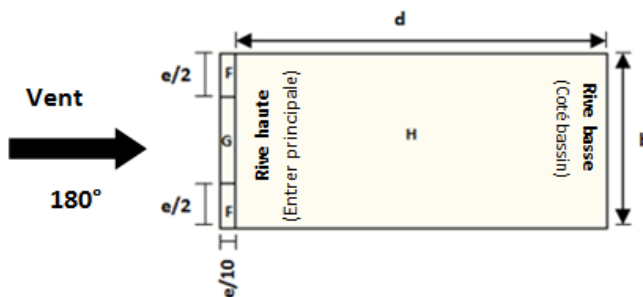
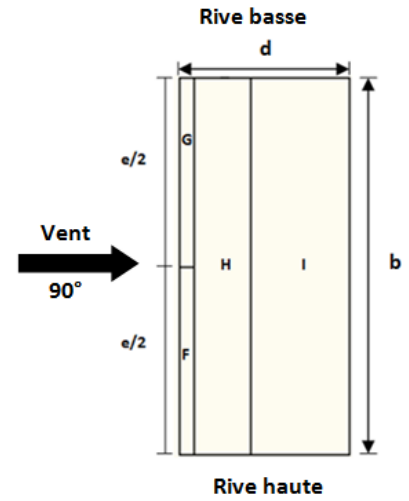
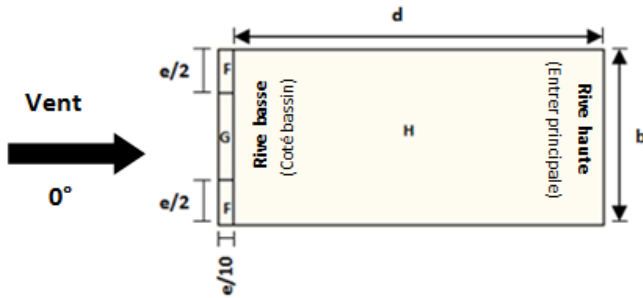
$$e = 32 \Rightarrow$$

$$e = 32m$$



Toiture (0° et 180°)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
32	38	84	16
d < e donc on a A et B et C		$F_1=e/10$	3,2
		$F_2=e/4$	8
		$G=e/2$	16
		$H=d-(e/10)$	80,8

Toiture (90°)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
32	84	38	16
d < e donc on a A et B et C		$F_1=e/10$	3,2
		$F_2=e/4$	8
		$G=e/2$	16
		$H=d-(e/10)$	34,8



## Chapitre IV. Etudes climatiques

Les valeurs de la pression due au vent agissant sur la toiture

cas avec cloisons				F		G		H		I		
Niveau	Z <sub>i</sub> (m)	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>d</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
AB	16	79,22	0,895	-0,5	-1,7	-85,08	-1,2	-49,63	-0,6	-7,09	/	/
AB	16	79,22	0,895	0,8	-1,7	-177,26	-1,2	-141,80	-0,6	-99,26	/	/
CD	16	79,22	0,905	-0,5	-2,3	-129,05	-1,3	-57,35	-0,8	-21,50	/	/
CD	16	79,22	0,905	0,8	-2,3	-222,25	-1,3	-150,56	-0,8	-114,71	/	/
AD	16	79,22	0,87	-0,5	-1,6	-75,81	-1,8	-89,60	-0,6	-6,89	-0,5	00,00
AD	16	79,22	0,87	0,8	-1,6	-165,41	-1,8	-179,20	-0,6	-96,49	-0,5	-89,60
BC	16	79,22	0,87	-0,5	-1,6	-75,81	-1,8	-89,60	-0,6	-6,89	-0,5	00,00
BC	16	79,22	0,87	0,8	-1,6	-165,41	-1,8	-179,20	-0,6	-96,49	-0,5	-89,60

**Tab.IV.8** Pressions sur la toiture – Différentes directions V<sub>1(AB)</sub>, V<sub>2(BC)</sub>, V<sub>3(CD)</sub> et V<sub>4(AD)</sub> du vent

### IV.2.5 Forces de frottement

Dans le cas des structures allongées, ou élancées ; on tient compte d'une force complémentaire due au frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée.

$$\frac{d}{b} \geq 3 \text{ et ou } \frac{d}{h} \geq 3.$$

- d : dimension (en m) de la construction // au vent.
- b : dimension (en m) de la construction du vent.
- h : hauteur (en m) de la construction.
- 

**Vent perpendiculaire au long pan V<sub>2(BC)</sub> et V<sub>4(AD)</sub> :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{84}{38} = 2,21 < 3 \\ \text{Et} \\ \frac{d}{h} = \frac{84}{9.4} = 8.94 > 3 \end{array} \right. \longrightarrow \text{calcul des forces de frottement}$$

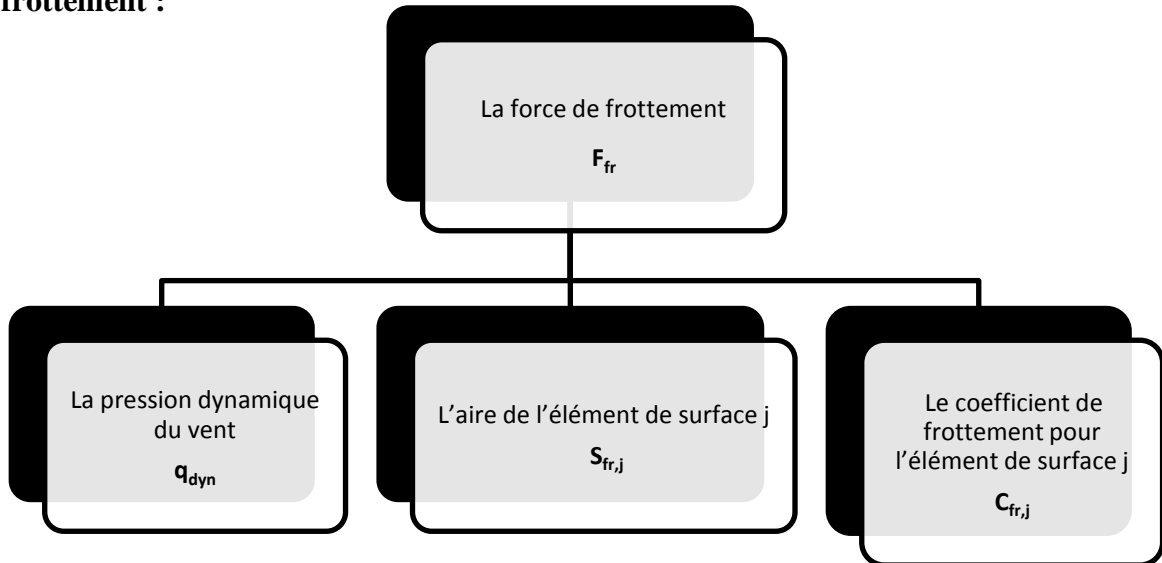
**Vent perpendiculaire au pignon V<sub>1(AB)</sub> et V<sub>3(CD)</sub> :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{38}{84} = 0,45 < 3 \\ \text{Et} \\ \frac{d}{h} = \frac{38}{9.4} = 4,04 > 3 \end{array} \right. \longrightarrow \text{calcul des forces de frottement}$$

## Chapitre IV. Etudes climatiques

Donc dans les 2 sens  $\perp$  au long pan et pignon on est dans obligation de calculer les forces de frottement.

Organigramme qui suit représente les étapes à suivre pour le calcul des forces de frottement :



### IV.2.5.1 La force de frottement $F_{fr}$

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad [N]$$

- $j$  indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- $z_j$  (en m) est la hauteur du centre de l'élément  $j$ .
- $q_{dyn}$  (en  $N/m^2$ ) est la pression dynamique du vent.
- $S_{fr,j}$  (en  $m^2$ ) est l'aire de l'élément de surface  $j$ .
- $C_{fr,j}$  est le coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ .

#### a. Coefficient de frottement :

$$C_{fr,j} = 0,01$$

Pour les parois verticales :

L'aire de l'élément de surface :

$$S_{fr,j} = d \cdot h_j$$

Vent face BC et AD :

Coté entrée principale :

Niveau	Hauteur de l'étage $h_i$ (m)	$C_{fr,j}$	$q_{dyn}$ (daN / $m^2$ )	$S_{fr,j}$ ( $m^2$ )	$F_{fr,j}$ (daN )
RDC	5,08	0,01	61,28	193,04	118,29
1 <sup>er</sup> étage	3,2	0,01	61,28	121,6	74,52
2 <sup>ème</sup> étage	7,72	0,01	71,86	293,36	210,81
					$\sum F_{fr,j} = 403,62$

Tab.IV.9 Les forces de frottement des faces BC et AD

## Chapitre IV. Etudes climatiques

Coté bassin :

Niveau	Hauteur de l'étage hi (m)	C <sub>fr,j</sub>	q <sub>dvn</sub> (daN /m <sup>2</sup> )	S <sub>fr,j</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>fr,j</sub> (daN )
RDC	9,4	0,01	61,28	357,2	218.89

Tab.IV.10 Le force de frottement coté bassin

Vent face AB et CD :

Niveau	Hauteur de l'étage hi (m)	C <sub>fr,j</sub>	q <sub>dvn</sub> (daN /m <sup>2</sup> )	S <sub>fr,j</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>fr,j</sub> (daN )
RDC	5,08	0,01	61,28	193,04	118,29
1 <sup>er</sup> étage	3,2	0,01	61,28	121,6	74,52
2 <sup>ème</sup> étage	7,72	0,01	71,86	293,36	210,81
<b>∑ F<sub>fr,j</sub> = 403.62</b>					

Tab.IV.11 Les forces de frottement des faces AB et CD

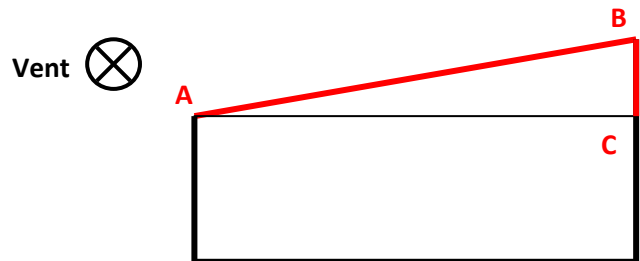
Pour la toiture :

l'aire de l'élément de surface :

$$S_{fr,j} = (\text{longueur ABC du développé}) * d$$

$$S_{fr,j} = 3483,08 \text{ m}^2$$

Vent sur toiture :



Niveau	C <sub>fr,j</sub>	q <sub>dvn</sub> (daN /m <sup>2</sup> )	S <sub>fr,j</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>fr,j</sub> (daN)
Toiture	0,01	61,28	3483,08	2759.3

Tab.IV.12 Le forces de frottement sur toiture

Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur les différentes parois y compris la toiture :

- parois verticales

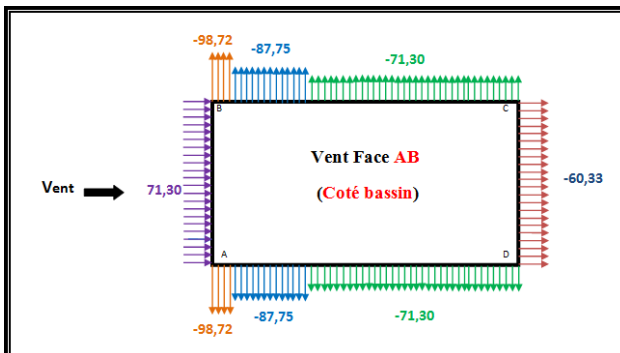


Fig.IV.3 Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du V<sub>1(AB)</sub> ( coté bassin )

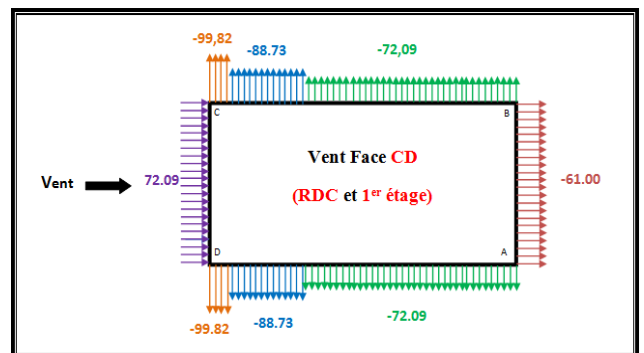


Fig.IV.4 Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V<sub>3(CD)</sub> (RDC et 1<sup>er</sup> étage)



# Chapitre IV. Etudes climatiques

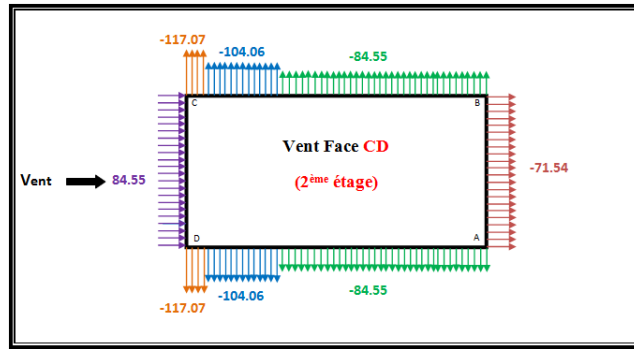


Fig.IV.5 Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent  $V_{3(CD)}$  (2<sup>ème</sup> étage)

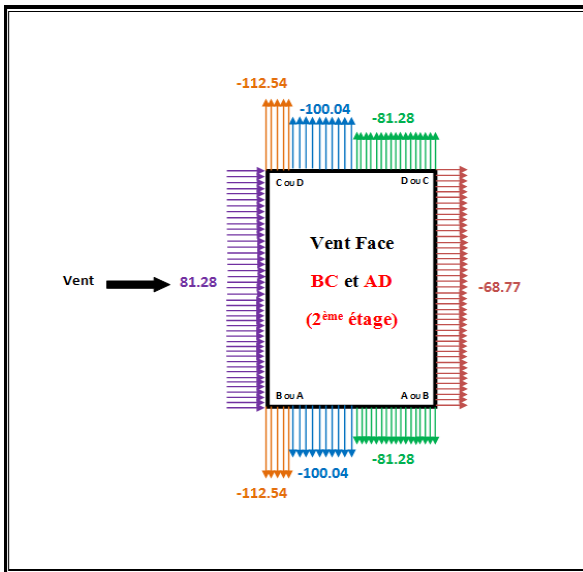


Fig.IV.6 Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent  $V_{2(BC)}$  et  $V_{4(AD)}$  (RDC et 1<sup>er</sup> étage)

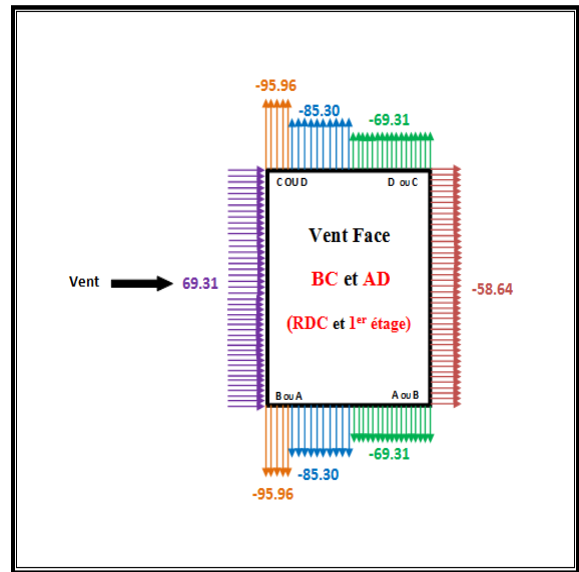


Fig.IV.7 Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent  $V_{2(BC)}$  et  $V_{4(AD)}$  (2<sup>ème</sup> étage)

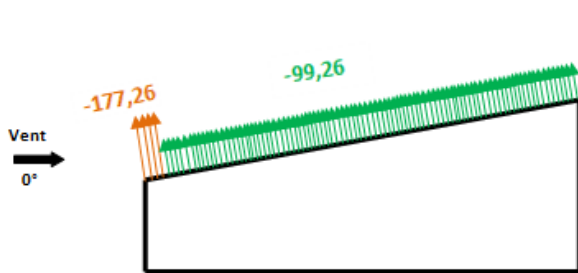


Fig.IV.8 Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent  $0^\circ$

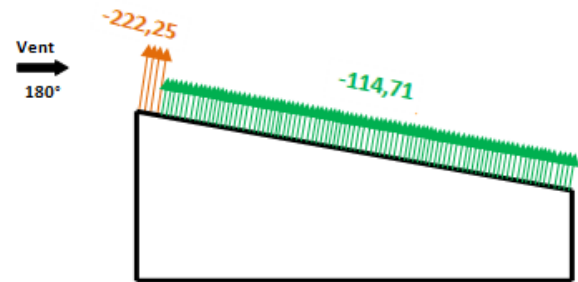


Fig.IV.9 Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent  $180^\circ$

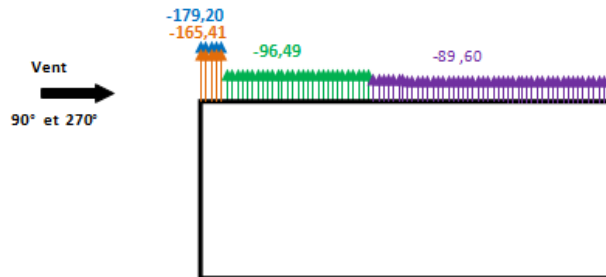


Fig.IV.10 Répartition des pressions sur la toiture-Direction du vent  $90^\circ$  et  $270^\circ$

# Chapitre V

## PRE-DIMENSIONNEMENT

### V.1 Prédimensionnement des poteaux

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que les poteaux soient prédimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes :

- ✓ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- ✓ Sollicitations horizontales concernant le séisme.

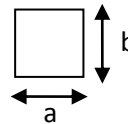
Le prédimensionnement des poteaux est calculé conformément aux règles BAEL91 et le RPA 99 version 2003.

#### V.1.1 Prédimensionnement

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 Version 2003.

Soient :

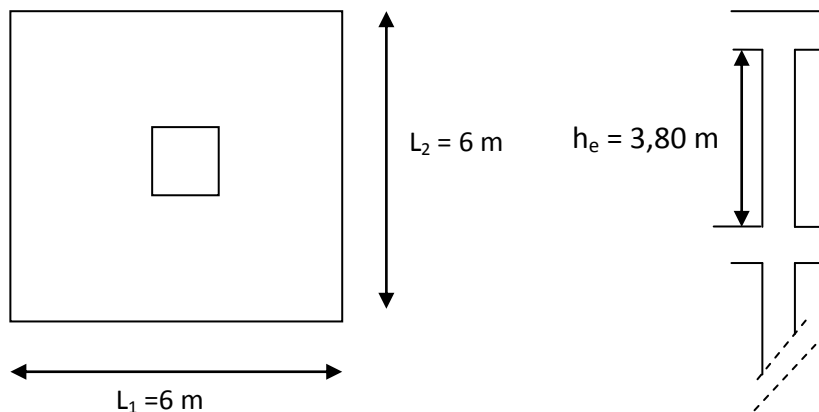
- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$  (zone I)
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$



$L_1$  : longueur du plancher (L m).

$L_2$  : largeur du plancher (l = m).

$N_u$  : la charge verticale à l'ELU.



$$N_u = P_u * s * n$$

Avec :

n : nombre d'étage + RDC , n=3

s : surface supportée par le poteau le plus défavorable, S= L<sub>1</sub> \* L<sub>2</sub> = 36 m<sup>2</sup>

P<sub>u</sub> : Charge moyenne du plancher répartie de 1 t/m<sup>2</sup>.

$$N_u = 1 * 36 * 3 \longleftrightarrow N_u = 108 \text{ t/m}^2 = 1,08 \text{ MN/m}^2$$

### V.1.1.1 Section réduite

$$Br \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 f_e}{100 * \gamma_s}}$$

Avec:

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

D'après le BAEL on prend  $\lambda=35 \longleftrightarrow \beta= 1,2$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge > 24 h)}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$Br \geq 0,072 \text{ m}^2$$

On a :

$$Br \geq (a-0,02)^2$$

$$a = \sqrt{Br} + 0,02$$

$$a = \sqrt{0,081} + 0,02a \geq 0,28 \text{ m} \longleftrightarrow$$

donc on prend

$$a=b = 40 \text{ cm}$$

Vérfications des conditions imposées par le RPA 99 V2003 :

- $\text{Min}(a;b) \geq 0,25 \text{ m} \longleftrightarrow 0,40 \text{ m} > 0,25 \text{ m}$  **Condition.Vérifiée**
- $\text{Min}(a ;b) \geq \frac{h_e}{20} \quad a=0,40 \text{ m} > \frac{3,80}{20} = 0,19$  **Condition.Vérifiée**
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \quad \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$  **Condition.Vérifiée**

### V.1.2 Vérification du poteau au flambement

#### V.1.2.1 Calcul du moments d'inertie

Rayon de giration  $i_x, i_y$

$$I_x = \frac{a b^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4 \quad \longleftrightarrow \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{213333,33}{1600}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{b a^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4 \quad \longleftrightarrow \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{213333,33}{1600}} = 11,55 \text{ cm}$$

Avec:

- A : section du Poteau,  $A = a \cdot b = 1600 \text{ cm}^2$

### V.1.2.2 Calcul de l'élanement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{266}{11,55} = 23,03 < 50$$

avec :

- $l_f = 0,7 \times l_0$  (cas général) ;  $l_f = 0,7 \times 3,80 = 2,66 \text{ m}$
- $i_x$  : rayon de giration

$(\lambda_{x,y}) < (50, 50)$  il n'y a pas de risque de flambement

## V.2 Pré dimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres

Les poutres principales : Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.

Les poutres secondaires : Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer.

### V.2.1 Prédimensionnement

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec :

L : la distance entre les axes des poteaux (la plus grande portée)

h : la hauteur de la poutre.

#### V.2.1.1 Les poutres principales

On a :  $L = 6 \text{ m}$

$$\frac{6}{15} \leq h \leq \frac{6}{10} \quad 0,4 \leq h \leq 0,6 \quad \longleftrightarrow$$

on prend :

- $h = 50 \text{ cm}$
- $b = 40 \text{ cm}$

La dimension de la poutre doit satisfaire les conditions du **R.P.A 99 V2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm}$   $\longleftrightarrow$   $40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  **Condition. Vérifiée**
- $h \geq 20 \text{ cm}$   $\longleftrightarrow$   $50 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  **Condition. Vérifiée**
- $h/b < 4$   $\longleftrightarrow$   $\frac{50}{40} = 1,25 < 4$  **Condition. Vérifiée**

Donc la poutre principale est de dimensions  $(40 \times 50) \text{ cm}^2$

### V.2.1.2 Les poutres secondaires

Les poutres secondaires sont dans le sens des poutrelles

On a :  $L = 6 \text{ m}$

$$\frac{6}{15} \leq h \leq \frac{6}{10} \quad 0,4 \leq h \leq 0,6 \quad \longleftrightarrow$$

on prend :

- $h = 50 \text{ cm}$
- $b = 40 \text{ cm}$

La dimension de la poutre secondaire doit satisfaire les conditions du **R.P.A 99 V2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm}$   $\longleftrightarrow 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  **Condition. Vérifiée**
- $h \geq 20 \text{ cm}$   $\longleftrightarrow 50 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  **Condition. Vérifiée**
- $h/b < 44$   $\longleftrightarrow \frac{50}{40} = 1.25 < 4$  **Condition. Vérifiée**

Donc la poutre secondaire est de dimensions  $(40 \times 50) \text{ cm}^2$

### V.3 Les planchers

On opte pour des planchers en corps creux, dont l'épaisseur est estimée selon les conditions de flèche admissible (BAEL 91)

$$\frac{h_t}{L_{\max}} > \frac{1}{22.5}$$

Avec :

$h_t$  : L'épaisseur du plancher.

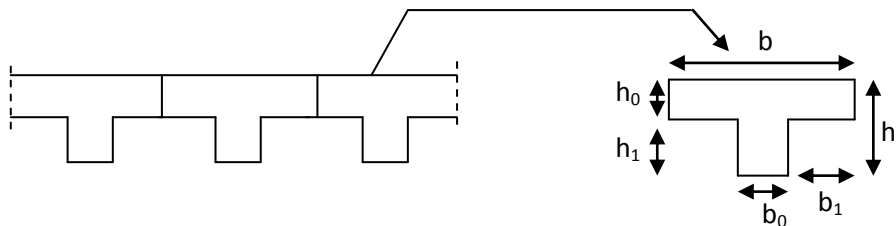
$L_{\max}$  : Distance max entre nue d'appuis de la poutre  $L_{\max} = 5,60 \text{ m}$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{560}{22.5} = 24,89 \text{ cm}$$

20 cm (pour le corps creux) hourdis  
 On prendra  $h_t = 25 \text{ cm}$   $\longleftrightarrow$  {  
 5 cm (pour la dalle de compression).

#### V.3.1 Les poutrelles

La hauteur de la poutrelle est la même que celle du plancher.



**Fig V.3.1.** Une coupe de la poutrelle

Avec:

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$h_1 = 21 \text{ cm}$$

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2.b_1 \quad b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 V2003 le  $b_1$  min doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b_1 \leq \frac{L}{10} = 60$        $26,5 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$
  - $b_1 \leq (6 \times h_0, 8 \times h_0)$        $26,5 \text{ cm} \leq (30, 40)$
- } **Condition. Vérifiée**

### Conclusion

Le prédimensionnement sert pour que la structure résiste aux différentes sollicitations (verticales et horizontales) d'après nos calculs, toutes les valeurs trouvées satisfaisant ont les conditions du **R.P.A 99 V2003**.

# Chapitre V

## ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

### V.1 Chéneaux et descente des eaux pluviales

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.

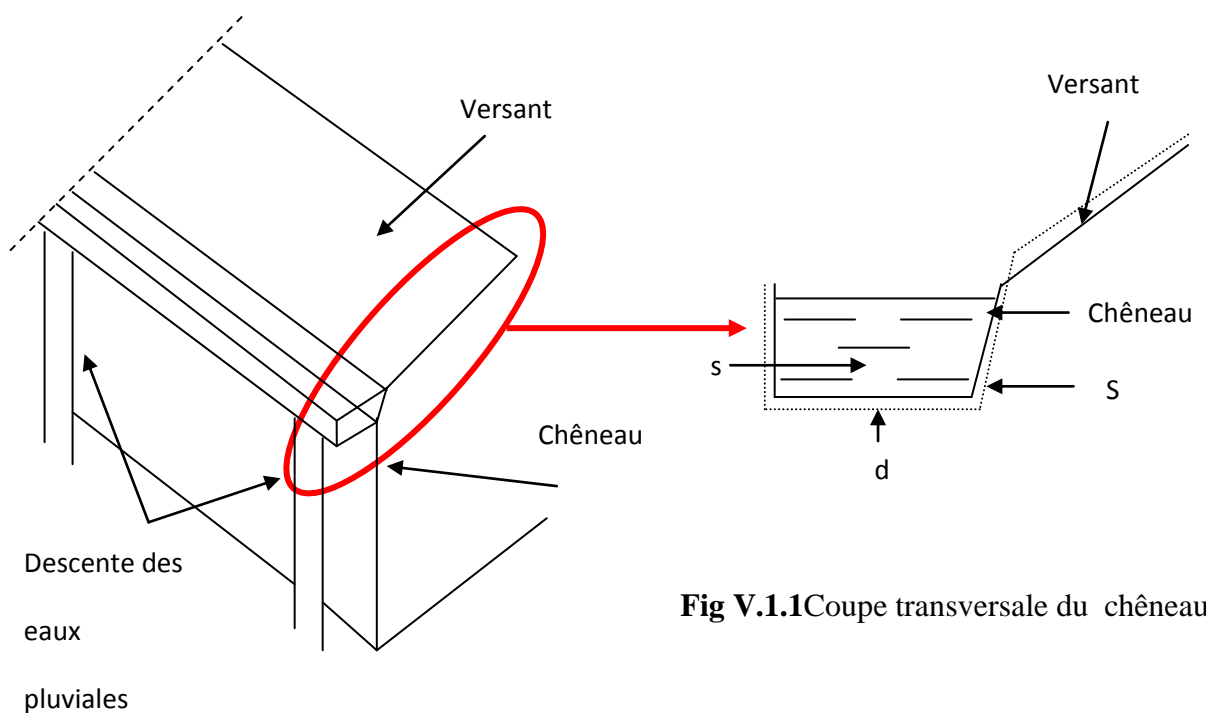


Fig V.1.1 Coupe transversale du chéneau

Fig V.1 chéneau d'eau

### V.1.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{s} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} \cdot p}}$$

Avec :

s : section transversale du chéneau en cm<sup>2</sup>

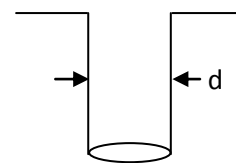


Fig V.1.2 Moignon cylindrique

S : surface couverte intéressant le chéneau en  $m^2$

d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm

p : pente du chéneau = 2 mm/m

Le périmètre "d" étant difficile à évoluer, on peut tirer la section de chéneau à partir d'un abaque en fonction de la pente du chéneau et de la surface des combles desservis en  $m^2$ .

### a. Bloc A :

Il contient un D.E.P à chaque extrémité suivant le long-pan.

$$S = 15,84 \times 15 = 237,6 \text{ m}^2$$

$$s = 320 \text{ cm}$$

$$\blackrightarrow \quad d = 20 \text{ cm}$$

### b. Bloc B :

Il contient un seul D.E.P le long du long-pan.

$$S = 15,84 \times 24 = 380,16 \text{ m}^2$$

$$s = 450 \text{ cm}^2$$

$$\blackrightarrow \quad d = 24 \text{ cm}$$

### c. Bloc C :

Il contient un seul D.E.P le long du long-pan.

$$S = 15 \times 12 = 180 \text{ m}^2$$

$$s = 270 \text{ cm}^2$$

$$\blackrightarrow \quad d = 18,5 \text{ cm}$$

### d. Bloc D :

Il contient un seul D.E.P le long du long-pan.

$$S = 16,6 \times 15,84 = 262,94 \text{ m}^2$$

$$s = 335 \text{ cm}^2$$

$$\blackrightarrow \quad d = 20,5 \text{ cm}$$

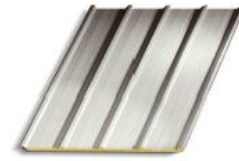
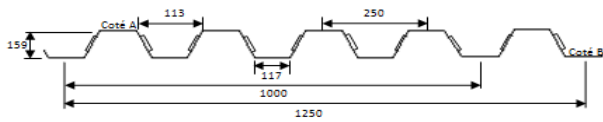
## VI.2 Matériaux de couverture

La couverture est en panneaux sandwich composés de tôle et d'une matière isolante entre les deux. Leurs caractéristiques sont dans les tableaux qui suivent :

### VI.2.1 Caractéristiques physiques de la tôle de couverture

- Poids propre ( Genus 160,10/10 ème) :  $P = 15,70 \text{ kg/m}^2$ .
- Limite de rupture :  $f_u = 360 \text{ Mpa}$ .
- Limite d'élasticité :  $f_y = 360 \text{ Mpa}$ .
- Flèche admissible  $\delta_{\max} = 1/200$
- Module de résistance  $w = 70 \text{ cm}^3$
- Moment d'inertie  $I = 659 \text{ cm}^4$





**Fig V.4**Tôle nervurée

- Poids propre de la matière isolante  $P = 25,3 \text{ kg/m}^2$

### VI.3 Pannes de couverture

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en (I, []), elles sont soumises à la flexion bi-axiale sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Cette dernière n'étant pas cumulable avec le vent et la neige. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques.

#### VI.3.1 Espacement entre pannes

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

L'espacement à prendre en considération sera prise égal au minimum entre les deux espacements calculés à l'E.L.U et à l'E.L.S.

#### VI.3.2.1 Détermination des sollicitations

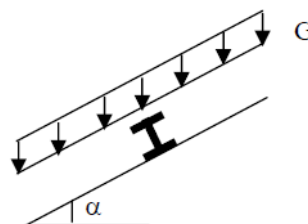
Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle ( $\alpha$ ) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

##### a. charges permanentes G

Types	charges
<b>Couverture en panneaux sandwichs</b>	$41 \text{ kg/m}^2$
<b>Accessoire</b>	$2,93 \text{ kg/m}^2$
<b>Faux plafond</b>	$5,24 \text{ kg/m}^2$
	$G=49,17 \text{ kg/m}^2$

**Tab.VI.3** Charges permanentes repressent par les pannes

**Couverture en panneaux sandwichs** =  $41 \text{ kg/m}^2$   
**Accessoire** =  $2,93 \text{ kg/m}^2$   $G=49,17 \text{ kg/m}^2$   
**Faux plafond** =  $5,24 \text{ kg/m}^2$



**FigVI.5.**Cas de charge permanente

**b. surcharges d'entretien :**

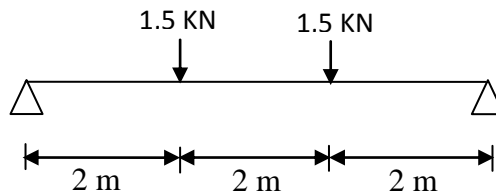
La charge d'entretien est déterminée suivant le document technique réglementaire (DTR-BC-2,2), qui propose les deux cas de charges suivants :

**1<sup>er</sup> cas**

Charges ponctuelles de 1.5 KN au 1/3 et 2/3 de la portée. (DTR-BC-2.2 art.7.33).

La couverture est de longueur 6m donc :

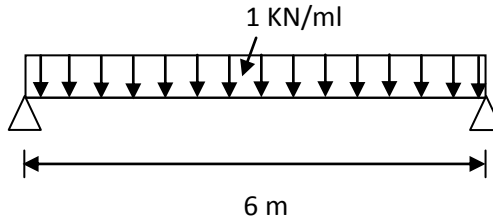
$$M = 1.5 \times \frac{6}{3} = 3 \text{ KN.m}$$



**2<sup>ème</sup> cas**

une charge de 1 KN appliquée sur une surface de 10 m<sup>2</sup>. Ces 10 m<sup>2</sup> forment un rectangle, dont un côté est déterminé par l'entraxe entre les éléments considérés. Donc une bande de 1ml, Q sera prise égale à 1 KN/ml, d'où :

$$M = Q \times \frac{l^2}{8} = 1 \times \frac{6^2}{8} = 4.5 \text{ KN.m}$$



Nous constatons que le deuxième cas est le plus défavorable donc on prend :

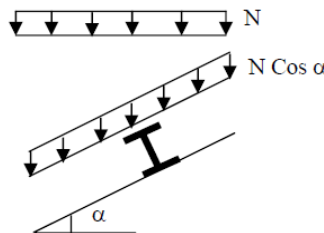
$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

Type	charge
Surcharge d'entretien	100 kg/m <sup>2</sup>

**Tab.VI.4** Surcharges d'entretien reprises par les pannes

**c. Actions climatiques**

- **Surcharge de la neige**  
 $S_n = 0.229 \text{ kN/m}^2$



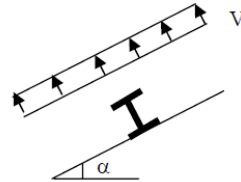
**Fig VI.6** Cas de charge de neige

- **Action du vent**

L'action du vent la plus défavorable est toujours celle causée par un vent perpendiculaire au long pan.

- **Action du vent sur la panne courante**

L'action du vent exercée sur cette panne est calculée pour chaque zone en fonction de sa surface et ses coefficients de pressions extérieurs et intérieurs.



**Fig VI.7.** Cas de l'effet du vent

### Zone F

$$W = C_d q_{\text{dyn}} (C_{pe} - C_{pi})$$

$$W = 0,905 \times 79,22 (-2,3 - 0,8) = -222,25 \text{ daN/m}^2$$

$$W = -2,22 \text{ KN/m}^2$$

W : action du vent maximale récurrente, un vent perpendiculaire au long pan.

### Zone G

$$W = C_d q_{\text{dyn}} (C_{pe} - C_{pi})$$

$$W = 0,905 \times 79,22 (-1,3 - 0,8) = -150,55 \text{ daN/m}^2$$

$$W = -1,50 \text{ KN/m}^2$$

W : action du vent maximale récurrente, un vent perpendiculaire au long pan.

### VI.3.1.2 Espacement maximum à l'E.L.U

On suppose que l'espacement « e » = 2,1 m

#### a. Combinaison d'action à l'E.L.U

La charge d'entretien n'est pas cumulable avec les actions climatiques, donc les combinaisons d'actions seront les suivantes :

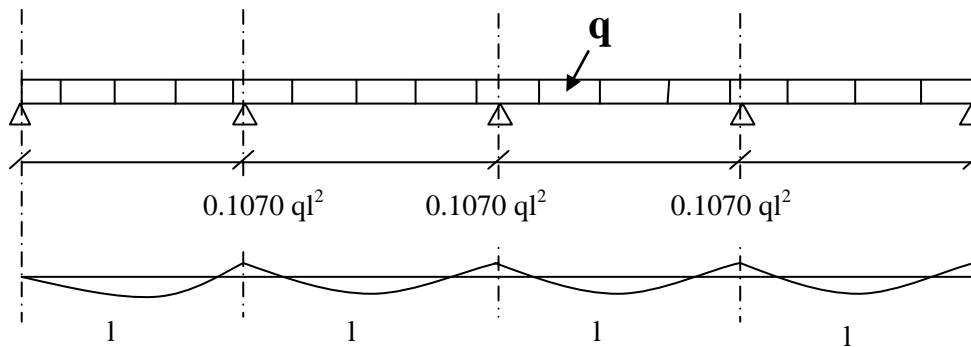
- ✓  $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{\text{ent}} = 1,35 \times 1,03 + 1,5 \times (2,1 \times 1) = 4,54 \text{ KN/ml}$
  - ✓  $q_2 = 1,35 G + 1,5 S_n = 1,35 \times 1,03 + 1,5 \times (2,1 \times 0,229) = 2,10 \text{ KN/ml}$
  - ✓  $q_3 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times 1,03 - 1,5 \times (2,1 \times 2,22) = -5,59 \text{ KN/ml}$
- $$q = \max(q_1, q_2, q_3) = -5,59 \text{ KN/ml}$$

Pour le dimensionnement de la panne, on tiendra compte de la dernière combinaison ; la plus défavorable :

$$1,35 G + 1,5 W = 5,59 \text{ KN/ml}$$

• **Moments maximum pour une poutre continue sur 5 appuis simples**

Le moment maximum est déterminé suivant les formulaires de R.D.M par la méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous :



**Fig V.2.** Schéma statique de la couverture

- $M_{\max} = 0.1071 ql^2$
- $q = 5,59 \text{ KN/ml}$
- $l = \text{espacement entre chaque panne}$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\omega} < f_y \Rightarrow 0.1071 ql^2 < f_y x \omega$$

$$l \leq \sqrt{\frac{f_y x \omega}{0.1071 x q}} = \sqrt{\frac{235 \times 10^{-3} \times 26,1}{0.1071 \times 5,59}}$$

$$l_{1\max} = 2,75 \text{ m} \quad \longleftrightarrow$$

**VI.3.1.3 Espacement maximum à l'E.L.S**

**a. Combinaisons d'actions**

- ✓  $q_1 = G + Q_{\text{ent}} = 1,03 + 2,1 = 3,13 \text{ KN/ml}$
- ✓  $q_2 = G + S_n = 1,03 + 0,479 = 1,51 \text{ KN/ml}$
- ✓  $q_3 = G + W = 1,03 - 4,66 = -3,63 \text{ KN/ml}$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 3,63 \text{ KN/ml}$$

**b. Equation de variation du moment**

$$M(x) = \mu + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

Avec :

$\mu$  : Moment isostatique

$M_g$  : moment sur appui gauche de la travée considérée

$M_d$  : moment sur appui droit de la travée considérée

$$M(x) = q \frac{x}{2} (1-x) - 0,1071 qlx = -q \frac{x^2}{2} + 0,3929 qlx$$

- **Détermination de la section d'abscisse x la plus sollicitée**

$$T(x) = -M'(x) = qx - 0,3929 ql$$

$M(x)$  max correspond à  $T(x)$  nul donc :

$$T(x_0) = 0 \quad x_0 = 0,3929 l \quad \longleftrightarrow$$

- **Equation de flèche**

$$Ely'' = -M(x) \quad \longleftrightarrow \quad y'(x) = \frac{-1}{EI} \left[ -\frac{qx^3}{6} + 0,19645 qlx^2 + c_1 \right]$$

$$y(x) = \frac{-1}{EI} \left[ -\frac{qx^4}{24} + 0,06548 qlx^3 + c_1x + c_2 \right]$$

La flèche est obtenue en intégrant deux fois le moment fléchissant :

Conditions aux limites :

$$y(0) = y(l) = 0$$

$$y(0) = 0 \quad C_2 \rightarrow 0$$

$$y(l) = 0 \quad C_1 \rightarrow 0,0238ql^3$$

- **Flèche maximale «  $y(x_0)$  »**

$$y(x) = \frac{-1}{EI} \left[ -\frac{qx^4}{24} + 0,06548 qlx^3 - 0,0238 ql^3x \right]$$

$$y(x_0) = y(0,3929l) = \frac{0,006372}{EI} ql^4$$

$\delta_{\max}$  est limitée à  $l/200$  donc  $\delta = y(x_0) \leq \delta_{\max}$

$$\frac{0,006372}{EI} ql^4 \leq \frac{l}{200}$$

$$l \leq \sqrt[3]{\frac{EI}{0,006372 \times q \times 200}}$$

$$l \leq \sqrt[3]{\frac{2,1 \times 10^5 \times 68,31}{0,006372 \times 3,63 \times 200}}$$

$$l_{2\max} = 2,99 \text{ m} \quad \longleftrightarrow$$

### Conclusion

L'espace entre les pannes à considérer doit être inférieur aux 2 longueurs trouvées à l'E.L.U et à l'E.L.S. C.-à-d :  $e \leq \min(l_{1\max}, l_{2\max}) \leq (2,75 ; 2,99)$

La supposition est la bonne = **2,1 m**

### V.3.2.2 Dimensionnement de la panne

$$\begin{cases} q_x = q \times \sin \alpha = 5,59 \times \sin 5 = 0,487 \text{ KN/ml} \\ q_y = q \times \cos \alpha = 5,59 \times \cos 5 = 5,56 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

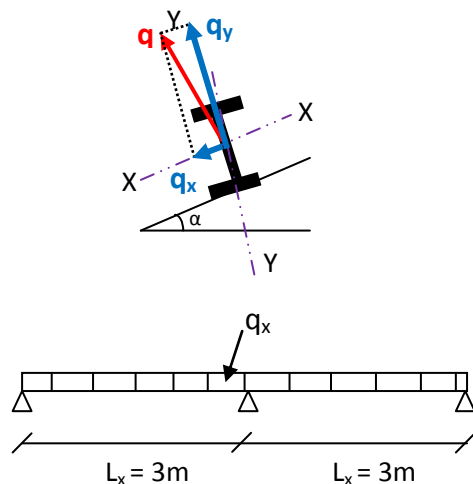
#### a. Calcul des moments sollicitants $M_{sd}$

##### Plan x-x

On prévoit des liernes dans le plan (x-x)

$$M_{y, sd} = q_x \times \frac{l_x^2}{8} = 0,487 \times \frac{9}{8}$$

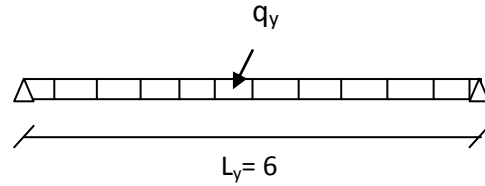
$$M_{y, sd} = 0,547 \text{ KN.m}$$



### Plan y-y

$$M_{x, sd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8} = 5,56 \times \frac{36}{8}$$

$$M_{x, sd} = 25,02 \text{ KN.m}$$



Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM97 afin de dimensionner les pannes :

$$M_{x, sd} \leq M_{x, crd}$$

et

$$M_{y, sd} \leq M_{y, crd}$$

Avec:  $M_{c, rd} = W_{plx} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

1)  $M_{x, sd} \leq M_{x, crd}$

$$M_{x, sd} < W_{plx} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{plx, min} = \frac{M_{x, sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{25,02 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{plx, min} = 117,11 \text{ cm}^3 \quad \longleftrightarrow$$

2)  $M_{y, sd} \leq M_{y, crd}$

$$W_{ply, min} = \frac{M_{y, sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{0,547 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{ply, min} = 2,56 \text{ cm}^3 \quad \longleftrightarrow$$

### b. Conditions des flèches à l'E.L.S

$$q_3 = G + W = 3,63 \text{ KN/ml}$$

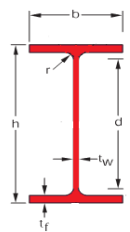
$$q_x = q \times \sin \alpha = 3,63 \times 0,087 = 0,316 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = q \times \cos \alpha = 3,63 \times 0,996 = 3,62 \text{ KN/ml}$$

### VI.3.2.3 Choix du profilé

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'E.L.U et à l'E.L.S sera un IPE 160 de caractéristiques suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	869.3	68.3	123.9	26.10	6.58	1.84



**TabVI .5** caractéristiques du profilé

**VI.3.2.4 Classe du profilé**

**a. Classe de âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{127.2}{5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad 25,44 < 72 \text{ l'âme est de classe } \blacktriangleleft \blacktriangleright$$

**b. Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{41}{7,4} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad 5,54 < 10 \text{ l'âme est de classe } \blacktriangleleft \blacktriangleright$$

**Conclusion :** La section est de classe 1

- Vérification de la flèche
- Plan x-x

$$\delta = \frac{0,415 \times 5 \times 1^4 \times q_x}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_x}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} \quad \blacktriangleleft \frac{0,415 \times 5 \times 0,316 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 68.31} = 0,96 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm} \text{ Condition. Vérifiée} \blacktriangleright$$

- Plan y-y

$$\delta = \frac{5 \times q_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_y}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} \quad \blacktriangleleft \frac{5 \times 3,62 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869,3} = 2,35 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \text{ Condition. Vérifiée} \blacktriangleright$$

**VI.3.2.5 Vérification des contraintes**

Nous sommes dans la flexion déviée, il faut vérifier :

$$\left( \frac{M_{x,sd}}{M_{Nx,rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les sections transversales des profilés laminés en I ou en H, on utilise :

$$M_{Nx,Rd} = M_{plx,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5\alpha)}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0$$

avec

$$\alpha = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = \frac{20,09 - 2 \times 8,2 \times 0,74}{20,09} = 0,39 \leq 0,5$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} = W_{ply} X \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \left\{ \begin{array}{l} n < \alpha \\ \\ \\ \end{array} \right.$$

$$M_{Nx,Rd} = \frac{M_{plx,rd}}{1-0,5\alpha} = \frac{W_{plx} * f_y}{(1-0,5\alpha)\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 0 \iff \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$$

Il faut vérifier que:

$$\left[ \frac{M_{x,sd} \times \gamma_{M0} \times (1-0,5 \alpha)}{W_{plx} * f_y} \right]^2 + \left[ \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{W_{ply} \times f_y} \right]^1 \leq 1$$

$$M_{x,sd} = q_y X \frac{l_y^2}{8} = q \cos \alpha \frac{l_y^2}{8} \left\{ \begin{array}{l} \\ \\ M_{y,sd} = q_x X \frac{l_x^2}{8} = q \sin \alpha \frac{l_x^2}{8} \end{array} \right.$$

$$q = 1,35[(0,492 \times 2,1) + 0,158] + 1,5 [(2,1 \times 1)] = 4,76 \text{ KN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{x,sd} = 21,33 \text{ KN.m} \\ M_{y,sd} = 0,47 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$\left[ \frac{M_{x,sd} * \gamma_{M0} * (1-0,5 \alpha)}{W_{plx} * f_y} \right]^2 + \left[ \frac{M_{y,sd} * \gamma_{m0}}{W_{ply} * f_y} \right]^1 \leq 1$$

$$\left[ \frac{21,33 * 10^2 * 1,1 (1-0,5 * 0,38)}{123,9 * 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{0,47 * 10^2 * 1,1}{26,10 * 23,5} \right]^1 = 0,52 \leq 1 \text{ Condition. Vérifiée}$$

### VI.3.2.6 Vérification au déversement

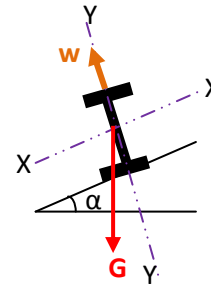
Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

#### a. Moment sollicitant

$$M = q \frac{l^2}{8} = (1,35 G_y + 1,5 W) \frac{l^2}{8}$$

$$M = [1,35(1,16) \cos 5^\circ + 1,5(-4,66)] \frac{6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 26,97 \text{ KN.m}$$



#### b. Résistance de calcul de l'IPE 160 au déversement

La résistance de calcul d'un élément fléchi vis-à-vis du déversement est donnée par la formule suivante :

$$M_{b,Rd} = X_{LT} X B_w X f_y \frac{W_{plx}}{\gamma_{M1}}$$

$$B_w = 1$$

et pour les sections de classe 1

$$\gamma_{M1} = 1,1$$



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

Avec:  $\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT}^- - 0,2) + \lambda_{LT}^-^2 \right]$

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profilés laminés

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{plX} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E x I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w + L^2 \times G \times I_t}{I_y \pi^2 \times E \times I_y}}$$

Avec :

- ✓  $C_1 = 1,132$
- ✓  $I_y$ : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $68.31 \text{ cm}^4$
- ✓  $I_t$ : moment d'inertie de torsion =  $3,6 \text{ cm}^4$
- ✓  $I_w$ : moment d'inertie de gauchissement =  $3,96 * 10^3 \text{ cm}^6$
- ✓  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 * 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 * 10^6 \text{ N/cm}^2$
- ✓  $L = 6 \text{ m}$

$$M_{cr} = 1,132 \pi^2 \frac{21 \times 10^6}{600^2} \times 68.31 \times \sqrt{\frac{3,96 \times 10^3}{68.31} + \frac{(600^2) \times 8,08 \times 3,6}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}}$$

$$M_{cr} = 338620,71 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 235 \times 10^2}{338620,71}} = 2,93 = \lambda_{LT}^-$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(2,93 - 0,2) + (2,93^2)] = 5,07 = \phi_{LT}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left[ 5,07 + \sqrt{5,07^2 - 2,93^2} \right]} = 0,108$$

$$M_{brd} = 0,108 * 1 * 123,9 * 23,5 = 31,44 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{brd}$  Lastabilité du déversement est vérifiée.

### c. Stabilité au voilement par cisaillement

Selon le CCM97, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport :

$$d/t_w < 69\varepsilon$$

Avec :

$d$  : distance entre nus intérieurs des semelles.

Pour notre profilé IPE160 :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{160 - (2 \times 7,4)}{5} = 29,04$$

$$\varepsilon = 1 \text{ (pour } f_y = 235 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{d}{t_w} = 29,04 < 69\varepsilon \text{ Il n'est pas nécessaire de vérifier } \blackrightarrow$$

levoilement par cisaillement.

**d. Stabilité des pannes au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :**

On aura une stabilité au flambement si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

- ✓ d : distance entre nus intérieurs des semelles.
- ✓  $t_w$  : épaisseur de l'âme
- ✓  $A_w$  : aire de l'âme du profilé =  $(h - 2t_f) \times t_w = (160 - 2 \times 7,4) \times 5 = 726 \text{ mm}^2$
- ✓  $A_{fc}$  : aire de la semelle comprimée =  $b \times t_f = 82 \times 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2$
- ✓  $f_y$  : limite d'élasticité de la semelle comprimée =  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- ✓ E : module d'élasticité =  $2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
- ✓ K : coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe 1

$$K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{2,1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 2,93$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{160 - 2(7,4 + 9)}{5} = 25,44$$

$25,44 \leq 2,93$  La stabilité de la panne au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

**• Conclusion**

Suivant toutes les vérifications qui ont été faites en amont dans ce chapitre, l'IPE160 est convenable pour notre calcul et les pannes de notre structure.

**VI.3.3 Les liernes des pannes**

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

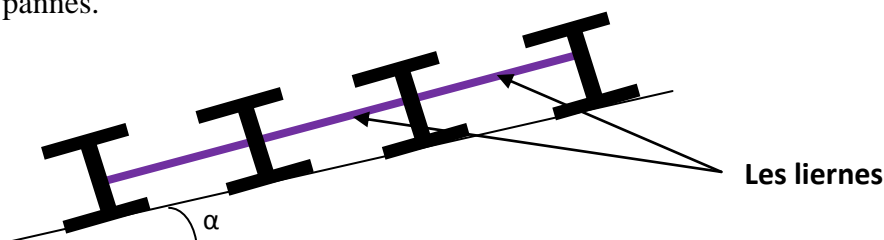
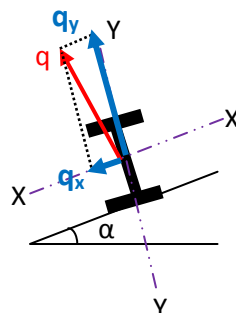


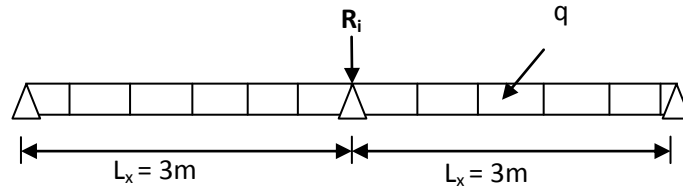
Fig VI.6 Coupe transversale des liernes

**VI.3.3.1 Dimensionnement des liernes des pannes**



Dans le plan (Y-Y), on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

La réaction au droit de cet appui est  $R_i = 1,25 q_x \cdot l_x$



$$q = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 (1,03 + 0,158) - 1,5 (4,66) = -5,41 \text{ KN/ml}$$

$$q_x = q \sin \alpha = 5,41 \times \sin 5 = 0,47 \text{ KN/ml}$$

### a. Réaction de la panne sur la lierne la plus sollicitée

$$R = 1,25 q_x x \frac{l_x}{2} = 1,25 \times 0,47 \times \frac{6}{2} = 1,762 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_1$  provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,762}{2} = 0,881 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon  $L_2$  :

$$T_2 = R + T_1 = 1,762 + 0,881 = 2,64 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon  $L_3$  :

$$T_3 = R + T_2 = 2,64 + 1,762 = 4,40 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon  $L_4$  :

$$T_4 = R + T_3 = 1,762 + 4,40 = 6,16 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon  $L_5$  :

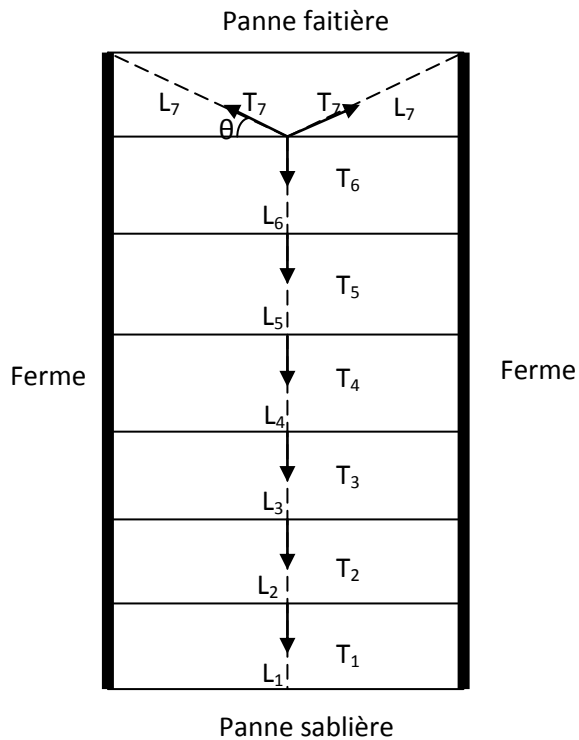
$$T_5 = R + T_4 = 1,762 + 6,16 = 7,92 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon  $L_6$  :

$$T_6 = R + T_5 = 1,762 + 7,92 = 9,69 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon  $L_7$  :

$$2T_7 \cdot \cos \theta = T_6$$



### • Remarque

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faitage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

### b. Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est  $L_6$ .

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante

$$\begin{aligned}
 N_{sd} &\leq N_{pl,Rd} \\
 N_{pl,Rd} &= A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} N_{sd} &\leq N_{pl,Rd} \\ N_{pl,Rd} &= A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{aligned}} \right\}$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_{s \min} = \frac{9,69 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^{-3}} = 45,35 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = T_1 + \sum_{i=2}^{n-1} T_i$$

Avec :

- ✓  $T_1 = R/2$
- ✓  $n$  : nombre de liernes par versant

Nous avons 8 pannes

$$N_{sd} = \frac{1,762}{2} + 1,762 (8-1)$$

$$N_{sd} = 13,21 \text{ KN}$$

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante :

$$\begin{aligned}
 N_{sd} &\leq N_{pl,Rd} \\
 N_{pl,Rd} &= A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} N_{sd} &\leq N_{pl,Rd} \\ N_{pl,Rd} &= A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{aligned}} \right\}$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_{s \min} = \frac{13,21 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^{-3}} = 61,83 \text{ mm}^2$$

On prendra un lierne de panne de diamètre  $\Phi 12$  et d'une section résistante  $A_s = 71,62 \text{ mm}^2$

### VI.3.4 Calcul de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

L'épaisseur de l'échantignolle sera dimensionnée de telle façon qu'elle puisse résister au moment de renversement  $M_r$ .

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

$$M_r = F_y \cdot x \cdot c + F_x \cdot x \cdot h/2$$

Pour une IPE160 :

- ✓  $h = 16 \text{ cm}$
- ✓  $2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$
- ✓  $t = 10 \text{ cm} \iff c = b = 5 \text{ cm}$

#### VI.3.4.1 Efforts sollicitants à l'E.L.U

$$F_y = 1,35 G_y + 1,5 W \cdot x/2 = 1,35 (1,15) + 1,5 (-4,66) \cdot 6/2 = -16,27 \text{ KN}$$

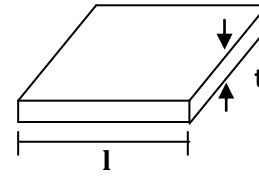
$$F_x = 1,35 G_x \cdot x/2 = 1,35 \cdot 0,101 \cdot 6/2 = 0,409 \text{ KN}$$

$$M_r = -16,27 \cdot 0,05 + 0,409 \cdot 0,08$$

$$\iff M_r = -0,78 \text{ KN.m}$$

**VI.3.4.2 Module de résistance de l'échantignole**

$$W = \frac{1}{V} = \frac{lt^3}{12} \times \frac{2}{t} = \frac{lt^2}{6}$$



**VI.3.4.3 Epaisseur de l'échantignole « t »**

$$\frac{M_r}{W} \leq f_y \frac{6M_r}{lt^2} \leq f_y \quad \longleftrightarrow$$

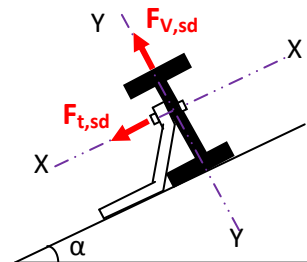
$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6M_r}{lf_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,78}{0,15 \times 235 \times 10^3}} = 0,0115 \text{ m} = 11,5 \text{ mm}$$

➤ prend un échantignole d'épaisseur t=12 mm

**VI.3.4.4 Boulon d'attache**

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$



Avec :

- $F_{V,sd}$  : effort de cisaillement
- $F_{t,sd}$  : effort de traction

$F_{V,sd}$  et  $F_{t,sd}$  représentent  $F_y$  et  $F_x$  respectivement qui sont déjà calculé en amont.

- $F_{V,Rd}$  : résistance 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 suivantes :

- $f_{ub}$  : 1000 N/mm<sup>2</sup>

1.25 Boulon sollicité en cisaillement

- $\gamma_{Mb} =$  }

1.5 Boulon sollicité en traction

$F_{V,Rd}$  et  $F_{t,Rd}$  sont donnés en fonction de l'aire de la section résistante «  $A_s$  » du boulon dans le tableau 65.3 page 113 [annexe] comme suit :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1,0 \times A_s}{1,25} = 0,4 A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1,0 \times A_s}{1,5} = 0,6 A_s$$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \longleftrightarrow \quad \frac{16,27}{0,4 A_s} + \frac{0,409}{1,4 \times 0,6 A_s} \leq 1$$

$$A_{s,\min} = 41,55 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre  $\Phi 12$  d'une section résistante  $A_s = 84,30 \text{ mm}^2$ .

Pour la précision, le règlement CCM97 impose d'autres vérifications qui sont :

1.  $\frac{F_{v,sd}}{F_{t,rd}} \leq 1$
2.  $\frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} \leq 1$
3.  $\frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} \leq 1$

### a. 1<sup>ère</sup> vérification

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{t,rd}} = \frac{16,27}{0,6 \times 84,30} = 0,32 < 1 \text{ Condition. Vérifiée} \quad \longleftrightarrow$$

### b. 2<sup>ème</sup> vérification

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} \leq 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

- ✓  $F_{b,Rd}$  : résistance à la pression diamétrale
- ✓  $\alpha = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{1000}{360}; 1\right) = 1$
- ✓  $d$  : diamètre du boulon ;  $d=12$  mm
- ✓  $t$  : épaisseur de l'échantignole ;  $t=12$  mm

D'où :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 10^3 \times 0,012 \times 0,012}{1,25} = 103,68 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} = \frac{16,27}{103,68} = 0,156 < 1 \text{ Condition. Vérifiée} \quad \longleftrightarrow$$

### c. 3<sup>ème</sup> vérification

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} \leq 1$$

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

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

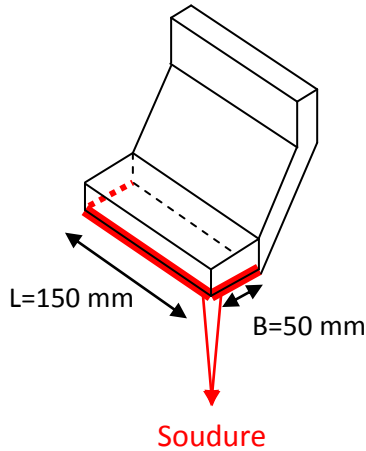
- ✓  $d_p$  : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ; c-à-d celle de l'IPE 160
- $d_p : t_w = 5$  mm
- ✓  $d_m$  : diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou
- $d_m = 12$  mm

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 0,012 \times 0,0053 \times 360 \times 10^3}{1,25} = 34,50 \text{ KN}$$

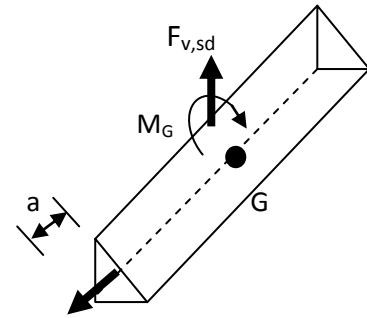
$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} = \frac{0,409}{34,50} = 0,011 < 1 \text{ Condition. Vérifiée} \quad \longleftrightarrow$$

Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre  $\Phi 12$ .

### VI.3.4.5 Cordon de soudure



**Fig VI.7** échantignole



**Fig VI.8** Cordon de soudure

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

Avec :

- a: épaisseur du cordon de soudure.
- $t_{\max}$  : épaisseur de la plus grande des pièces à assembler.

#### Vérification des soudures :

$$R_s = 0,7 \cdot f_y \cdot s \cdot l = 0,7 \cdot 235 \cdot 4 \cdot \sqrt{2} \cdot 3 \cdot 150 = 418,74 \text{ KN}$$

$$R_w = 0,5 f_{ue} \cdot a \cdot l = 0,5 \cdot 360 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 150 = 324 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 16,27 \text{ KN} \leq \frac{R_s}{\gamma_m} = 380,67 \text{ KN} \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

$$F_{t,sd} = 0,40 \text{ KN} \leq \frac{R_w}{\gamma_m} = 294,54 \text{ KN} \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

### VI.4 Etudes des escaliers

L'escalier est un élément de la construction constitué d'une succession de marche qui permettant le passage entre les différents niveaux de la construction.

#### VI.4.1 Prédimensionnement

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- ✓ L'esthétique
- ✓ Facilité à gravir sans fatigue, ce qui implique la conservation de cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et la contremarche, c'est la relation de « BLONDEL » : un pas =  $2h + g$

D'après la formule de « BLONDEL » :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.$$

Avec :

h: Hauteur de la contremarche.

g : Giron ou la longueur de la marche.

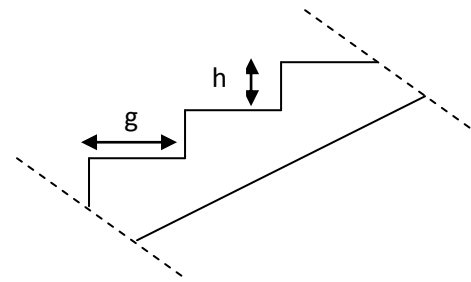
Dans notre cas et d'après le plan d'architecturale on a :

$$g=30 \text{ cm.}$$

$$29\text{cm} \leq 2h \leq 36\text{cm} \iff 14,5 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$h=17 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} h=17 \text{ cm} \\ g=30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$



### VI.4.1.1 Nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h}$$

Avec :

- n : nombre de contre marche
- H : hauteur d'étage : 408 cm
- h : hauteur de contre marche = 17 cm

$$n = \frac{408}{17} \quad n = 24 \quad \iff$$

### VI.4.1.2 Longueur de la ligne de foulée

$$L = \left(\frac{n}{2} - 1\right) \cdot g$$

$$L = \left(\frac{24}{2} - 1\right) \cdot 0,30 \text{ m} = 3,3 \text{ m} \quad \iff$$

### VI.4.1.3 Epaisseur du palier

$$L = 3,30 \text{ m} = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \quad \frac{330}{20} \leq e \leq \frac{330}{15} \quad \iff$$

$$16,5 \leq e \leq 22 \quad \iff e = 17 \text{ cm}$$

### VI.4.1.4 Epaisseur de la pailasse

$$L = 3,30 \text{ m} = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \frac{330}{30} \leq e \leq \frac{330}{20} \quad \iff$$

$$11 \leq e \leq 22 \quad e = 12 \text{ cm} \quad \iff$$

### VI.4.1.5 Calcul de l'inclinaison de la pailasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2,20}{3,90} = 0,56$$

$$\alpha = \text{arctg}(0,56)$$

$$\alpha = 29,42^\circ$$



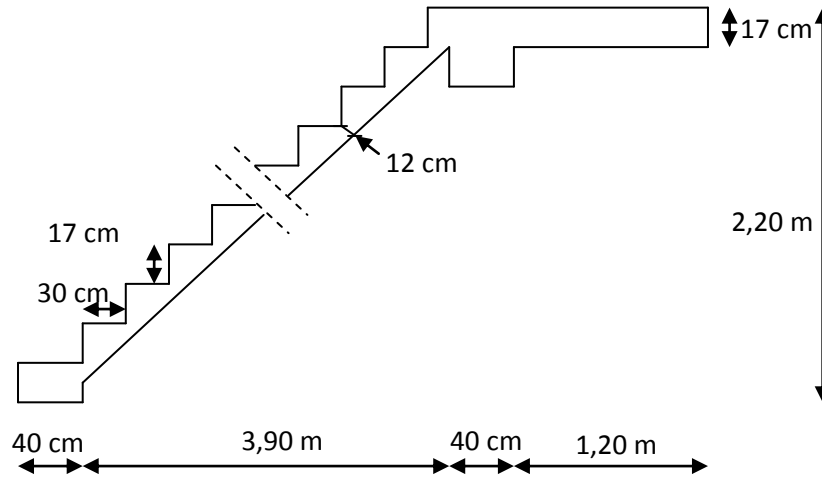


Fig VI.9 Dimensions de l'escalier

## VI.4.2 Descente de charge

### VI.4.2.1 La paillasse

Types		Charges permanentes
Poids propre (e=15cm)	0,15x 2500 x 1,30/cos(32,51)	578,09Kg/ml
Poids marches- contre marches (e=17cm)	2500x0, 17x0, 5x1, 30	276,25Kg/ml
Carrellage	0,03x 2200x1,30	85,8Kg/ml
Mortier de pose	0,03x2000x1, 30	78Kg/ml
Enduit sous plafond	36x1, 30	46,8Kg/ml
		$G_5=1018,14 \text{ Kg/ml}$
		Surcharge d'exploitation
	250x1, 30	$Q_5 = 325 \text{ Kg/m}^2$

Tab.VI.6 Charges permanentes et surcharge d'exploitation de la paillasse

### VI.4.2.2 Palier d'escalier

Types		Charges permanentes
Poids propre (e=15cm)	0,15 x 2500 x 1,30	487,5Kg/ml
Carrellage	0,03x 2200x1,30	85,8Kg/ml
Mortier de pose	0,03x2000x1, 30	78Kg/ml
Enduit sous plafond	36x1, 30	46,8Kg/ml
		$G_4=698,1 \text{ Kg/ml}$
		Surcharge d'exploitation
	250x1, 30	$Q_4 = 325 \text{ Kg/m}^2$

**Tab.VI.7** Charges permanentes et surcharge d'exploitation du palier d'escalier

**VI.4.2.3 Combinaison d'action**

	ELU	ELS
Combinaison	1,35G + 1,5Q	G + Q
Paillasse (KN/ml)	18,61	13,43
Palier d'escalier (KN/ml)	14,29	10,23

**Tab VI.8** Récapitulation des combinaisons d'actions

**VI.4.3 Détermination des efforts internes**

**VI.4.3.1 E.L.U**

**a. Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum M_F / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 5,1 + q_{u1} \cdot \frac{3,9^2}{2} + q_{u2} \cdot l_2 \cdot (l_1 + l_2/2) = 0$$

$$\Leftrightarrow -R_B \times 5,1 + 18,61 \cdot 7,60 + 14,29 \cdot 5,4 = 0$$

$$R_B = 42,86 \text{ KN}$$

$$R_A = (q_{u1} \cdot 3,90 + q_{u2} \cdot 1,20) - R_B$$

$$R_A = 89,72 - 35,29$$

$$R_A = 46,86 \text{ KN}$$

• **Vérification**

$$\sum F_V = R_A + R_B - (q_{u1} \cdot 3,90 + q_{u2} \cdot 1,20) = 0 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

**b. Détermination des moments fléchissants et des efforts tranchants**

**Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 3,90\text{m}$**

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 46,86 x - 18,61 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(3,90) = 41,22 \text{ KN.m}$$

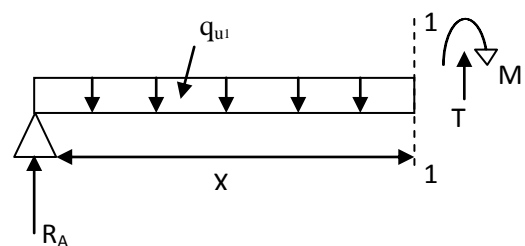
$$M'(x) = 46,86 - 18,61 \cdot x = 2,52 \text{ m} \in [0, 3,90]$$

$$M_{\max} = M(2,52) \iff M_{\max} = 59 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$T(x) = 46,86 - 18,61 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 46,86 \text{ KN} \\ T(3,90) = -25,71 \text{ KN} \end{cases}$$



**Section 2-2 :  $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$**

$$M(x) = R_B \cdot x - q_{u2} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 42,86 x - 14,29 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,20) = 41,14 \text{ KN.m}$$

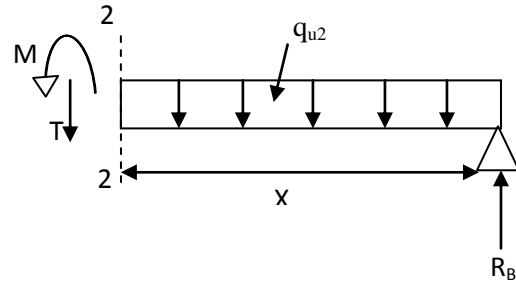
$$M'(x) = 42,86 - 14,29 \cdot x = 2,99\text{m} \notin [0,1,20]$$

$$T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = -42,86 + 14,29 \cdot x$$

$$T(0) = -42,86 \text{ KN}$$

$$T(1,20) = -25,71 \text{ KN}$$



### VI.4.3.2 E.L.S

#### a. Calcul des réactions d'appuis

$$\sum M_F / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 5,1 + q_{u1} \cdot \frac{3,9^2}{2} + q_{u2} \cdot l_2 \cdot (l_1 \cdot l_2 / 2) = 0$$

$$\Leftrightarrow -R_B \times 5,1 + 13,43 \cdot 7,60 + 10,23 \cdot 5,4 = 0$$

$$R_B = 30,84 \text{ KN}$$

$$R_A = (q_{u1} \cdot 3,90 + q_{u2} \cdot 1,20) - R_B$$

$$R_A = 64,65 - 25,42$$

$$R_A = 33,80 \text{ KN}$$

#### b. Détermination des moments fléchissants et des efforts tranchants

**Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 3,90\text{m}$**

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(3,90) = 29,68 \text{ m}$$

$$M'(x) = 33,80 - 13,43 \cdot x = 2,51\text{m} \in [0,3,90]$$

$$M_{\max} = M(2,51) \longleftrightarrow M_{\max} = 42,53 \text{ KN.m}$$

$$T(0) = 33,80 \text{ KN}$$

$$T(3,90) = -18,57 \text{ KN}$$

**Section 2-2 :  $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$**

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,20) = 23,13 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 30,84 - 10,23 \cdot x = 3,01 \text{ m} \notin [0,1,20]$$

$$T(0) = 30,84$$

$$T(1,20) = -18,57 \text{ KN}$$

**VI.4.3.3 Récapitulation des moments et efforts tranchants**

	ELU	ELS
$M_{\max}$ (KN.m)	59	<b>42,53</b>
$T_{\max}$ (KN)	<b>46,86</b>	<b>33,80</b>

**Tab.VI.9** Récapitulation de M et T

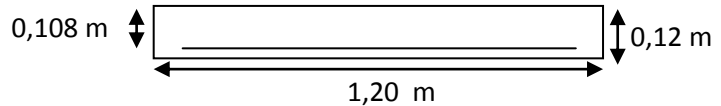
**VI.4.4 Détermination du ferrailage**

$b=1,20$  m

$h= 12$  cm

$d= 0,9 \times h =0,9 \times 12$

$d= 10,8$  cm



**Les contraintes**

- $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17$  MPa
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82$  MPa

**VI.4.4.1 ELU**

**a. En travée**

$M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \cdot 59 = 50,15$  KN .m

• **Moment ultime réduit**

$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50,15 \cdot 10^{-3}}{1,20 \cdot 0,108^2 \cdot 14,17} = 0,252$

• **Section d'armature**

$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z}$  avec:  $\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} ) \alpha = 0,369$  ↔

$z = d ( 1 - 0,4 \alpha ) z = 0,108 ( 1 - 0,4 ( 0,369 ) )$

$z = 0,092$  m

$A_{st} = \frac{50,15 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,092}$

$A_{st} = 15,67$  cm<sup>2</sup> On prend 11T14 = 16,93 cm<sup>2</sup>

• **Condition de non fragilité :**

$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$  MPa

$A_{st \min} \geq 0,23 \times 1,20 \times 0,108 \times \frac{2,1}{400}$

$A_{st \min} \geq 1,56$  cm<sup>2</sup>

$A_{st} > A_{\min}$  Condition. Vérifiée ↔

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{16,93}{4} = 4,23 \text{ cm}^2$$

On prend 3T14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

- b. En appuis**

$$M_{u a} = 0,5 M_{\max} = 0,5 \times 59 = 29,5 \text{ KN .m}$$

- **Moment ultime réduit**

$$\mu_u = 0,148$$

- **Section d'armature**

$$\alpha = 0,201$$

$$z = 0,099 \text{ m}$$

}

$$A_{st} = \frac{29,15 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,099}$$

$$A_{st} = 8,46 \text{ cm}^2$$

On prend 6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>

- **Condition de non fragilité**

$$8,46 > 1,56 \text{ cm}^2 \quad A_{st} > A_{\min} \quad \text{Condition } \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{8,46}{4} = 2,11 \text{ cm}^2$$

On prend 3T14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

### VI.4.4.2 ELS

Vue que nos escaliers se trouvent dans un endroit couvert, donc ils sont soumis à des fissurations peu nuisibles ce qui nous limitera de vérifier que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes est réduite à :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- a. En travée**

$$\gamma = \frac{59}{42,53} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{appuis}} \leq \alpha \quad 0,369 \leq 0,44 \quad \text{Condition } \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Puisque l'équation indiquée ci-dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée.

**b. En appuis**

$$\gamma = \frac{59}{42,53} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{appuis}} \leq \alpha \quad 0,201 \leq 0,44 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

Puisque l'équation indiquée ci-dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en appuis.

**VI.4.4.3 Vérification au cisaillement**

$$T_{\text{max}} = 46,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} ; \tau_u = \frac{46,86 \cdot 10^{-3}}{1,20 \cdot 0,108}$$

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \text{ avec : } \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

**VI.4.4.4 Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{4,08}{6} > \frac{1}{16} \quad \longleftrightarrow$$

$$0,68 > 0,0625 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

Avec :

h : hauteur de la cage d'escalier = 4,08 m

l : distance entre appuis = 6 m

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u}$$

$$\frac{4,08}{6} > \frac{1}{18} \times \frac{42,53}{59}$$

$$0,68 > 0,040 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

$$\frac{A_{\text{st appui}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_c}$$

$$\frac{9,24 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,108} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$0,0091 \leq 0,0105 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

# Chapitre VII

## ETUDES SISMIQUES

### Introduction

Le séisme, secousse ou succession de secousses plus ou moins volantes du sol. Il résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre. Ces secousses peuvent être imperceptibles ou très destructrices. Notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Vue l'impact de ce dernier, on est dans l'obligation de faire un calcul normalisé d'après les règles RPA99 version 2003

La détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul

- Méthode statique équivalente.
  - Méthode d'analyse spectrale.
  - Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.
- } Vue l'irrégularité de notre structure en plan et en élévation on est dans l'obligation de d'appliquer la méthode spectrale.

### Classification des zones sismiques

- Zone I (Ghazawouet, Tlemcen)

### Classification de l'ouvrage

- Dans notre cas ; l'ouvrage fait partie du groupe d'usage 1A.
- Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

## VII.1 Méthode spectrale

### VII.1.1 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'inertie.

### VII.1.2 Le calcul

#### VII.1.2.1 Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

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

**R** : coefficient de comportement global de la structure, dépend du mode de contreventement

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

**Q** : facteur de la qualité.

#### a. coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par un tableau 4.1 du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

A=0.08

T<sub>2</sub> : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

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

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le tableau 4.2 du RPA 99, On prend ξ = 7%

Donc : η = 1,83 > 0.7 η = 1,83

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> période caractéristique, associée à la catégorie du site

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s}$$

#### b. Coefficient de comportement global de la structure (R)

Pour le sens longitudinal (sens-X) portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide

R = 3.5

Pour le sens transversal (sens-Y) portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide

R = 3.5



## Chapitre VII. Etudes sismiques

N.B :  $\beta$  Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation .

Dans notre cas :  $\beta = 0.30$

### c. facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum P_q$$

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

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité  $P_q$  :

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
Redondance en plan		0.05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	

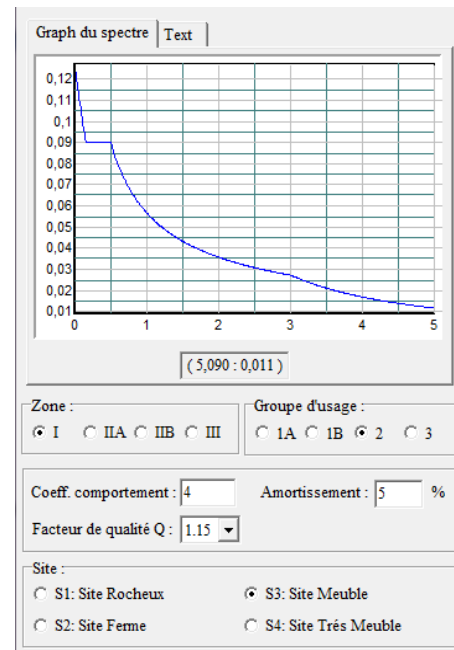
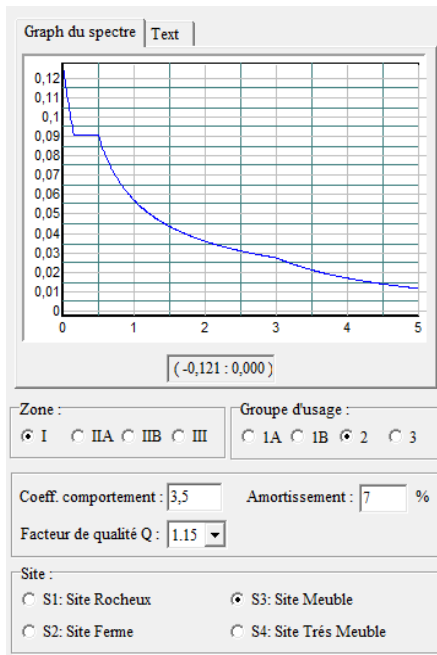
$\sum P_q = 0.15$

➔  $Q = 1.15$

**Tab.VII.1** Facteur de qualité

## VI.1.3 Modélisation

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :



**Fig. VII.1** Spectre de réponse **Fig. VII.2** Spectre de réponse

des blocs A, B, C

du bloc D

## VI.1.4 Vérification de la structure

### VI.1.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T calculé par le logiciel **SAP 2000** ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

#### a. Bloc A

La période obtenue par le logiciel **SAP 2000**  $T=0,66$  s

La période empirique est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$H_N$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$C_t$  : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage

On a un contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie :

$$C_t = 0.05$$

$$T_{\text{empirique}} = 0,67 \text{ s}$$

#### Conclusion

$0,67 \text{ s} > 0,66 \text{ s}$  **la période est admissible**

#### b. Bloc B

La période obtenue par le logiciel **SAP 2000**  $T=0,79$  s

La période empirique  $T = 0,8$  s

### Conclusion

$0,8 \text{ s} > 0,79 \text{ s}$  **la période est admissible**

#### c. Bloc C

La période obtenue par le logiciel **SAP 2000**  $T=0,48$  s

La période empirique  $T = 0,87$  s

### Conclusion

$0,87 \text{ s} > 0,48 \text{ s}$  **la période est admissible**

#### d. Bloc D

La période obtenue par le logiciel **SAP 2000**  $T=0,58$  s

La période empirique  $T = 0,51$  s

### Conclusion

$0,51 \text{ s} > 0,58 \text{ s}$  **mais la période est admissible** vu la flexibilité de la charpente métallique en peut tolérer cette petite différence

### VI.1.5 Calcul de la force sismique

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, page 54) 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.

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

Comme suit :

#### VI.1.5.1 Bloc A

Effort sismique dans le sens X,  $V_t = 121,075$  KN

Effort sismique dans le sens Y,  $V_t = 164,508$  KN

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone  $A=0,08$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Avec  $0 < T < T_2$  ( $T_2 = 0,5 \text{ s}$ )  $D = 4,59$

Q : Facteur qualité

$Q = 1,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure

$R = 3,5$

W : Poids total de la structure

$W = 1041,66$  KN

#### a. Calcul de la force sismique $V$

## Chapitre VII. Etudes sismiques

$$V_y = V_z = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,08 \times 4,59 \times 1,15}{3,5} \times 1041,66 = 141,66 \text{ KN}$$

	V <sub>t</sub> (KN)	V (KN)	80%V	0.8V < V <sub>t</sub>
<b>Sens X</b>	121,075	141,66	113,33	<b>Vérifiée</b>
<b>Sens Y</b>	164,508	141,66	113,33	<b>Vérifiée</b>

**Tab.VII.2.** Résultat des forces sismiques à la base

### b. Justification vis-à-vis de déformation

$$R \cdot \delta < 1/100 \cdot H \quad (\text{m})$$

Avec:

H: La hauteur totale de bâtiment = 11,96 m

R: coefficient d'équivalence = 3,5

δ: Déplacement dû aux forces sismiques = 0,014 m

$$\longleftrightarrow 1/100 \cdot H = 0,1196 \text{ m}$$

$$\longleftrightarrow 3,5 \cdot 0,014 < 0,1196 \text{ m}$$

0,049m < 0,1196m **Condition. Vérifiée**

### c. Vérifications des déplacements

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

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

Avec :

δ<sub>ek</sub> : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens (x)			Sens (y)			1% h <sub>étage</sub> (m)	Condition
	δ <sub>ek</sub> (m)	R	δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>ek</sub> (m)	R	δ <sub>k</sub> (m)		
toiture	0,014	3,5	0,0517	0,0153	3,5	0,0537	0,111	Vérifiée

**Tab.VII.3.** Déplacements des différents étages dans les deux Sens.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

### VI.1.5.2 Bloc B

## Chapitre VII. Etudes sismiques

Effort sismique dans le sens X,  $V_t = 99,447$  KN  
 Effort sismique dans le sens Y,  $V_t = 127,67$  KN

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone A = 0,08

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Avec  $0 < T < T_2$  ( $T_2 = 0,5s$ )

$D = 4,59$

Q : Facteur qualité

$Q = 1,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure

$R = 3,5$

W : Poids total de la structure

$W = 798,29$  KN

### a. Calcul de la force sismique V

$V_y = V_z = 108,568$  KN

	$V_t$ (KN)	V (KN)	80%V	$0.8V < V_t$
<b>Sens X</b>	99,447	108,568	86,854	<b>Vérifiée</b>
<b>Sens Y</b>	127,679	108,568	86,854	<b>Vérifiée</b>

**Tab.VII.4.** Résultat des forces sismiques à la base

### b. Vérifications des déplacements

Niveau	Sens (x)		Sens (y)			1% hetage(m)	Condition
	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	R		
toiture	0,0169	3,5	0,0592	0,0109	3,5	0,0382	Vérifiée

**Tab.VII.5.** Déplacements des différents étages dans les deux Sens.

### VI.1.5.3 Bloc C

Effort sismique dans le sens X,  $V_t = 320,513$  KN

Effort sismique dans le sens Y,  $V_t = 271,060$  KN

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone A = 0,08

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Avec  $0 < T < T_2$  ( $T_2 = 0,5s$ )

$D = 4,59$

Q : Facteur qualité

$Q = 1,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure  $R = 3,5$

W : Poids total de la structure

$W = 2119,95$  KN

### a. Calcul de la force sismique V

## Chapitre VII. Etudes sismiques

$$V_y = V_z = 288,313 \text{ KN}$$

	<b>V<sub>t</sub>(KN)</b>	<b>V (KN)</b>	<b>80%V</b>	<b>0.8V &lt; V<sub>t</sub></b>
<b>Sens X</b>	320,513	288,313	230,650	<b>Vérifiée</b>
<b>Sens Y</b>	271,060	288,313	230,650	<b>Vérifiée</b>

**Tab.VII.6.** Résultat des forces sismiques à la base

### b. Vérifications des déplacements

Niveau	Sens (x)			Sens (y)			1% h <sub>etage</sub> (m)	Condition
	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)		
1 <sup>er</sup>	0,0019	3,5	0,00668	0,0030	3,5	0,01078	0,04	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	0,0042	3,5	0,0150	0,0065	3,5	0,0229	0,04	Vérifiée
toiture	0,007	3,5	0,0245	0,0093	3,5	0,0327	0,04	Vérifiée

**Tab.VII.7.** Déplacements des différents étages dans les deux Sens.

### VI.1.5.4 Bloc D

Effort sismique dans le sens X,  $V_t = 287,717 \text{ KN}$

Effort sismique dans le sens Y,  $V_t = 402,484 \text{ KN}$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone A = 0,08

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Avec  $0 < T < T_2$  ( $T_2 = 0,5s$ )

$$D = 4,59$$

Q : Facteur qualité

$$Q = 1,15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure  $R = 4$

W : Poids total de la structure

$$W = 2463,147 \text{ KN}$$

### a. Calcul de la force sismique V

$$V_y = V_z = 160,105 \text{ KN}$$

	<b>V<sub>t</sub>(KN)</b>	<b>V (KN)</b>	<b>80%V</b>	<b>0.8V &lt; V<sub>t</sub></b>
<b>Sens X</b>	287,084	160,105	128,084	<b>Vérifiée</b>
<b>Sens Y</b>	271,060	160,105	128,084	<b>Vérifiée</b>

**Tab.VII.8.** Résultat des forces sismiques à la base

### b. Justification vis-à-vis de déformation

## Chapitre VII. Etudes sismiques

$$R \cdot \delta < 1/100 \cdot H \quad (\text{m})$$

Avec:

H: La hauteur totale de bâtiment = 15,6 m

R: coefficient d'équivalence = 4

$\delta$ : Déplacement dû aux forces sismiques = 0,0085m

$$1/100 \cdot H = 0,156 \text{ m}$$

$$4 \cdot 0,018 < 0,140 \text{ m}$$

0,072m < 0,156m **Condition. Vérifiée**

### c. Vérifications des déplacements

Niveau	Sens (x)			Sens (y)			1% hétage(m)	Condition
	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)		
toiture	0,018	4	0,072	0,01	4	0,04	0,156	Vérifiée

**Tab.VII.9.** Déplacements des différents étages dans les deux Sens.

### d. Justification de la largeur des joints

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

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

#### Blocs A-B

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

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (0,014 + 0,0169) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$0,0459 \text{ m} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d = 0,0459 \text{ m} \quad \longleftrightarrow$$

#### Blocs B-C

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

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (0,0169 + 0,007) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$0,0389 \text{ m} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d = 0,04 \text{ m} \quad \longleftrightarrow$$

#### Blocs C-D

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

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (0,007 + 0,018) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$0,040 \text{ m} \geq 40 \text{ mm} \quad \longleftrightarrow \quad d = 0,04 \text{ m}$$

#### Blocs C<sub>1</sub>-C<sub>2</sub>

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

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (0,0093 + 0,0093) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$0,0336 \text{ m} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d = 0,04 \text{ m} \quad \longleftrightarrow$$

# Chapitre VIII

## ETUDES DES PLANCHERS

### Introduction

Les planchers prévus sont des planchers à corps creux, d'épaisseur de 20 cm, avec une dalle de compression de 5 cm, et des poutrelles coulées sur place.

Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

$$\text{Plancher} = \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutrelles} \\ \text{Corps creux} \\ \text{Dalle de compression} \end{array} \right.$$

### Les méthodes calcul

Pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire
- ❖ Méthode de Caquot
- ❖ Méthode des trois moments

- La méthode forfaitaire ne vérifie pas toute les conditions.
- Pour la méthode de Caquot s'applique généralement aux plancher des constructions industrielles.
- ✓ On choisit la méthode des trois moments pour le résolution de ce plancher car cette méthode est générale et vérifie toutes les conditions imposées.

### VIII.1 Combinaisons de charges

Combinaison d'action		Charges revenantes	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$	$b (1,35G + 1,5 Q)$	$b (G+Q)$

Tab.VIII.1 Combinaisons de charges

Avec :  $b = 65\text{cm}$



	G	Q	Combinaison de charge		Charge revenante	
	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage courant	551	150	968,85	701	629,75	455,65
Terrasse inaccessible	646	100	1022,1	746	644,36	484,9

Tab.VIII.2récapitulatif des combinaisons de charge

VIII.2 Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants

VIII.2.1 E.L.U

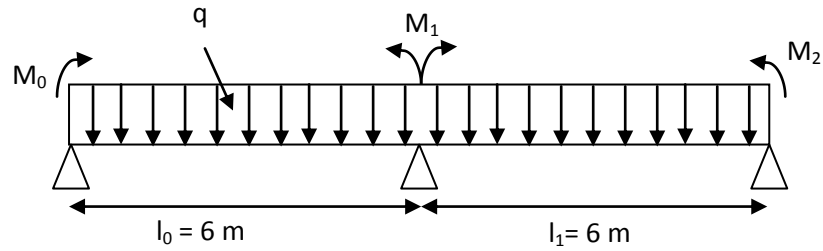


Fig.VIII.1 schéma statique de la poutrelle à l'ELU

Nombre d'appuis  $\longleftrightarrow r = 3$   
 $d = r - 2 = 1$  une fois hyperstatique

Moment aux appuis

$M_0 = M_2 = 0 \text{ kg.m}$

L'équation des trois moments

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2M_i (l_{i-1} + l_i) + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0.$$

Appui 1

$$6 M_0 + 2 \times (6 + 6) \times M_1 + 6 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

$24 M_1 + 6 A_1 = 0 \dots\dots (*)$

Avec :

$A_1 = R_{1d} + R_{1g}$

VIII.2.1.1 Calcul de  $M_1$  et  $A_1$

• Travée 0-1

$$\Sigma M_F / 0 = 0$$

$$-R_{1g} \times \frac{1}{3} + \frac{2}{3} \times 1 \times \frac{q_u \cdot l^2}{8} \times \frac{1}{2} = 0$$

$$R_{1g} = \frac{1}{24} \cdot q_u \cdot l^3$$

$$R_{1g} = \frac{1}{24} \cdot 6,29 \cdot 6^3$$

$$R_{1g} = 56,61 \text{ KN}$$

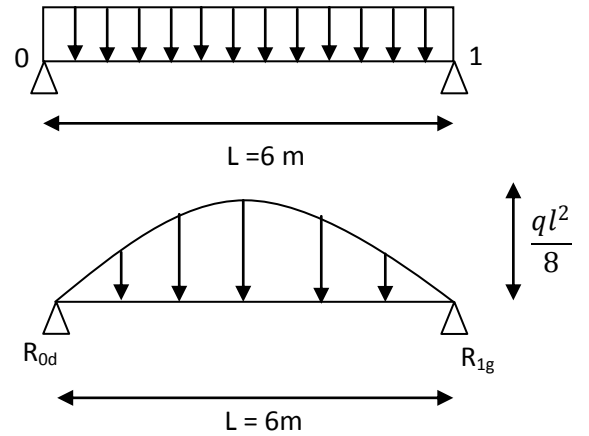


Fig.VIII.2 Diagramme des moments fléchissant.

• Travée 1-2

$$\Sigma M_F / 2 = 0$$

$$-R_{1d} \times \frac{2}{3} + \frac{1}{3} \times 1 \times \frac{q_u \cdot l^2}{8} \times \frac{l}{2} = 0$$

$$R_{1d} = \frac{1}{24} \cdot q_u \cdot l^3$$

$$R_{1d} = \frac{1}{24} \cdot 6,29 \cdot 6^3$$

$$R_{1d} = 56,61 \text{ KN}$$

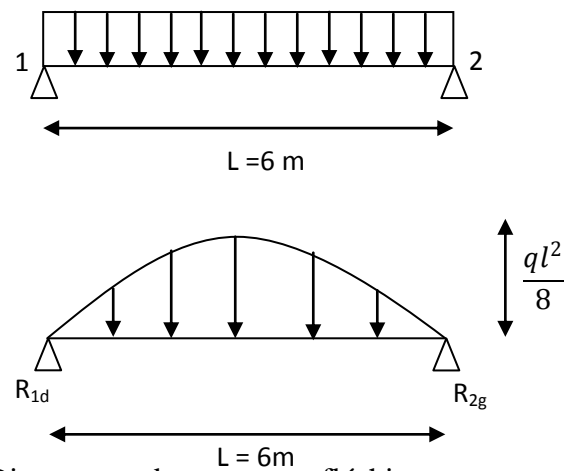


Fig.VIII.3 Diagramme des moments fléchissant.

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$A_1 = 56,61 + 56,61 \text{ A}_1 = 113,22 \text{ KN}$$

$$(*) 24 \cdot \frac{1}{24} + 6 \cdot A_1 = 0 \quad M_1 = \frac{-6A_1}{24}$$

$$M_1 = \frac{-6 \cdot 113,22}{24} \quad M_1 = -28,30 \text{ KN.m}$$

VIII.2.1.2 Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant

• Travée 0-1

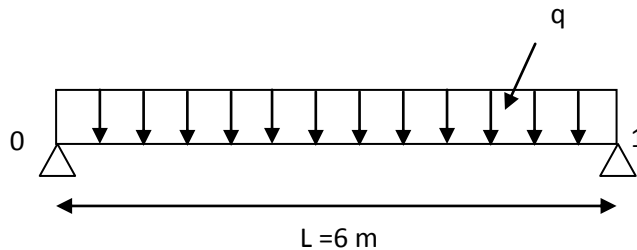


Fig.VIII.4 Schéma statique de la poutre d'étage courant

à l'état limite ultime à travée (0-1)

$$\Sigma M_F / 1 = 0$$

$$R_0 \cdot l - q_u \cdot l \cdot \frac{l}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 \cdot 6 - 6,29 \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} + 28,30 = 0 \quad R_0 = 14,15 \text{ KN}$$

**Section 1-1** :  $0 \leq x \leq 6 \text{ m}$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 14,15x - 6,29 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(6) = -28,32 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = R_0 - q_u \cdot x$$

$$M'(x) = 14,15 - 6,29 x = 0 \quad \Leftrightarrow \quad x = \frac{14,15}{6,29} = 2,24 \text{ m}$$

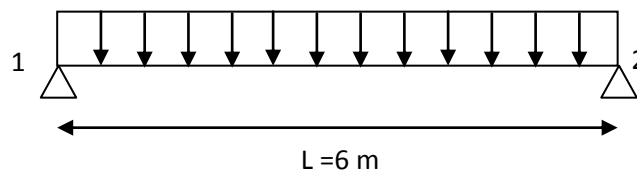
$$M_{\max} = M(2,24) = 15,91 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x = 14,15 - 6,29 x$$

$$T(0) = 14,15 \text{ KN}$$

$$T(6) = -23,59 \text{ KN}$$

• **Travée 1-2**



**Fig. VIII.6** Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite ultime à travée (1-2)

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$- R_2 \cdot l + q_u \cdot l \cdot \frac{l}{2} + M_1 = 0$$

$$- R_2 \cdot 6 + 6,29 \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} - 28,30 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad R_2 = 14,15 \text{ kN}$$

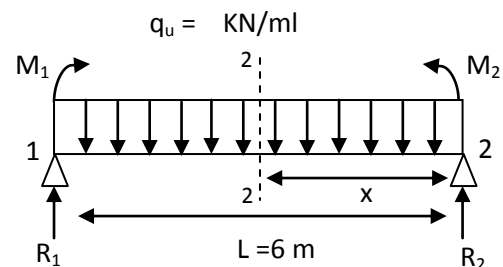
**Section 2-2** :  $0 \leq x \leq 6 \text{ m}$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 14,15 x - 6,29 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(6) = -28,32 \text{ KN.m}$$



**Fig. VIII.7** section 2-2 à l'ELU

$$M'(x) = R_2 - q_u \cdot x$$

$$M'(x) = 14,15 - 6,29 x = 0 \quad x = \frac{14,15}{6,29} = 2,24 \text{ m}$$

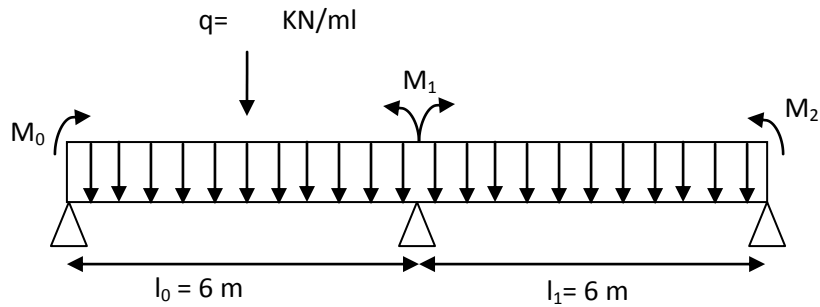
$$M_{\max} = M(2,24) \quad M_{\max} = 15,91 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + q_U \cdot x = -14,15 + 6,29 x$$

$$T(0) = -14,15 \text{ KN}$$

$$T(6) = 23,59 \text{ KN}$$

**VIII.2.2 E.L.S**



**Fig.VIII.8** schéma statique de la poutrelle à l'ELS

Nombre d'appuis  $r = 3$   
 $d = r - 2 = 1$  fois hyperstatique

**Moment aux appuis**

$$M_0 = M_2 = 0 \text{ kN.m}$$

**L'équation des trois moments**

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2M_i (l_{i-1} + l_i) + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0.$$

**Appui 1**

$$6 M_0 + 2 \times (6 + 6) \times M_1 + 6 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

$$24 M_1 + 6 A_1 = 0 \dots\dots\dots (*)$$

Avec :

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g}$$

**VIII.2.2.1 Calcul de  $M_1$  et  $A_1$**

• **Travée 0-1**

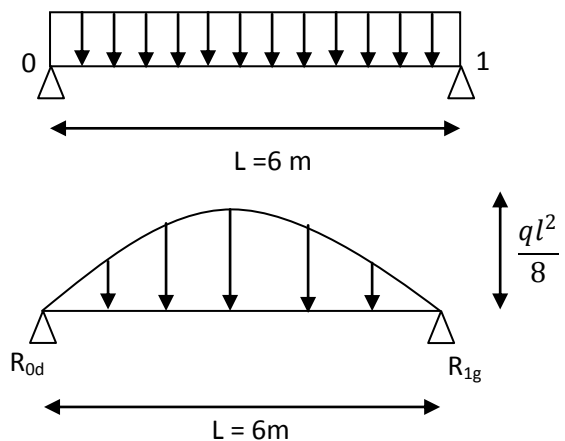
$$\Sigma M_F / 0 = 0$$

$$-R_{1g} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1 + \frac{q_u \cdot 1^2}{8} \cdot \frac{1}{2} = 0$$

$$R_{1g} = \frac{1}{24} \cdot q_u \cdot 1^3$$

$$R_{1g} = \frac{1}{24} \cdot 4,55 \cdot 6^3$$

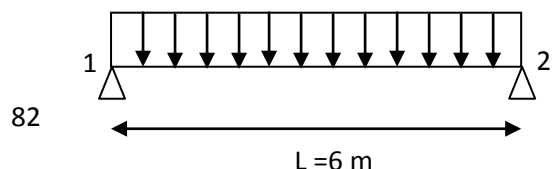
$$R_{1g} = 40,95 \text{ KN}$$



**Fig.VIII.9** Diagramme des moments fléchissants.

• **Travée 1-2**

$$\Sigma M_F / 2 = 0$$



$$-R_{1d} * \frac{1}{3} * \frac{2}{3} * 1 * \frac{q_u * l^2}{8} * \frac{l}{2} = 0$$

$$R_{1d} = \frac{1}{24} q_u \cdot l^3$$

$$R_{1d} = \frac{1}{24} \cdot 4,55 \cdot 6^3$$

$$R_{1d} = 40,95 \text{ KN}$$

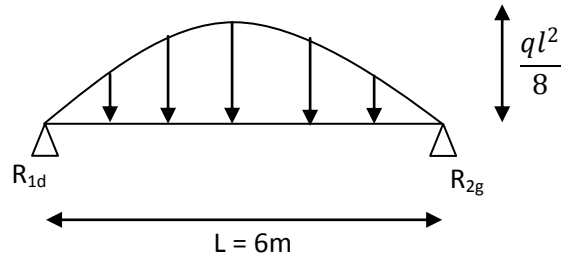


Fig.VIII.10 Diagramme des moments fléchissants.

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$A_1 = 40,95 + 40,95 A_1 = 81,9 \text{ KN}$$

$$(*) \quad \sum M_1 + 6 A_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad M_1 = \frac{-6A_1}{24}$$

$$M_1 = \frac{-6 \cdot 81,9}{24} M_1 = -20,47 \text{ KN.m}$$

### VIII.2.2.2 Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant

- Travée 0-1

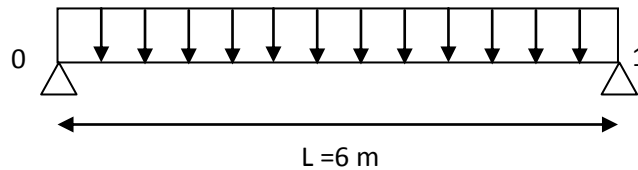


Fig.VIII.11 Schéma statique de la poutre d'étage courant

à l'état limite de service à travée (0-1)

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$R_0 \cdot 6 - q_u \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 \cdot 6 - 4,55 \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} + 20,47 = 0 \quad \Rightarrow \quad R_0 = 10,23 \text{ KN}$$

Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 6\text{m}$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 10,23x - 4,55 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(6) = -20,52 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = R_0 - q_u \cdot x$$

$$M'(x) = 10,23 - 4,55 x = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{10,23}{4,55} = 2,24 \text{ m}$$

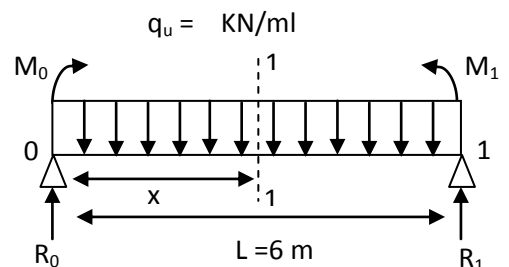


Fig.VIII.12 section 1-1 à l'ELS

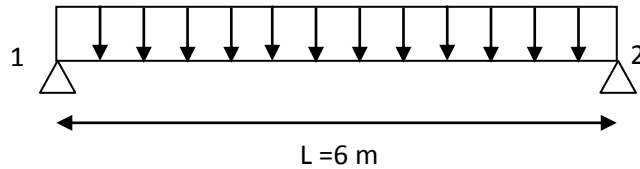
$$M_{\max} = M(2,24) \quad \leftarrow M_{\max} = 11,50 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_U \cdot x = 10,23 - 4,55x$$

$$T(0) = 10,23 \text{ KN}$$

$$T(6) = -17,07 \text{ KN}$$

• Travée 1-2



**Fig. VIII.13** Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite de service à travée (1-2)

$$\Sigma M_F / 1 = 0$$

$$- R_2 \cdot l + q_U \cdot l \cdot \frac{l}{2} + M_1 = 0$$

$$- R_2 \cdot 6 + 4,55 \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} - 20,47 = 0 \quad \leftarrow R_2 = 10,23 \text{ kN}$$

**Section 2-2** :  $0 \leq x \leq 6 \text{ m}$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_U \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 10,23 x - 4,55 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(6) = -20,52 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = R_2 - q_U \cdot x$$

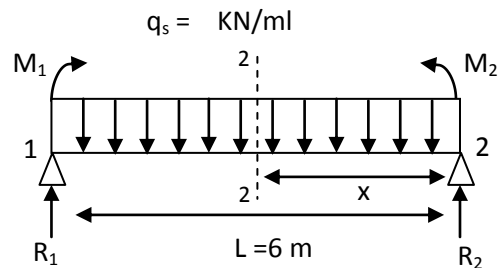
$$M'(x) = 10,23 - 4,55x = 0 \quad \leftarrow x = \frac{10,23}{4,55} = 2,24 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2,24) \quad \leftarrow M_{\max} = 11,50 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + q_U \cdot x = -10,23 + 4,55 x$$

$$T(0) = -10,23 \text{ KN}$$

$$T(6) = 17,07$$



**Fig. VIII.14** section 2-2 à l'ELS

**VIII.2.3 Les diagrammes**

**VIII.2.3.1 ELU :**

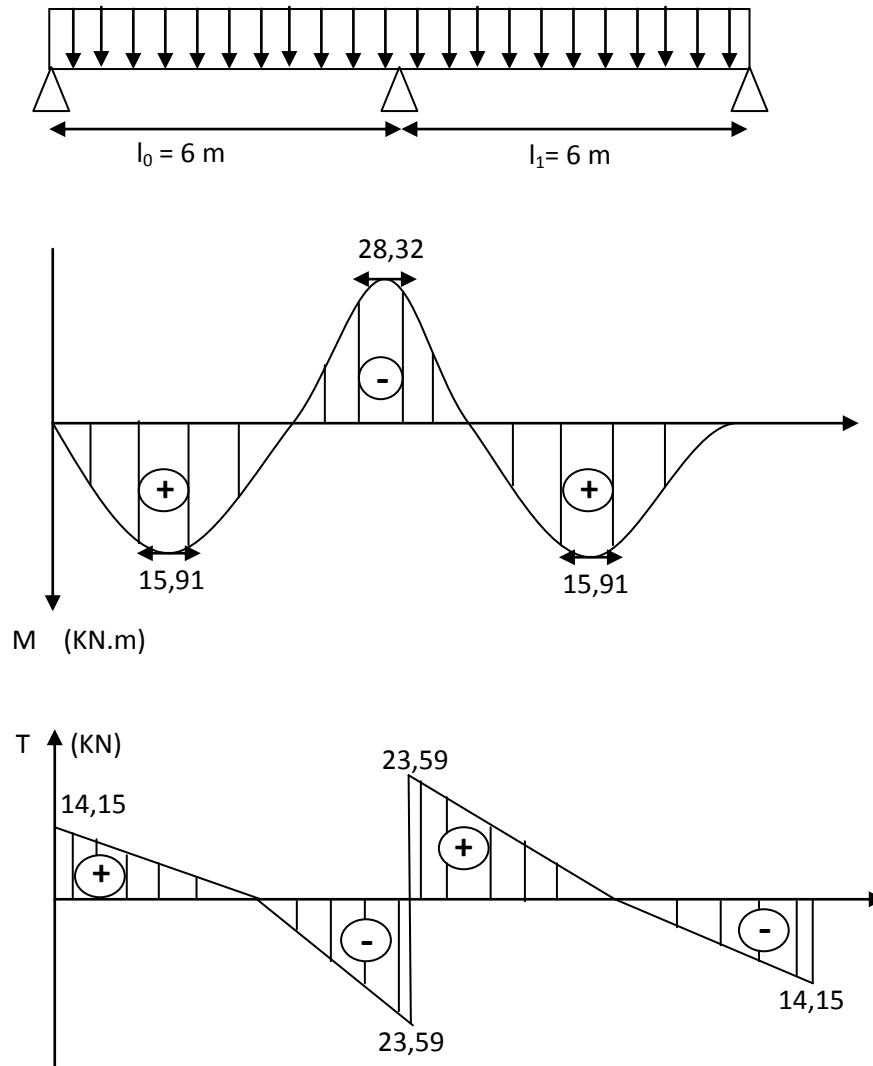
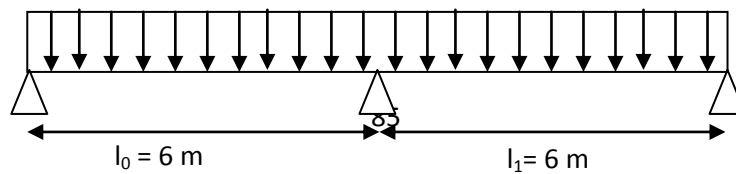


Fig.VIII.15 diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

### VIII.2.3.2 ELS



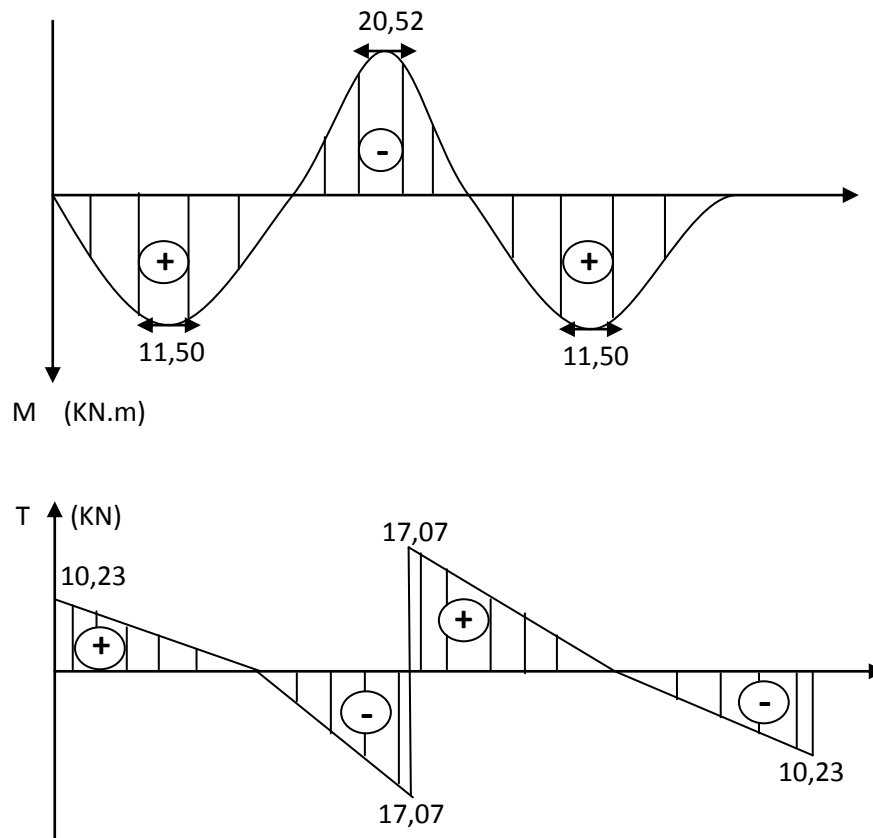


Fig.VIII.16 diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

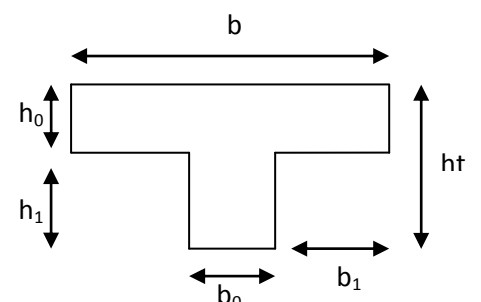
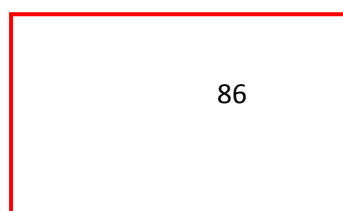
### VIII.2.4 Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux

	Etage Courant	
	M (max) KN.m	T (max) KN
ELU	15,91	23,59
ELS	11,50	17,07

Tab.VIII.3 récapitulatif de M max et T max

### VIII.3 Détermination du ferrailage

Etage courant





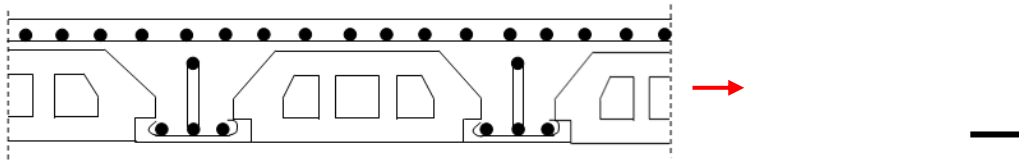


Fig.VIII.17 coupe transversale du plancher Fig.VIII.18 la coupe de la poutrelle

$$\begin{aligned}
 b &= 65 \text{ cm} & h_0 &= 5 \text{ cm} \\
 b_0 &= 12 \text{ cm} & h_1 &= 21 \text{ cm} \\
 h_t &= 25 \text{ cm} & b_1 &= 26,5 \text{ cm} \\
 d &= 0,9 \cdot h_t = 0,9 \cdot 25 = 22,5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

**Les contraintes**

$$\begin{aligned}
 f_{bc} &= \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,17 \text{ MPa} \\
 \sigma_{st} &= \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

**VIII.3.1 ELU**

**VIII.3.1.1 En travée**

$$\begin{aligned}
 M_{Ut} &= 15,91 \text{ kN.m} = 0,0159 \text{ MN.m} \\
 M_t &= b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \\
 M_t &= 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot \left( 0,225 - \frac{0,05}{2} \right) & M_t &= 0,0921 \text{ MN.m} \\
 M_{ut} &< M_t < 0,0921 \text{ MN.m} < 0,0159 \text{ MN.m} & \text{Condition. Vérifiée}
 \end{aligned}$$

La table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

↔ La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de hauteur ( $h_t$ ) et de largeur ( $b$ ) ( $b \times h_t$ )

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0159}{0,65 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0340$$

$\mu_u = 0,0340 < 0,186$  → **cas 1** : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\begin{aligned}
 \mu_u &< \mu_r & 0,0340 &< 0,392 & \text{Section à simple armature.} \\
 A_{sc} &= 0
 \end{aligned}$$

**a. Section d'armature**

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2.0,0340}) = 0,0432$
- $Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,225 * (1 - 0,4*0,0432) = 0,221 \text{ m}$
- $\gamma_s = 1,15$  (cas général)
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{0,0159}{0,221*347,82} A_{st} = 2,06 \text{ cm}^2 \quad \longleftrightarrow$$

### Choix du ferrailage

On prend  $A_{st} \text{ 3T12} = 3.39 \text{ cm}^2$

### Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,06}{4} = 0.515 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1\text{T12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,76 \text{ cm}^2$$

avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$A_{st} \geq 1,76 \text{ cm}^2$  **Condition. Vérifiée**

### VIII.3.1.2 En appuis

$$M_{ut} = 15,91 \text{ kN.m} = 0,0159 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot (0,225 - \frac{0,05}{2}) \quad M_t = 0,092 \text{ MN.m}$$

$$M_{ut} < M_t, 0,0159 \text{ MN.m} < 0,092 \text{ MN.m} \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

La table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de hauteur ( $h_t$ ) et de largeur ( $b$ ) ( $b \times h_t$ )

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0159}{0,65 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0340$$

$\mu_u = 0,0340 < 0,186$   $\longleftrightarrow$  domaine 1 : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u < \mu_r \longleftrightarrow 0,0340 < 0,0392 \longleftrightarrow$  Section à simple armature.

$$A_{sc} = 0$$

### a. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\checkmark \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0340}) = 0,0432$$

$$\checkmark Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,225 * (1 - 0,4 * 0,0432) = 0,221 \text{ m}$$

$$\checkmark \gamma_s = 1,15 \text{ (cas général)}$$

$$\checkmark \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,0159}{0,221 * 347,82} A_{st} = 2,06 \text{ cm}^2 \quad \longleftrightarrow$$

### Choix du ferrailage

On prend  $A_{st} \text{ 3T12} = 3,39 \text{ cm}^2$

### Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,06}{4} = 0,515 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1\text{T12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 1,76 \text{ cm}^2$  **Condition. Vérifiée**

### VIII.3.2 ELS

A l'ELS, on peut éviter la vérification des armatures si et seulement si :

Les aciers sont de type Fe E400 vérifiée

La fissuration est peu nuisible vérifiée

Dans ces conditions les contraintes se simplifient et deviennent comme suit :

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{15,91}{11,50} = 1,38$$

$\alpha = 0,039 < 0,44$  **Condition. Vérifiée**

#### VIII.3.2.1 Vérification au cisaillement

$$T_{max} = 23,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{0,0235}{0,12 \cdot 0,225} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\tau'_{u} = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau'_{u}$  **Condition. Vérifiée**

#### VIII.3.2.2 Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l \min, \frac{b}{10}\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}, 1,2, \frac{65}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,7, 1,2, 6,5) \quad \longleftrightarrow$$

$$\phi_t = \Phi 8 \text{ mm} \quad \longleftrightarrow$$

**Calcul d'espace des cadres**

Selon le R.P.A 99 V2003 on a :

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l \min, 30\text{cm}\right) \quad S_t \leq \min\left(\frac{25}{4}; 12; 1,2 ; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t = 6,5 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow$$

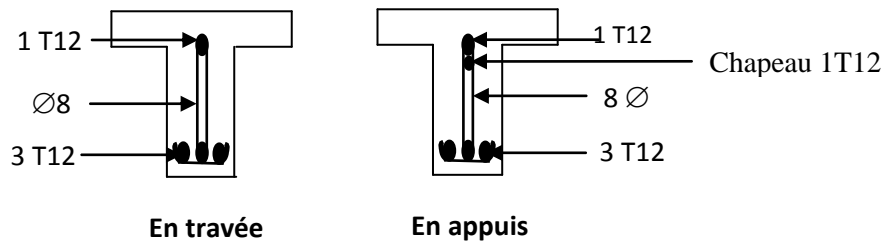
• **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} \quad S_t = \frac{25}{2} \quad \longleftrightarrow$$

$$S_t = 12,5 \text{ cm}$$

	Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )		Cadre (mm)	Espacement des cadres (cm)
	Travée	appuis	Travée	appuis		
<b>Plancher Etage courant</b>	2,06	2,06	3T12 =3.39	3T12 =3.39	Φ 8	Zone nodale =6,5 Zone courante =12,5

**Tab.VIII.4**récapitulatif du ferrailage pour tous les poutrelles



**Fig.VIII.19**Ferrailage de la poutrelle

# Chapitre IX

## ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### IX.1 Etudes des poteaux-poutres en béton armé

#### IX.1.1 Etude des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91, on se rapportera aussi au RPA 99 version 2003 pour la vérification.

Le calcul de la section d'armature dépend du moment fléchissant  $M$ , ces valeurs sont données par le logiciel **SAP 2000**.

On a fait l'étude pour les poutres les plus sollicitées (Bloc C)

	ELU	ELS
M. travée (KN.m)	52,13	35,56
M. appuis (KN.m)	101,34	69,11
E tranchement (KN.m)	94,49	64,44

**Tab.IX.1** récapitulation des résultats de  $M_{max}$ ,  
et  $T_{max}$  de la poutre principale

#### IX.1.1.1 ELU

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45\text{cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \quad \longleftrightarrow$$

avec :

- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité = 1,5 (cas général)
- $\theta$  : coefficient d'application = 1 (charge > 24h)

#### a. En travée :

$$M_{ut} = 52,13 \text{ KN.m} ; f_c = 400 \text{ MPa}$$

**Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \mu_u = \frac{52,13 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 14,17} \quad \mu_u = 0,045 \quad \longleftrightarrow$$

$\mu_u = 0,045 < 0,186$   $\rightarrow$  domaine 1 : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$   
 $\mu_u < \mu_r = 0,031 < 0,392$  Section a simple armature.

### Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,057$
- $Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,057) = 0,439$
- $\gamma_s = 1,15$  (cas général)
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{52,13 \cdot 10^{-3}}{0,439 \times 347,82} A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \quad \longleftrightarrow$$

On prend 3T14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

### Condition de non fragilité

On prend la section minimale :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,4 \times 0,45 \times 2,1 / 400 \quad A_{st \text{ min}} \geq 2,17 \text{ cm}^2. \quad \longleftrightarrow$$

$A_{st \text{ travée}} \geq 2,17 \text{ cm}^2$  **Condition. Vérifiée**

### b. En appuis

$$M_{ua} = 101,34 \text{ KN.m}$$

$$A_{st \text{ appui}} = 6,79 \text{ cm}^2.$$

On prend 5T14 = 7,70 cm<sup>2</sup>

### Condition de non fragilité

$A_{st \text{ travée}} \geq 2,17 \text{ cm}^2$  **Condition. Vérifiée**

Le R.P.A 99 V2003 exige que :

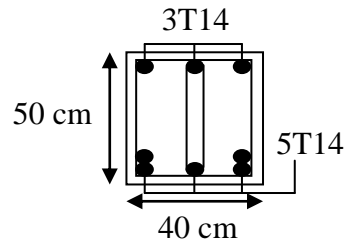
$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \times h)$$

On a :

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times (0,5 \times 0,4) = 10 \text{ cm}^2.$$

D'où :

$$A_{st\text{travé}} + A_{st\text{ appuis}} = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{st\text{min}} = 10 \text{ cm}^2 \text{ Condition. Vérifiée}$$



**Fig.IX.1** Coupe transversale de la poutre

### IX.1.1.2 ELS

Les aciers sont de type Fe400, la fissuration est peu nuisible, donc la vérification des contraintes se simplifié et devient comme suit :

$$\alpha \leq (\gamma - 1/2) + (f_{c28}/100), \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

#### a. En travée

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{52,13}{35,56} = 1.46 ; \text{ avec : } \alpha = 0.057.$$

$$\alpha \leq 1,46 \text{ Condition .vérifiée}$$

#### b. En appuis

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{101,34}{64,44} = 1.57, \text{ avec : } \alpha = 0.115$$

$$\alpha \leq 1,57 \text{ Condition .vérifiée}$$

#### c. Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = 64,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \tau_u = \frac{64,44 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,45} \quad \longleftrightarrow$$

$$\tau_u = 0,358 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,5$  : cas générale

$$\tau_u = 0,358 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \text{ Condition. Vérifiée}$$

### IX.1.1.3 Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{1 \text{ min}}, \frac{b}{10}\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}, 1,4, \frac{40}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,42, 1,4, 4) \quad \longleftrightarrow$$

$$\phi_t = \Phi 8 \text{ mm} \quad \longleftrightarrow$$

#### IX.1.1.4 Calcul d'espacement des cadres

Du R.P.A 99 V2003 on a :

##### a. Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{1 \text{ min}}, 30\text{cm}\right) \quad S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}, 1,4,4, 30\text{cm}\right) \quad \longleftrightarrow$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :

$$l' = 2.h = 2.0,50 = 1 \text{ m}$$

##### b. Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad S_t = \frac{50}{2} \quad \longleftrightarrow$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow$$

#### IX.1.2 Etude des poutres secondaires

Nous aurons les mêmes résultats que pour les poutres principales vue qu'elles ont les mêmes dimensions et les mêmes efforts appliqués sur ces derniers.

#### IX.1.3 Tableau récapitulatif

	Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )		Cadre (mm)	Espacement des cadres (cm)
	Travée	appuis	Travée	appuis		
<b>Bloc A</b>	0,80	5,03	3T12 = 3,39	4T14 = 6,16	Φ 8 mm	Zone nodale = 10 Zone courante = 20
<b>Bloc B</b>	0,420	3,29	3T12 = 3,39	3T12 = 3,39	Φ 8 mm	Zone nodale = 10 Zone courante = 20
<b>Bloc C</b>	3,39	6,79	3T14 = 4,62	5T14 = 7,70	Φ 8 mm	Zone nodale = 10 Zone courante = 20

Tab.IX.2 récapitulatif des résultats

#### IX.1.4 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de supporter les charges verticales (effort de compression), et sont sollicités en flexion composée.



Les sollicitations M et N dans les poteaux sont donnés par le logiciel "SAP2000" pour la combinaison la plus défavorable. On a fait l'étude pour les poteaux les plus sollicités (Bloc A)

	ELU	ELS
Moment M (KN.m)	79,84	126,85
Effort normal N (KN)	135,37	66,03

**Tab.IX.3** récapitulatif des résultats de  $M_{max}$ ,  
et  $T_{max}$  du poteau le plus sollicité

### IX.1.4.1 ELU

$M_u = 79,84 \text{ KNm}$  ;  $N_u = 135,37 \text{ KN}$

$b = 30 \text{ cm}$  ,  $h = 45 \text{ cm}$

$d = 0,9 \times h = d = 0,9 \times 45 \quad d = 405 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow$

$d' = 0,1 \times h = d' = 0,1 \times 45 \quad d' = 45 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow$

#### a. Détermination du ferrailage

##### Excentricité

$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79,84}{135,37} \quad e = 0,589 \quad \longleftrightarrow$

$e_a = e + \frac{h}{2} - d' \quad e_a = 0,589 + \frac{0,45}{2} - 0,045 = 0,769 \quad \longleftrightarrow$

##### Moment fictif

$M_a = N_u \times e_a$

$M_a = 79,84 \cdot 10^{-3} \times 0,769 = 0,061 \text{ MN.m}$

$N_u (d - d') - M_a \leq (0,337 - 0,81 \frac{d}{d'}) b d^2 f_{bc}$

- $N_u (d - d') - M_a = 79,84 \cdot 10^{-3} (0,405 - 0,045) - 0,061 = -0,033 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (1)$

- $(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = (0,337 - 0,81 \cdot \frac{0,045}{0,405}) \times 0,3 \times 14,17 \times 0,405^2 = 0,181 \text{ MN.m}$

(2)

(1)  $\leq$  (2) La section est partiellement comprimée  $\longleftrightarrow$

##### Moment réduit ( $\mu$ )

$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,061}{0,3 \cdot 0,405^2 \cdot 14,17}$

$\mu_u = 0,087 < \mu_r = 0,392$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$

##### Section d'armature

$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{z} - N_u \right) = \frac{1}{347,82} \left( \frac{0,059}{0,386} - 135,37 \cdot 10^{-3} \right)$

Avec :

- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \leftarrow 0,114$
- $Z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 0,386$

$$A_{st} = 1,03 \text{ cm}^2 \quad \longleftrightarrow$$

Le RPA 99 version 2003 exige :

$$A_{st \min} = 0,7\% (b \cdot h) = 0,7\% (0,30 \cdot 0,45)$$

$$A_{st \min} = 9,45 \text{ cm}^2$$

On prend un ferrailage de : 8T14=12,32cm<sup>2</sup>

### Condition de non fragilité

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,4 \times 0,36 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st \min} \geq 1,73 \text{ cm}^2. \text{ Condition. Vérifiée}$$

### IX.1.4.2 ELS

Les aciers sont de type feE40, la fissuration est peut nuisible, donc la vérification des contraintes se simplifié et devient comme suit :

$$\alpha \leq (\gamma - 1/2) + (f_{c28}/100), \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{79,84}{126,85} = 0,629, \text{ avec : } \alpha = 0,104.$$

$$\alpha \leq 0,629 \text{ Condition. Vérifiée}$$

#### a. Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10} \right) \Phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35}, 1,4, \frac{40}{10} \right) \quad \longleftrightarrow$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} \quad \longleftrightarrow$$

#### b. Calcul d'espacement des cadres

##### Zone nodale

$$S_t \leq \min (10 \cdot \Phi_t, 15 \text{ cm}) = \min (14, 15)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Répartie sur une distance de :

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right) \quad h' = 64 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow$$

##### Zone courante

$$S_t \leq 15 \Phi_t \quad S_t \leq 15 \times 1,4 \quad \longleftrightarrow$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow$$

	Ferraillage calculé (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage choisi (cm <sup>2</sup> )	Cadre (mm)	Espacement des cadres (cm)
<b>Bloc A</b>	11,20	8T14 =12,32	Φ 8 mm	Zone nodale =12 Zone courante =20
<b>Bloc B</b>	11,20	8T14 =12,32	Φ 8 mm	Zone nodale =12 Zone courante =20
<b>Bloc C</b>	11,20	8T14 =12,32	Φ 8 mm	Zone nodale =12 Zone courante =20

Tab. IX.4 récapitulatif des résultats

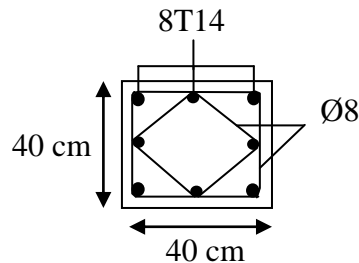


Fig.IX.2 Ferraillage des poteaux

## IX.2 Etudes des poteaux-poutres métalliques

Les calculs qui suivent concernent le **BLOC D**.

### IX.2.1 Etudes des poutres

$$M_{sd} = 87,59 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 34,77 \text{ KN}$$

$$M_{sd} \leq M_{crd}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{87,59 \cdot 1,1 \cdot 10^6}{235} \quad \longleftrightarrow$$

$$W_{ply} \geq 405 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad \longleftrightarrow$$

#### IX.2.1.1 Choix du profilé

On a opté pour l'**IPE 270**.

	Poids Kg/m	Section mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	Dimensions			Caractéristiques					
			h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm x10	i <sub>z</sub> mm x10
<b>IPE270</b>	36,1	45,9	270	135	15	5790	419,9	484,0	96,95	11,23	3,02

Tab.IX.5 Caractéristique géométrique du profilé IPE 270

**IX.2.1.2 Condition de flèche**

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

$$\delta = \frac{ql^4}{384EI}$$

$$\delta_{\max} = \frac{1}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \quad \delta = \frac{4,91 \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 11770 \cdot 10^4} \longleftrightarrow$$

$$\delta = 0,100 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow$$

$\delta \leq \delta_{\max}$  le profilé IPE 270 vérifie la condition de flèche.

**IX.2.1.3 Classe de la section transversale**

**a. Semelle**

$$b = 135 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{135}{2} = 67,5 \text{ mm}$$

$$t_f = 10,2 \text{ mm}$$

$C / t_f = 6,61 < 10\epsilon$  donc la semelle est de classe 1.

**b. Ame fléchie**

$$d = 219,6 \text{ mm}$$

$$t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$d / t_w = 33,27 < 72\epsilon$  donc l'âme est de classe 1.

**Conclusion :** Le profilé est de classe 1.

**IX.2.1.4 Condition de cisaillement**

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$V_{sd} \leq V_{plyd}$$

$$V_{sd} = 34,77 \text{ KN}$$

$$V_{plyd} = \frac{0,58 A_v f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 4590 - 2 \cdot (135 \cdot 10,2) + (6,6 + 2 \cdot 15) \cdot 10,2$$

$$A_v = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{plyd} = \frac{0,58 \times 2209,32 \times 235}{1,1} = 272,50 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq V_{plyd}$  l'IPE270 satisfait la condition au cisaillement.

**IX.2.1.5 Vérification au déversement**

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} / \gamma_{M1}$$

Avec :

- Pour les sections de classe 1, on a :

$$\beta_w = 1$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

- $X_{LT} = 1 / \left( \phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)$

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

$\alpha_{lt} = 0,21$  pour les profile laminés

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot w_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement donné par la formule :

$$M_{cr} = c_1 \cdot \pi^2 \frac{E \cdot I_z}{L_2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$C_1 = 0,712$$

$I_z$  : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $419,9 \text{ cm}^4$

$I_w$  : moment d'inertie de gauchissement =  $70,58 \text{ cm}^6$

$E$  : module d'élasticité longitudinale

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \text{ (module de cisaillement)}$$

$$M_{cr} = 0,712 \frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 419,9}{600^2} \sqrt{\frac{70,58}{419,9} + \frac{600^2 \cdot 8,08 \cdot 15,94}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 419,9}}$$

$$M_{cr} = 3973557,33 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot w_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 484,3 \cdot 235 \cdot 10^2}{3973557,33}} = 2,86$$

$$\phi_{lt} = 0,5 [ 1 + 0,21 \cdot (2,86 - 0,2) + 2,86^2 ] = 4,86$$

$$X_{LT} = 1 / (4,86 + \sqrt{4,86^2 - 2,86^2}) = 0,113$$

$$M_{brd} = 0,113 \times 1 \times 484 \times 23500 \times 1,1 = 116,84 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### Conclusion

$87,59 < 116,84 \iff M_{sd} < M_{brd}$  ~~Ne pas~~ pas risque de déversement.

### IX.2.2 Etudes des poteaux

$$M_{sd} = 273,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_{sd} = 111,63 \text{ KN}$$

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'ils satisfassent la condition suivante :

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} + \left( \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} ; N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\frac{M_{sd}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{m0}} + \left( \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y / \gamma_{m0}} \right)^2 \leq 1$$

Le profile choisie doit satisfaire le plus convenablement possible la condition de résistance.

	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm x10	i <sub>z</sub> mm x10
<b>HEA 320</b>	97,6	124,4	310	300	15,5	22930	6985	1628	709,7	13,58	7,49

Tab.IX.6Caractéristiques géométriques du profilé

$$\frac{273,55 \cdot 10^6}{\frac{1628 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,1}} + \left( \frac{111,63 \cdot 10^3}{\frac{124,4 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,1}} \right)^2 \leq 1 \quad 0,781 \leq 1 \text{ Condition. Vérifiée}$$

**Conclusion :** le HEA 320 vérifie la condition précédente.

### IX.2.2.1 Classe de la section transversale

#### a. Semelle

$$b=300\text{mm}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$t_f=15,5 \text{ mm}$$

$C/t_f=9,67 < 10\epsilon$  donc la semelle est de classe 1 .

#### b. Ame fléchie

$$d=225 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$d/t_w = 25 < 72\epsilon$  donc l'âme est de classe 1 .

**Conclusion :** Le profilé est de classe 1.

### IX.2.2.2 Vérification de flambement

$$N_{b,rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Avec :

$\beta_A = 1$  pour les sections transversale de classe 1

$\chi$  :Le coefficient réduction pour le mode de flambement

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Avec :  $\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0}}$$

$\alpha$  :Facteur d'imperfection

$$\frac{h}{b} = 1,03 > 1.2$$

Courbe de flambement c  $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = 1,63$$

$$\phi = 0.5[1 + (1,63 - 0.2) + 1,63^2] = 2,17$$

$$\chi = \frac{1}{2,17 + \sqrt{2,17^2 - 1,63^2}} = 0,276$$

$$N_{c,rd} = 733,50 \text{ kN} \geq 111,63 \text{ KN}$$

$N_{c,rd} \geq N_{sd}$  Il n y a pas de risque de flambement.

### IX.2.3 Eléments composant l'entrée

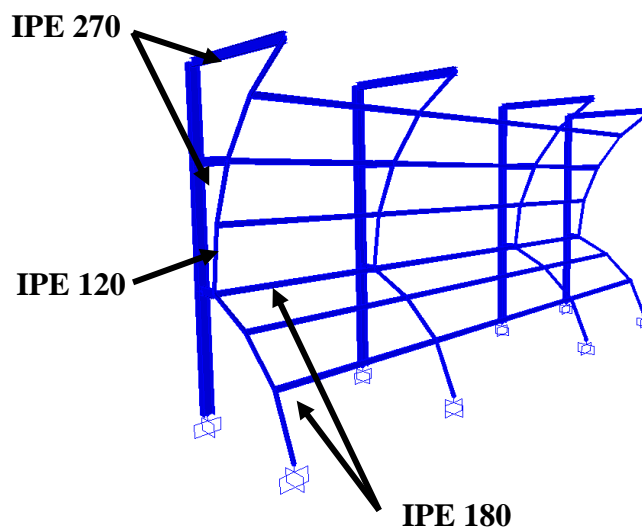


Fig.IX.3 Les éléments composant l'entrée

Longueur (m)	M (KN.m)	N (KN)	T (KN)	dimensionnement
0,82	26,29	53,61	33,68	IPE 270
9,12	7,27	18,84	11,7	IPE 180
2,18	7,4	60,17	11,51	IPE 120

Tab.IX.7 Récapitulatif des efforts sollicitant les éléments composants l'entrée

### IX.3 Contreventement

#### Introduction :

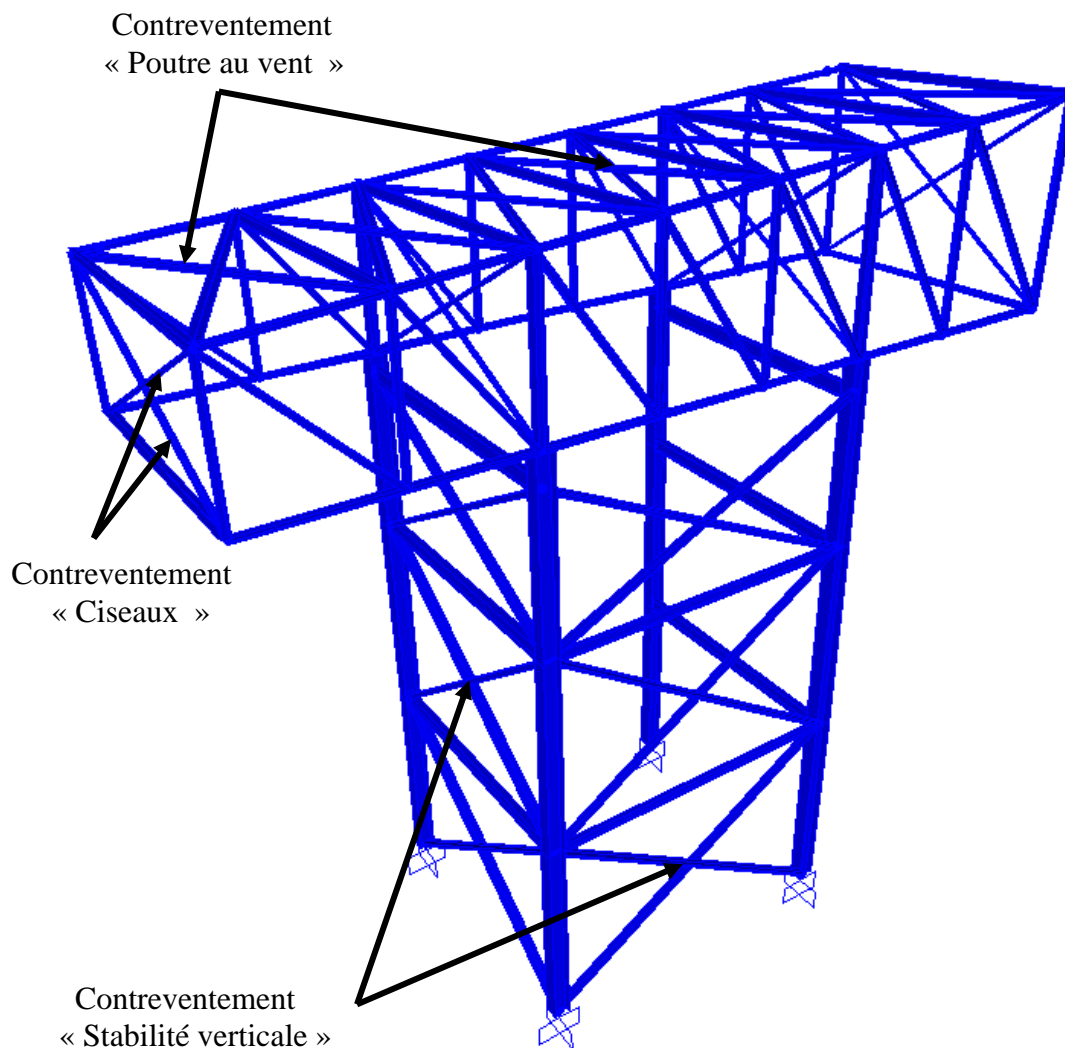
Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc.

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent » et contreventement « en ciseaux », et en façade « palée de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

### Types et disposition des contreventements :

On distingue que notre structure se compose de [3] types de contreventement disposer comme la figure ci-dessous.



**Fig. IX.4** Types et disposition des contreventements

### IX.3.1 Effort axial de traction

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

$$N_{sd} = 197,2\text{KN}$$

#### IX.3.1.1. Résistance plastique de calcul de section brute :



$$N_{pl,rd} = 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 2 \cdot 50,2 \times 10^2 \cdot 235 / 1,1 = 1072,45 \text{ KN}$$

Avec:

$$A = 50,2 \times 10^2 \text{ mm}^2 ; f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; \gamma_{M_0} = 1,1$$

### IX.3.1.2 Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2} = 959,65 \text{ KN}$$

$$A_{net} = 44,92 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 ; f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ; \gamma_{M_2} = 1,1$$

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

$$N_{u,rd} = 1164,3264 \text{ KN}$$

### IX.3.1.3 Vérification :

$$\text{Min} (N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\text{Min} (1072,45, 959,65, 1164,32) \geq 959,65 \text{ KN Condition. Vérifiée}$$

Bloc	Type	Longueur (m)	Effort (KN)	dimension
Bloc A	Poutre au vent	6,5	38,73	L 50 x 50 x 4
	Ciseaux	7,1	46,02	L 50 x 50 x 4
Bloc B	Poutre au vent	6,4	39,81	L 50 x 50 x 4
	Ciseaux	6,58	48,92	L 50 x 50 x 4
Bloc C	Poutre au vent	6,27	5,77	L 50 x 50 x 5
	Ciseaux	6,40	5,86	L 50 x 50 x 5
Bloc D	Poutre au vent	6,5	81,91	L 90 x 90 x 10
	Ciseaux	6,75	71,51	L 50 x 50 x 4
	Stabilité verticale	6,85	197,2	L 110 x 110 x 12

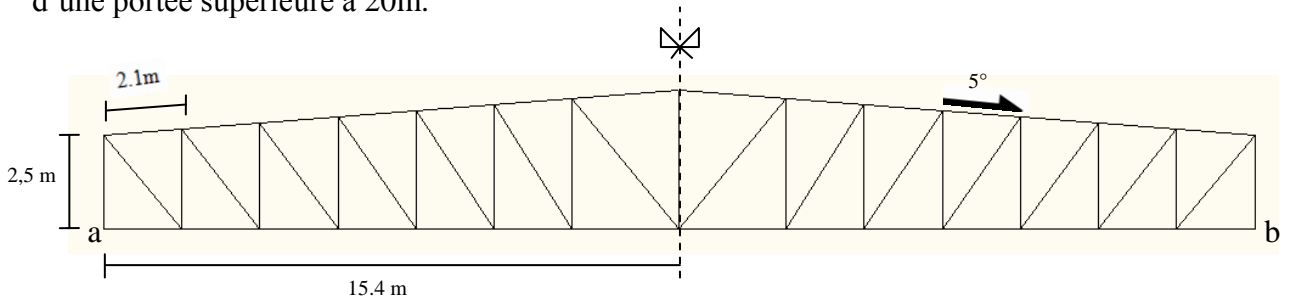
**Tab. IX.8** Récapitulatif des différents contreventements et leurs dimensions

**N.B :** Le dimensionnement des différents contreventements étaient non seulement basés sur l'effort sollicitant mais aussi pour assurer la stabilité de la structure, et assuré les vérifications éventuelles correspondantes à l'étude sismique.

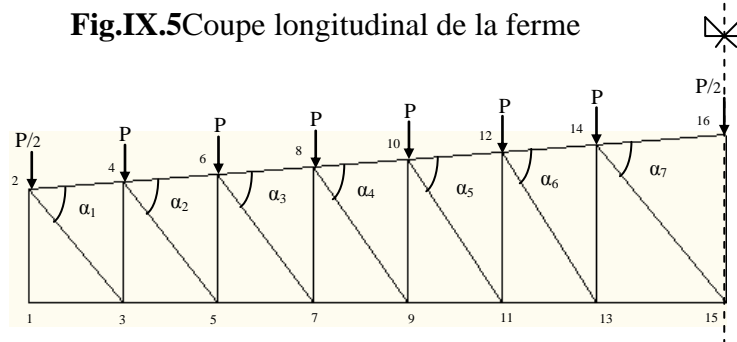
**IX.3 Ferme**

**Introduction :**

Une poutre en treillis est composée de deux membrures, dont le rôle est analogue à celui des ailes d'un profilé laminé en doubles T (reprenant le moment de flexion), et d'un réseau de barres comprimées ou tendues (les diagonales et les montants) qui équilibrent l'effort tranchant tout en servant à l'introduction des forces concentrées. La poutre à treillis représente en générale la solution la plus légère pour la réalisation d'un élément fléchi d'une portée supérieure à 20m.



**Fig.IX.5** Coupe longitudinale de la ferme



**Fig.IX.6** Géométrie de la ferme

Angles	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$\alpha_6$	$\alpha_7$
Degrés	55°	57°	58°	60°	61°	63°	64°

**Tab.IX.9** Différents angles de la ferme

**IX.3.1 Détermination des efforts par la méthode des nœuds**

Cas d'une charge unitaire  $P = 1.0 \text{ kg}$

$R_a + R_b = 14 P = 14 \text{ Kg}$

$R_a = R_b = 7 \text{ Kg}$

**IX.3.1.1 Nœud 1**

Supposition: la barre est tractée

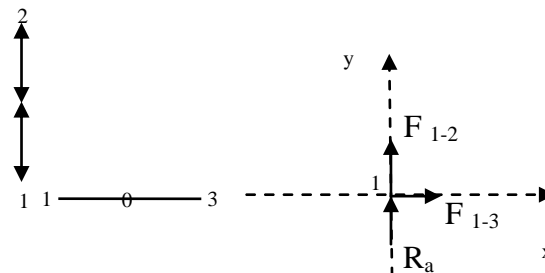
$\sum \vec{F}_{/x} = \vec{0} \text{ } \leftarrow \rightarrow 0$

$\sum \vec{F}_{/y} = \vec{0} \text{ } \leftarrow \rightarrow -7 \text{ Kg}$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

◀→ La barre est comprimée.



**IX.3.1.2 Nœud 2**

Supposition: la barre est tractée

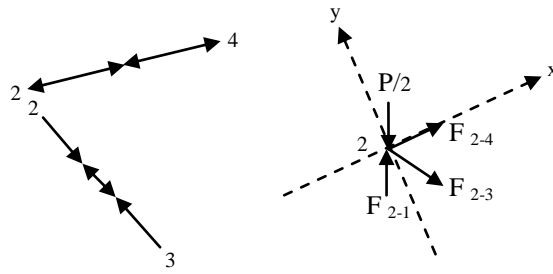
$$\sum \vec{F}_{/x} = \vec{0} \iff F_{2-4} = -5,18 \text{ Kg}$$

$$\sum \vec{F}_{/y} = \vec{0} \iff F_{2-3} = -7,9 \text{ Kg}$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (2-4) est comprimée.



**IX.3.1.3 Nœud 3**

Supposition: la barre est tractée

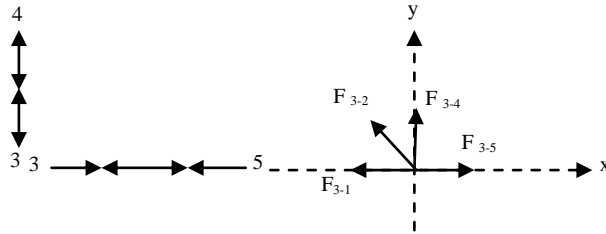
$$\sum \vec{F}_x = \vec{0} \iff F_{3-4} = -6,05$$

$$F_{3-5} = 5,08$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (3-4) est comprimée.



**IX.3.1.4 Nœud 4**

Supposition: la barre est tractée

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

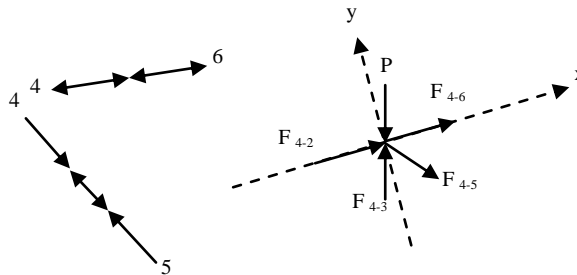
$$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{4-5} = 6$$

$$F_{4-6} = -8,9$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (4-5) est tractée.



**IX.3.1.5 Nœud 5**

Supposition: la barre est tractée

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

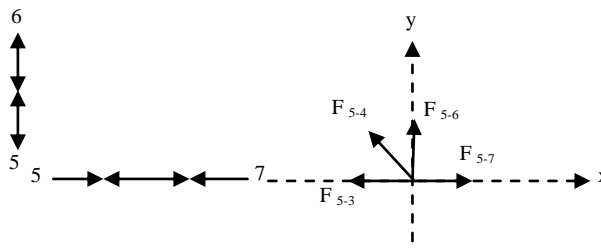
$$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{5-6} = -4,73$$

$$F_{5-7} = 8,77$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (5-6) est comprimée.



**IX.3.1.6 Nœud 6**

Supposition: la barre est tractée

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

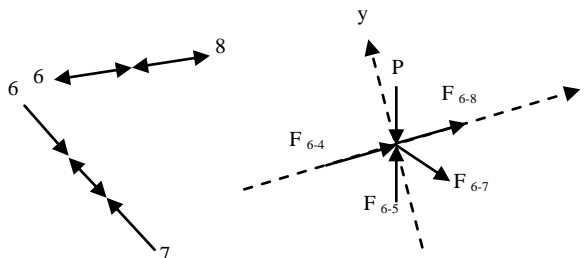
$$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{6-7} = 4,38$$

$$F_{6-8} = -11,55$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (6-7) est tractée.



**IX.3.1.7 Nœud 7**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

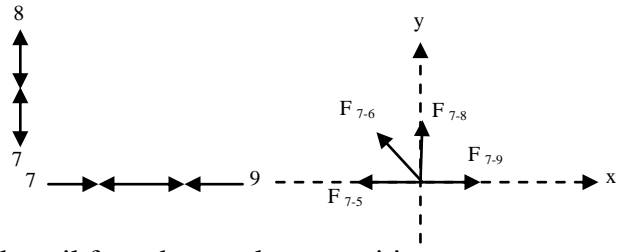
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{7-8} = -3,54$$

$$F_{7-9} = 11,34$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (7-8) est comprimée.



**IX.3.1.8 Nœud 8**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

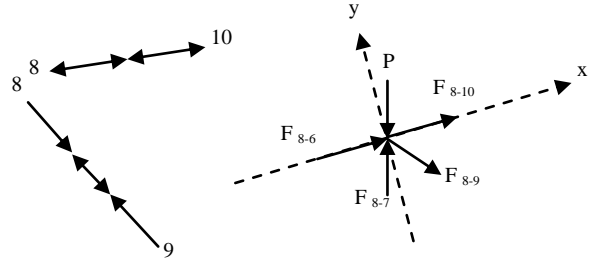
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{8-9} = 2,92$$

$$F_{8-10} = -13,23$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (8-9) est tractée.



**IX.3.1.9 Nœud 9**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

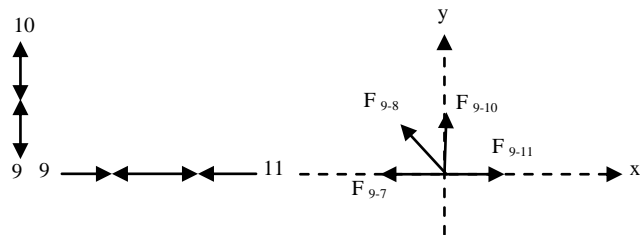
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{9-10} = -2,4$$

$$F_{9-11} = 13,02$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (9-10) est comprimée.



**IX.3.1.10 Nœud 10**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

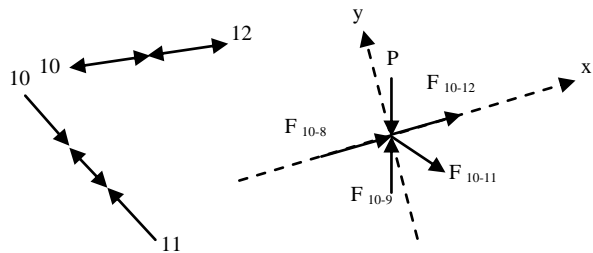
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{10-11} = 1,48$$

$$F_{10-12} = -14,06$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (10-11) est tractée.



**IX.3.1.11 Nœud 11**

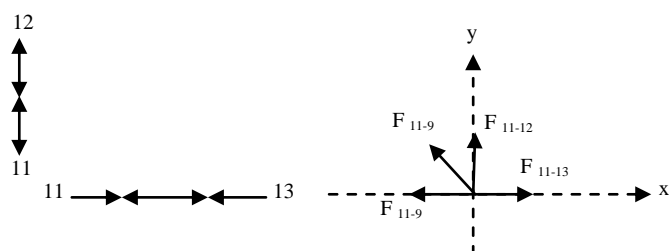
Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{11-12} = -1,24$$

$$F_{11-13} = 13,82$$

**Conclusion**



**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (11-12) est comprimée.

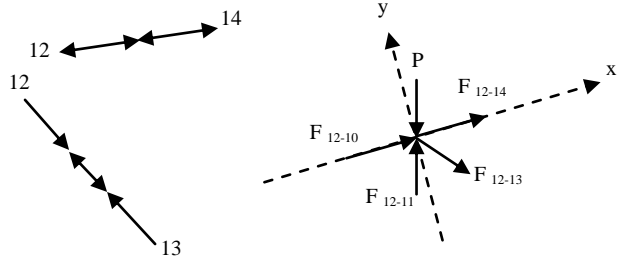
**IX.3.1.12 Nœud 12**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{12-13} = 0,27$$

$$F_{12-14} = -14,20$$



**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (12-13) est tractée.

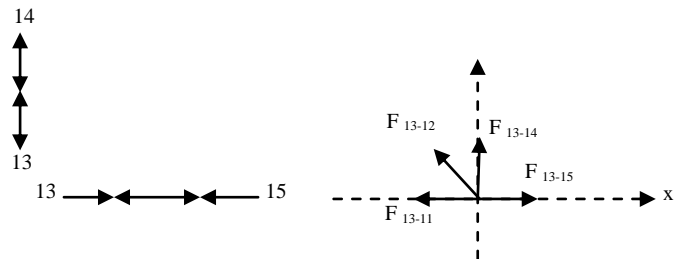
**IX.3.1.13 Nœud 13**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{13-14} = -0,23$$

$$F_{13-15} = 13,96$$



**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (13-14) est comprimée.

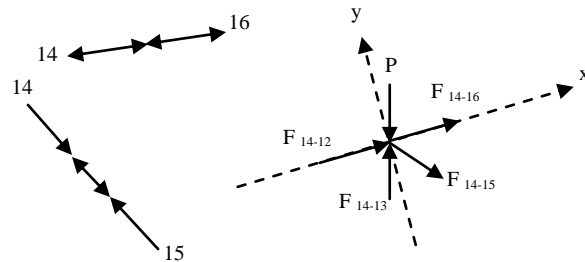
**IX.3.1.14 Nœud 14**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{14-15} = 0,85$$

$$F_{14-16} = -13,76$$



**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (14-15) est tractée.

**IX.3.1.15 Nœud 15**

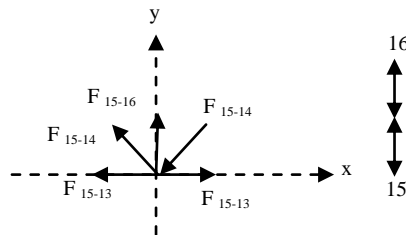
Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{15-16} = -0,73$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (15-16) est comprimée.



Les résultats pris en compte sont ceux tirés de la modélisation avec logiciel SAP 2000.

### IX.3.2 Les éléments comprimés

On a pris pour exemple la vérification des éléments du bloc D

$$N_{c,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

En prenant  $N_{c,rd} = N_{c,sd}$

$$A_{min} = N_{c,sd} \cdot \gamma_{M_0} / f_y$$

#### IX.3.2.1 Condition de flèche

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{ql^4}{384EI}$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{400} = \frac{912}{400} = 2,28 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 1,18 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \quad 1,18 \text{ cm} \leq 2,28 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow$$

$\delta \leq \delta_{max}$  Donc la double cornière est vérifiée la condition de flèche.

#### IX.3.2.2 Classe de la section transversale

##### a. Ailes comprimées (parois comprimée)

$$b = 90 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

$C/t = 4,5 < 10\epsilon$  donc la semelle est de classe 1..

#### IX.3.2.3 Vérification de flambement

$$N_{b,rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec :

$\beta_A = 1$  pour les sections transversale de classe 1

$\chi$  : Le coefficient réduction pour le mode de flambement

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Avec :

$$\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$\alpha$  : Facteur d'imperfection

Courbe de flambement C  $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

Avec :  $\lambda = \frac{l_f}{i} = 112,83$  ( $l_f = 0,9 \cdot l$  ; longueur de flambement à considérer).

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$\bar{\lambda} = 1,20 \geq 0,2$  donc le risque de flambement est à considérer.

$$\phi = 0.5[1 + 0,49(1,20 - 0.2) + 1,20^2] = 1,46$$

$$\chi = \frac{1}{1,46 + \sqrt{1,46^2 - 1,20^2}} = 0,44$$

$$N_{c,rd} = 321,48 \text{ KN}$$

$N_{c,rd} \geq N_{sd} \iff$  Il n y a pas de risque de flambement.

### IX.3.2.4 Effort axial de traction

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

$$N_{sd} = 263,47 \text{ KN}$$

#### a. Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 2 \cdot 17,1 \times 10^2 \cdot 235 / 1,1 = 730,63 \text{ KN}$$

Avec:

$$A = 17,1 \times 10^2 \text{ mm}^2; f_y = 235 \text{ N/mm}^2; \gamma_{M_0} = 1,1$$

#### b. Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2}$$

$$A_{net} = 29,8 \cdot 10^2 \text{ mm}^2; f_u = 360 \text{ N/mm}^2; \gamma_{M_2} = 1,1$$

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

$$N_{u,rd} = 772,416 \text{ KN}$$

#### c. Vérification :

$$\text{Min}(N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\text{Min}(730,63, 636,63772,41) \geq 263,47 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

BLOC	A	B	C	D	$\delta \leq \delta_{max}$
$\delta_{max}$	7,7 cm	7,7 cm	1,5 cm	2,28cm	Condition. Vérifiée
$\delta$	4,3 cm	4,8 cm	0,78 cm	0,96cm	Condition. Vérifiée

**Tab. IX 10** Récapitulatif des flèches des fermes

## Chapitre IX. Etudes des éléments structuraux

Barre	Longueur (m)	Types de sollicitations	Effort (KN)
1-2	2,5	Compression	135,26
3-4	2,71	Compression	115,56
5-6	2,88	Compression	88,96
7-8	3,06	Compression	99,34
9-10	3,24	Compression	42,11
11-12	3,41	Compression	23,22
13-14	3,57	Compression	5,25
15-16	3,80	Compression	38,81
14-15	4,35	Compression	13,79
1-3	2,47	Compression	3,66
2-4	2,48	Compression	98,17
4-6	2,10	Compression	179,45
6-8	2,10	Compression	229,72
8-10	2,10	Compression	259,57
10-12	2,10	Compression	275,51
12-14	2,10	Compression	279,55
14-16	2,48	Compression	272,05

Barre	i	$\lambda$	$\alpha$	$\phi$	$\chi$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	N <sub>c,rd</sub> (KN)	Dimension
1-2	3,92	0,68	0,49	0,85	0,74	1	8,70	23,5	137,1	L 65x65x7
3-4	3,6	0,74	0,49	0,91	0,7	1	9,03	23,5	135,1	L 60x60x8
5-6	3,64	0,73	0,49	0,9	0,71	1	6,91	23,5	104,1	L 60x60x6
7-8	3,6	0,74	0,49	0,91	0,7	1	9,03	23,5	135,1	L 60x60x8
9-10	3,08	0,88	0,49	1,06	0,61	1	4,8	23,5	62,67	L 50x50x5
11-12	2,4	1,11	0,49	1,34	0,48	1	3,79	23,5	38,81	L 40x40x5
13-14	1,8	1,48	0,49	1,91	0,32	1	1,74	23,5	11,95	L 30x30x3
15-16	3	0,89	0,49	1,06	0,61	1	5,69	23,5	73,85	L 50x50x6
14-15	2,41	1,1	0,49	1,33	0,48	1	3,08	23,5	31,86	L 40x40x4
1-3	1,18	2,26	0,49	3,55	0,16	1	1,12	23,5	3,80	L20x20x3
2-4	3,64	0,73	0,49	0,9	0,71	1	6,91	23,5	104,1	L 60x60x6
4-6	4,54	0,59	0,49	0,77	0,79	1	11,4	23,5	193,2	L 75x75x8
6-8	4,82	0,55	0,49	0,74	0,81	1	15,1	23,5	262,3	L 80x80x10
8-10	4,82	0,55	0,49	0,74	0,81	1	15,1	23,5	262,3	L 80x80x10
10-12	4,82	0,55	0,49	0,74	0,81	1	15,1	23,5	262,3	L 80x80x10
12-14	5,46	0,49	0,49	0,69	0,85	1	15,5	23,5	281,4	L 90x90x9
14-16	5,46	0,49	0,49	0,69	0,85	1	15,5	23,5	281,4	L 90x90x9

Barre	Longueur (m)	Types de sollicitations	Effort (KN)
2-3	3,51	Traction	161,53
4-5	3,42	Traction	115,3
6-7	3,56	Traction	85,8
8-9	3,71	Traction	52,96
10-11	3,85	Traction	29,76
12-13	4	Traction	8,26
3-5	2,09	Traction	109,51
5-7	2,09	Traction	179,76
7-9	2,09	Traction	230
9-11	2,09	Traction	259,62
11-13	2,09	Traction	275,51
13-15	2,47	Traction	279,54

Barre	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>net</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	N <sub>u,rd</sub>	N <sub>net,rd</sub>	N <sub>pl,rd</sub>	N <sub>min</sub>	Dimension
2-3	11,38	8,74	23,5	36	226,5	186,7	234,1	186,7	L 50x50x6
4-5	7,8	5,82	23,5	36	150,9	126,3	166,6	124,3	L 45x45x4,5
6-7	6,16	4,4	23,5	36	114	94	131,6	94	L 40x40x4
8-9	4,54	2,78	23,5	36	72,06	59,39	96,99	59,39	L 30x30x4
10-11	2,84	1,52	23,5	36	39,4	32,47	60,67	32,47	L 25x25x3
12-13	2,24	0,92	23,5	36	23,85	19,65	47,85	19,65	L 20x20x3
3-5	7,58	5,38	23,5	36	139,4	114,9	161,9	114,9	L 40x40x5
5-7	11,38	8,74	23,5	36	226,5	186,7	234,1	186,7	L 50x50x6
7-9	13,82	11,18	23,5	36	289,8	238,8	295,2	238,8	L 60x60x6
9-11	18,06	14,54	23,5	36	376,9	310,6	385,8	310,6	L 60x60x8
11-13	18,06	14,54	23,5	36	376,9	310,6	385,8	310,6	L 60x60x8
13-15	18,06	14,54	23,5	36	376,9	310,6	385,8	310,6	L 60x60x8

Tab. IX 11 Récapitulatif du dimensionnement des différentes barres composant la ferme du bloc A



## Chapitre IX. Etudes des éléments structuraux

Barre	Longueur (m)	Types de sollicitations	Effort (KN)
1-2	2,5	Compression	103,88
3-4	2,69	Compression	95,22
5-6	2,87	Compression	75,69
7-8	3,06	Compression	58,16
9-10	3,24	Compression	40,42
11-12	3,43	Compression	15,79
13-14	3,61	Compression	1,40
14-15	4,23	Compression	13,26
1-3	2,2	Compression	0,76
2-4	2,21	Compression	87,02
4-6	2,21	Compression	165,19
6-8	2,21	Compression	227,96
8-10	2,21	Compression	272,22
10-12	2,21	Compression	292,26
12-14	2,21	Compression	298,14
14-16	2,21	Compression	295,37

Barre	i	$\bar{\lambda}$	$\alpha$	$\phi$	$\chi$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	N <sub>c,rd</sub> (KN)	Dimension
1-2	3,92	0,68	0,49	0,85	0,74	1	8,70	23,5	137,1	L 65x65x7
3-4	3,6	0,74	0,49	0,91	0,7	1	9,03	23,5	135,1	L 60x60x8
5-6	3,64	0,73	0,49	0,9	0,71	1	6,91	23,5	104,1	L 60x60x6
7-8	3,6	0,74	0,49	0,91	0,7	1	9,03	23,5	135,1	L 60x60x8
9-10	3,02	0,88	0,49	1,06	0,61	1	4,80	23,5	62,67	L 50x50x5
11-12	2,4	1,11	0,49	1,34	0,48	1	3,79	23,5	38,81	L 40x40x5
13-14	1,8	1,48	0,49	1,91	0,32	1	1,74	23,5	11,95	L 30x30x3
14-15	3	0,89	0,49	1,06	0,61	1	5,69	23,5	73,85	L 50x50x6
1-3	2,42	1,1	0,49	1,33	0,48	1	3,08	23,5	31,86	L 40x40x4
2-4	1,18	2,26	0,49	3,55	0,16	1	1,12	23,5	3,80	L20x20x3
4-6	3,64	0,73	0,49	0,9	0,71	1	6,91	23,5	104,1	L 60x60x6
6-8	4,54	0,59	0,49	0,77	0,79	1	11,4	23,5	193,2	L 75x75x8
8-10	4,82	0,55	0,49	0,74	0,81	1	15,1	23,5	262,3	L 80x80x10
10-12	4,82	0,55	0,49	0,74	0,81	1	15,1	23,5	262,3	L 80x80x10
12-14	4,82	0,55	0,49	0,74	0,81	1	15,1	23,5	262,3	L 80x80x10
14-16	5,46	0,49	0,49	0,69	0,85	1	15,5	23,5	281,5	L 90x90x9

Barre	Longueur (m)	Types de sollicitations	Effort (KN)
15-16	3,80	Traction	26,11
2-3	3,33	Traction	126,02
4-5	3,47	Traction	101,24
6-7	3,62	Traction	75,65
8-9	3,77	Traction	53,87
10-11	3,92	Traction	21,72
12-13	4,07	Traction	4,32
5-7	2,2	Traction	82,16
7-9	2,2	Traction	145,97
9-11	2,2	Traction	191,63
11-13	2,2	Traction	222,73
13-15	2,2	Traction	234,57

Barre	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>net</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	N <sub>u,rd</sub>	N <sub>net,rd</sub>	N <sub>pl,rd</sub>	N <sub>min</sub>	Dimension
15-16	2,84	1,52	23,5	36	39,4	32,47	60,67	32,47	L 25x25x3
2-3	7,78	6,02	23,5	36	156	128,6	166,2	128,6	L 50x50x4
4-5	7,58	5,38	23,5	36	139,1	114,9	161,9	114,9	L 40x40x5
6-7	5,34	3,58	23,5	36	92,79	76,48	114,1	76,48	L 35x35x4
8-9	4,54	2,78	23,5	36	72,06	59,39	96,99	59,39	L 30x30x4
10-11	2,84	1,52	23,5	36	39,4	32,47	60,67	32,47	L 25x25x3
12-13	2,24	0,92	23,5	36	23,85	16,95	47,85	16,95	L 20x20x3
5-7	6,16	4,4	23,5	36	114	94	131,6	94	L 40x40x4
7-9	9,6	7,4	23,5	36	191,8	158,1	205,1	158,1	L 50x50x5
9-11	11,64	9,44	23,5	36	244,7	201,7	248,7	201,7	L 60x60x5
11-13	13,82	11,18	23,5	36	289,8	238,8	295,2	238,8	L 60x60x6
13-15	13,82	11,18	23,5	36	289,8	238,8	295,2	238,8	L 60x60x6

Tab. IX 12 Récapitulatif du dimensionnement des différentes barres composant la ferme du bloc B

## Chapitre IX. Etudes des éléments structuraux

Barre	Longueur (m)	Types de sollicitations	Effort (KN)
2-3	0,24	Compression	3,51
8-9	0,85	Compression	52,44
10-11	1,06	Compression	29,61
12-13	1,26	Compression	12,48
16-17	1,7	Compression	10,91
3-4	1,47	Compression	24,54
5-6	1,52	Compression	50,13
7-8	1,59	Compression	51,01
13-14	1,92	Compression	1,31
15-16	2,21	Compression	23,90
6-8	1,45	Compression	26,80
8-10	1,45	Compression	63,84
10-12	1,45	Compression	11,73
1-3	1,67	Compression	62,72
3-5	1,47	Compression	42,27
9-11	1,47	Compression	0,65
11-13	1,47	Compression	19,71
13-15	1,47	Compression	19,15

Barre	i	$\bar{\lambda}$	$\alpha$	$\phi$	$\chi$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	N <sub>c,rd</sub> (KN)	Dimension
2-3	1,18	2,26	0,49	3,55	0,16	1	1,12	23,5	3,80	L 20x20x3
8-9	2,42	1,1	0,49	1,33	0,48	1	3,08	23,5	31,86	L 40x40x4
10-11	1,78	1,5	0,49	1,94	0,32	1	2,27	23,5	15,32	L 30x30x4
12-13	1,5	1,77	0,49	2,46	0,24	1	1,42	23,5	7,28	L 25x25x3
16-17	1,5	1,77	0,49	2,46	0,24	1	1,42	23,5	7,28	L 25x25x3
3-4	1,78	1,5	0,49	1,94	0,32	1	2,27	23,5	15,32	L 30x30x4
5-6	2,4	1,11	0,49	1,34	0,48	1	3,79	23,5	38,81	L 40x40x5
7-8	2,4	1,11	0,49	1,34	0,48	1	3,79	23,5	38,81	L 40x40x5
13-14	1,18	2,26	0,49	3,55	0,16	1	1,12	23,5	3,80	L 20x20x3
15-16	2,1	1,27	0,49	1,57	0,4	1	2,67	23,5	22,97	L 35x35x4
6-8	1,78	1,5	0,49	1,94	0,32	1	2,27	23,5	15,32	L 30x30x4
8-10	2,7	0,99	0,49	1,18	0,55	1	3,90	23,5	45,66	L 45x45x4,5
10-12	1,5	1,77	0,49	2,46	0,24	1	1,42	23,5	7,28	L 25x25x3
1-3	3,04	0,88	0,49	1,05	0,61	1	3,89	23,5	51,09	L 50x50x4
3-5	2,42	1,1	0,49	1,33	0,48	1	3,08	23,5	31,86	L 40x40x4
9-11	1,18	2,26	0,49	3,55	0,16	1	1,12	23,5	3,80	L 20x20x3
11-13	1,48	1,8	0,49	2,51	0,23	1	1,85	23,5	9,27	L 25x25x4
13-15	1,48	1,8	0,49	2,51	0,23	1	1,85	23,5	9,27	L 25x25x4

Barre	Longueur (m)	Types de sollicitations	Effort (KN)
4-5	0,44	Traction	6,68
6-7	0,65	Traction	14,07
14-15	1,47	Traction	1,82
9-10	1,68	Traction	60,23
11-12	1,79	Traction	23,16
1-2	1,65	Traction	45,28
2-4	1,45	Traction	45,28
4-6	1,45	Traction	21,10
12-14	1,45	Traction	6,83
14-16	1,47	Traction	6,03
5-7	1,47	Traction	5,90
7-9	1,47	Traction	52,37
15-17	1,47	Traction	1

Barre	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>net</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	N <sub>u,rd</sub>	N <sub>net,rd</sub>	N <sub>pl,rd</sub>	N <sub>min</sub>	Dimension
4-5	2,24	0,92	23,5	36	23,85	19,65	47,85	19,65	L 20x20x3
6-7	2,24	0,92	23,5	36	23,85	19,65	47,85	19,65	L 20x20x3
14-15	2,24	0,92	23,5	36	23,85	19,65	47,85	19,65	L 20x20x3
9-10	5,34	3,58	23,5	36	92,79	76,48	114,1	76,48	L 35x35x4
11-12	2,84	1,52	23,5	36	39,4	32,47	60,67	32,47	L 25x25x3
1-2	3,48	2,16	23,5	36	55,99	46,15	74,35	65,15	L 30x30x3
2-4	3,48	2,16	23,5	36	55,99	46,15	74,35	65,15	L 30x30x3
4-6	2,84	1,52	23,5	36	39,4	32,47	60,67	32,47	L 25x25x3
12-14	2,24	0,92	23,5	36	23,85	19,65	47,85	19,65	L 20x20x3
14-16	2,24	0,92	23,5	36	23,85	19,65	47,85	19,65	L 20x20x3
5-7	2,24	0,92	23,5	36	23,85	19,65	47,85	19,65	L 20x20x3
7-9	4,54	2,78	23,5	36	72,06	59,39	96,99	59,39	L 30x30x4
15-17	2,24	0,92	23,5	36	23,85	19,65	47,85	19,65	L 20x20x3

Tab. IX 13 Récapitulatif du dimensionnement des différentes barres composant la ferme du bloc C

## Chapitre IX. Etudes des éléments structuraux

Barre	Longueur (m)	Types de sollicitations	Effort (KN)
5-6	2,88	Compression	234,25
7-8	3,06	Compression	124,16
9-10	3,24	Compression	22,93
11-12	3,41	Compression	263,47
13-14	3,59	Compression	154,01
15-16	3,80	Compression	87,12
2-3	3,51	Compression	82,06
4-5	3,42	Compression	189,63
10-11	3,85	Compression	86,36
1-3	2,47	Compression	1,6 x10 <sup>-3</sup>
3-5	2,09	Compression	57,34
5-7	2,09	Compression	172,49
7-9	2,09	Compression	80,84
9-11	2,09	Compression	63,86
11-13	2,09	Compression	110,44
13-15	2,47	Compression	14,87
12-14	2,10	Compression	5,55
14-16	2,48	Compression	27,9

Barre	i	$\bar{\lambda}$	$\alpha$	$\phi$	$\chi$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	f <sub>v</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	N <sub>crd</sub> (KN)	Dimension
5-6	4,82	0,55	0,49	0,74	0,81	1	15,1	23,5	262,3	L 80x80x10
7-8	4,24	0,63	0,49	0,8	0,77	1	9,40	23,5	154,4	L 70x70x7
9-10	2,4	1,11	0,49	1,34	0,48	1	3,79	23,5	38,81	L 40x40x5
11-12	5,44	0,49	0,49	0,69	0,85	1	17,1	23,5	310,1	L 90x90x10
13-14	4,54	0,59	0,49	0,77	0,79	1	11,4	23,5	193,2	L 75x75x8
15-16	3,6	0,74	0,49	0,91	0,7	1	9,03	23,5	135,1	L 60x60x8
2-3	3,6	0,74	0,49	0,91	0,7	1	9,03	23,5	135,1	L 60x60x8
4-5	4,82	0,55	0,49	0,74	0,81	1	15,1	23,5	262,3	L 80x80x10
10-11	3,6	0,74	0,49	0,91	0,7	1	9,03	23,5	135,1	L 60x60x8
1-3	1,18	2,26	0,49	3,55	0,16	1	1,12	23,5	3,81	L 20x20x3
3-5	3,04	0,88	0,49	1,05	0,61	1	3,89	23,5	51,09	L 50x50x4
5-7	4,54	0,59	0,49	0,77	0,79	1	11,4	23,5	193,2	L 75x75x8
7-9	3	0,89	0,49	1,06	0,61	1	5,69	23,5	73,85	L 50x50x6
9-11	3,02	0,88	0,49	1,06	0,61	1	4,80	23,5	62,67	L 50x50x5
11-13	3	0,89	0,49	1,06	0,61	1	5,69	23,5	73,85	L 60x60x6
13-15	1,78	1,5	0,49	1,74	0,32	1	2,27	23,5	15,32	L 30x30x4
12-14	1,5	1,77	0,49	2,46	0,24	1	1,42	23,5	7,28	L 25x25x3
14-16	2,42	1,1	0,49	1,33	0,48	1	3,08	23,5	31,86	L 40x40x4

Barre	Longueur (m)	Types de sollicitations	Effort (KN)
1-2	2,5	Traction	7,12
3-4	2,71	Traction	59,35
6-7	3,56	Traction	156,48
8-9	3,71	Traction	30,56
12-13	4	Traction	182,19
14-15	4,35	Traction	63,43
2-4	2,48	Traction	62,13
4-6	2,10	Traction	151,7
6-8	2,10	Traction	65,14
8-10	2,10	Traction	40,8
10-12	2,10	Traction	82,71

Barre	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>net</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>v</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	N <sub>u,rd</sub>	N <sub>net,rd</sub>	N <sub>pl,rd</sub>	N <sub>min</sub>	Dimension
1-2	2,24	0,92	23,5	36	23,85	19,65	47,85	16,65	L 20x20x3
3-4	4,54	2,78	23,5	36	72,06	59,39	96,99	59,39	L 30x30x4
6-7	9,6	7,4	23,5	36	191,8	158,1	205,1	158,1	L 50x50x5
8-9	2,84	1,52	23,5	36	39,4	32,47	60,67	32,47	L 25x25x3
12-13	11,38	8,74	23,5	36	226,5	186,7	243,1	186,7	L 50x50x6
14-15	5,34	3,58	23,5	36	92,79	76,48	114,1	76,48	L 35x35x4
2-4	5,34	3,58	23,5	36	92,79	76,48	114,1	76,48	L 35x35x4
4-6	9,6	7,4	23,5	36	191,8	158,1	205,1	158,1	L 50x50x5
6-8	5,34	3,58	23,5	36	92,79	76,48	114,1	76,48	L 35x35x4
8-10	3,7	1,94	23,5	36	50,28	41,45	79,05	41,45	L 25x25x4
10-12	6,16	4,4	23,5	36	114	94	131,6	94	L 40x40x4

Tab. IX 14 Récapitulatif du dimensionnement des différentes barres composant la ferme du bloc D

# Chapitre X

## ASSEMBLAGES

### X .1 Assemblage «Poteau – Poutre»

#### X .1.1 Efforts sollicitants

Les efforts maximums à prendre en considération sont :

$$M_{sd} = 87.59 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 34.77 \text{ kN}$$

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20\text{mm}$

$$18\text{mm} \leq t_{max} \leq 25\text{mm} \rightarrow \begin{cases} a_{min} = 5\text{mm} \\ a_{max} = 0.7t = 14\text{mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure :  $a = 10\text{mm}$

#### X .1.2 Soudure de la platine

Soudure de la semelle tendue

$$N_{sd} = M_{sd} / h = (87.59 \times 10^3) / 270 = 324.40 \text{ kN}$$

$$R_s = (0.7 \times s \times l \times f_y) / \gamma_{M1} = (0.7 \times 10\sqrt{2} \times 135 \times 2 \times 235) / 1.1 = 571.02 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 324.40\text{kN} < R_s = 571.02\text{kN}$$

Soudure de l'âme

$$R_s = (0.7 \times s \times l \times f_y) / \gamma_{M1} = (0.7 \times 10\sqrt{2} \times 219.6 \times 2 \times 235) / 1.1 = 928.86 \text{ kN}$$

$$V_s = 34.77\text{kN} < R_s = 928.86 \text{ kN}$$

#### X .1.3 Disposition constructives

Après plusieurs simulations on opte pour un assemblage formé de deux files de 4 boulons HR8.8  $\Phi 20$

##### X .1.3.1 Pince longitudinale

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

$$d_0 = \Phi + 2 = 22\text{mm} \Rightarrow 1.2 \times 22 \leq e_1 \leq 12 \times 14.5$$

$$\Rightarrow 26.4\text{mm} \leq e_1 \leq 174\text{mm}$$

On prend  $e_1 = 60\text{mm}$

##### X .1.3.2 Pince transversale

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

$$d_0 = \Phi + 2 = 22\text{mm} \Rightarrow 1.5 \times 22 \leq e_2 \leq 12 \times 14.5$$

$$\Rightarrow 33\text{mm} \leq e_2 \leq 174\text{mm}$$

On prend  $e_2 = 50\text{mm}$

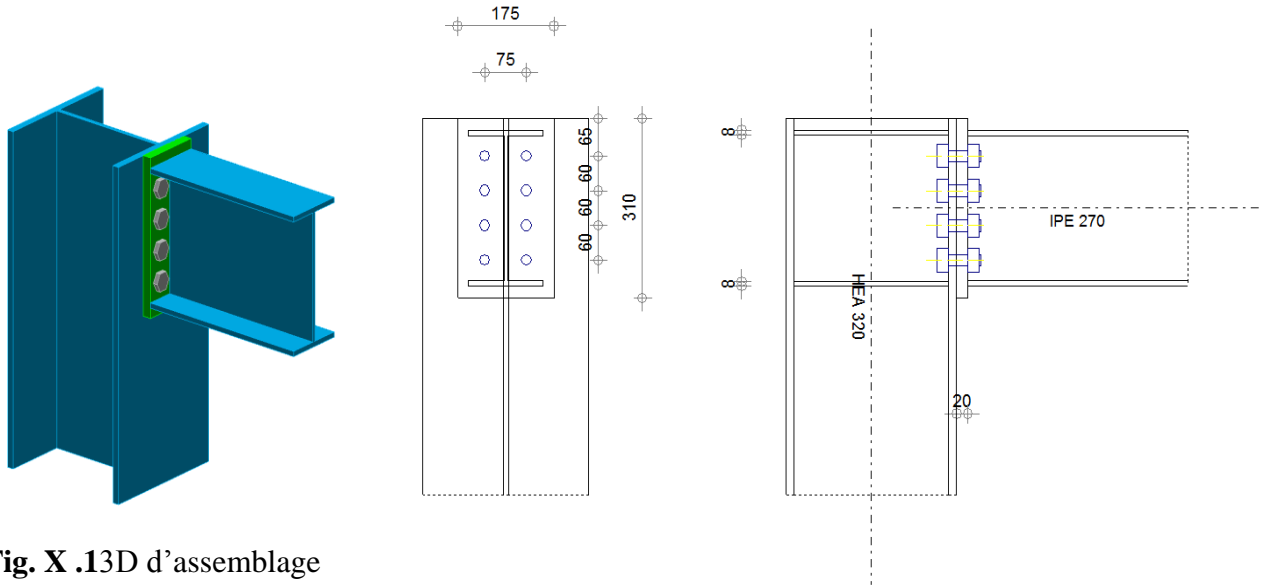


Fig. X .13D d'assemblage

poteau-poutre **Fig. X .2**Détail d'assemblage poteau-poutre

**X .1.4 Calcul des boulons sollicités en traction**

$$T_R = 0.8 f_{ub} A_s = 0.8 \times 800 \times 245 = 156.80 \text{ KN}$$

$$M_R = 2 T_R (0.21 + 0.16) = 116.03 \text{ KN.m}$$

$M_R = 116.03 \text{ KN.m} > M_{sd} = 87.59 \text{ KN.m}$  **Condition. Vérifiée** →

**X .1.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement**

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

$V_d = \frac{34.77}{8} = 4.35 \text{ KN} < V_R / \gamma_{M1} = 102.87 \text{ KN}$  **Condition. Vérifiée**

**X .1.6 Vérification de la pression diamétrale**

$$L_R = 2.4 f_u d t = 2.4 \times 360 \times 20 \times 15 = 259.2 \text{ KN}$$

$V_d = 4.35 \text{ KN} < L_R / \gamma_{M1} = 153.8 \text{ KN}$  **Condition. Vérifiée** ↔

**X .2 Assemblage « barres de ferme »**

**X .2.1 Efforts sollicitants**

Les efforts maximums à prendre en considération sont :

$$N_{sd} = 161.53 \text{ KN}$$

Épaisseur du gousset :  $e_p = 10 \text{ mm}$

$$t_{\max} \leq 17 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} a_{\min} = 4 \text{ mm} \\ a_{\max} = 0.7t = 7 \text{ mm} \end{cases}$$

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

**X .2.2 Soudure de la platine**

$$N_d = N_{sd} \times \sin 50^\circ = 161.53 \times \sin 50^\circ = 123.74 \text{ KN}$$

$$R_s = (0.7 \times s \times l \times f_y) / \gamma_{M1} = (0.7 \times 10\sqrt{2} \times 380 \times 2 \times 235) / 1.1 = 1607.31 \text{ KN}$$

$$V_s = 123.74 \text{ KN} < R_s = 928.86 \text{ KN}$$

## X.2.3 Disposition constructive

Après plusieurs simulations on opte pour un assemblage formé de deux files de 1boulonHR8.8  $\Phi 20$

### X.2.3.1 Pince longitudinale

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

$$d_0 = \Phi + 2 = 22\text{mm} \Rightarrow 1.2 \times 22 \leq e_1 \leq 12 \times 14.5$$

$$\Rightarrow 26.4\text{mm} \leq e_1 \leq 174\text{mm}$$

On prend  $e_1 = 60\text{mm}$

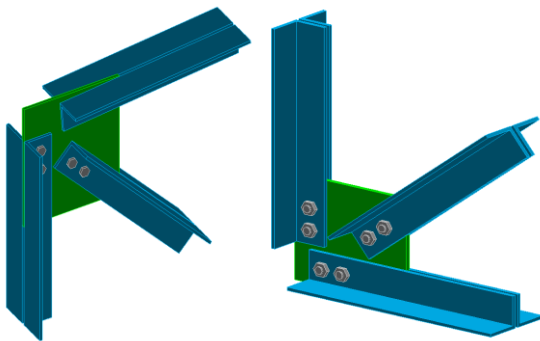
### X.2.3.2 Pince transversale

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

$$d_0 = \Phi + 2 = 22\text{mm} \Rightarrow 1.5 \times 22 \leq e_2 \leq 12 \times 14.5$$

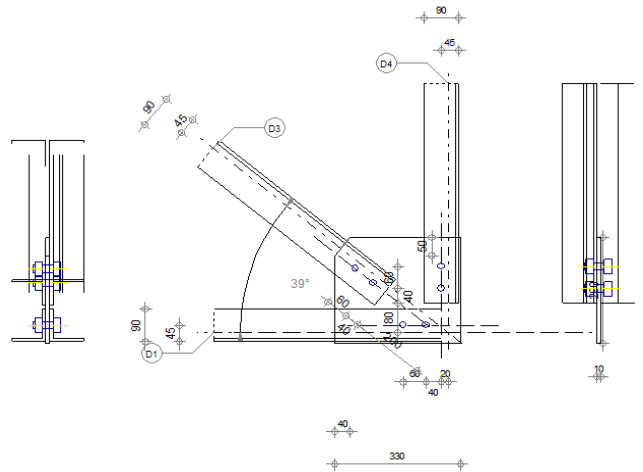
$$\Rightarrow 33\text{mm} \leq e_2 \leq 174\text{mm}$$

On prend  $e_2 = 50\text{mm}$



**Fig. X.3** D d'assemblage

barres de la ferme



**Fig. X.4** Détail d'assemblage

barres de la ferme

## X.2.4 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

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

$$V_d = \frac{161.53}{2} = 80.765 \text{ KN} < V_R / \gamma_{M1} = 102.87 \text{ KN} \text{ Condition. } \checkmark \text{ Vérifiée}$$

## X.2.5 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2.4 f_u d t = 2.4 \times 360 \times 20 \times 9 = 155.52 \text{ KN}$$

$$V_d = 80.765 \text{ kN} < L_R / \gamma_{M1} = 155.52 \text{ KN} \text{ Condition. } \checkmark \text{ Vérifiée}$$

# Chapitre X

## ETUDES DES ANCRAGES ET DES FONDATIONS

### X.1 Calcul de la jonction charpente-béton « blocs A. B. C »

La jonction entre la charpente et le béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancrée par des tiges.

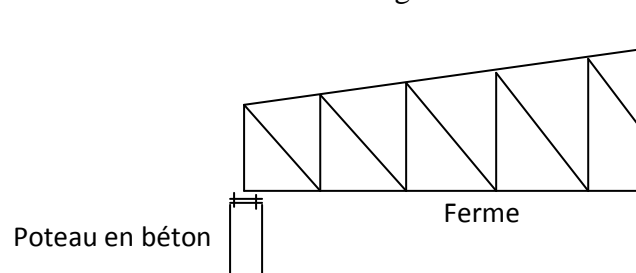
Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est à dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrages et dans la platine, le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibré par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

$$N=65,09 \text{ KN} = 6809 \text{ daN}$$

$$M=29,16 \text{ KN.m} = 2916 \text{ daN.m}$$

$$T=39,09 \text{ KN} = 3809 \text{ daN} .\text{m}$$

La contrainte admissible du béton dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3 = 80 \text{ daN/cm}^2$



**Fig.X.1** Liaison charpente / béton

#### X.1.1 Détermination des dimensions de la platine

La contrainte de compression est :

$$\sigma_b = \frac{N}{a \times b} \leq \bar{\sigma}_b \text{ a } \times \text{ b } \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_b} \quad \longleftrightarrow$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_b$  : contrainte admissible de compression du béton =  $67,5 \text{ Kg/cm}^2$
- N : effort normal max

$$a \times b \geq \frac{6809}{67,5} = \text{cm}^2 \quad \longleftrightarrow$$

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

#### X.1.2 Caractéristique des tiges

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi l}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \geq \frac{N}{4}$$

Avec :

- $g_c$  : étant le dosage en ciment du béton  $=350\text{kg/m}^3$
- $\Phi$  : diamètre de la tige lisse
- $L_1$  : longueur de la tige lisse  $L_1=38.5 \Phi$
- $N$  : l'effort de soulèvement  $N = 6509 \text{ daN}$
- $d_1$  : distance entre la tige et la paroi la plus proche  $d_1=70 \text{ mm}$
- $N_a$  : Effort admissible par lige

On aura :

$$32,20\Phi^2 - 46,04\Phi + 1627,53 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 340,40\Phi = 18,45 \text{ mm}$$

On prend  $\Phi = 20 \text{ mm}$

Nous prenons 4 tiges d'ancrages

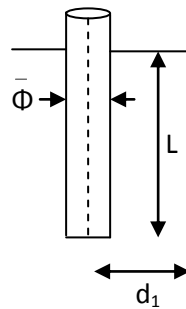
	Diamètre $\Phi$ (mm)	Section résistante (mm <sup>2</sup> )
Tige calculée	20	314

**Tab.X.1** Diamètre et section de la tige

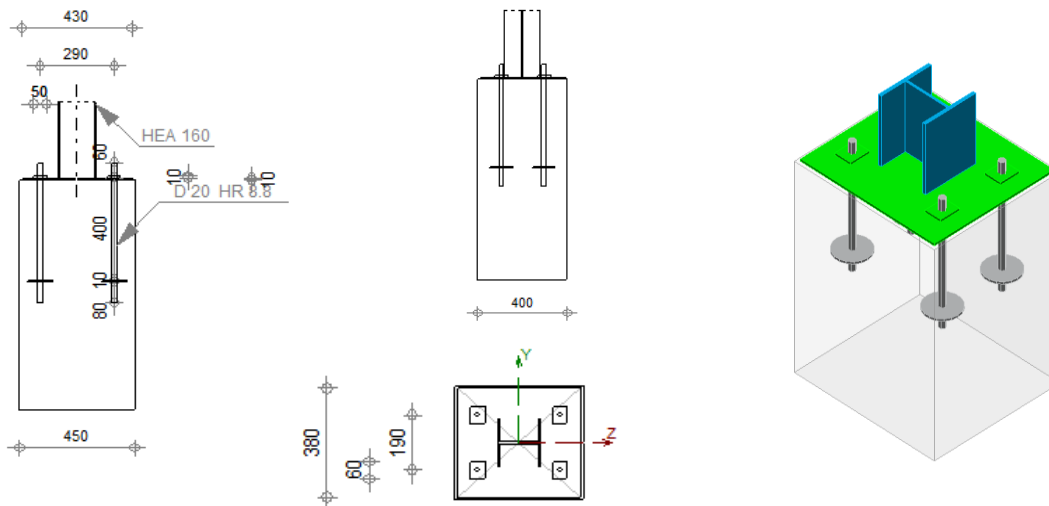
### XI.3 Positionnement de la tige

$$L = 20 \Phi = 20 \cdot 20 = 400 \text{ mm}$$

$$d_1 = \frac{a}{2} - 70 = 80 \text{ mm}$$



**Fig.X.2** Détail d'une tige d'ancrage



**Fig.X.3** Détail de la jonction ferme-poteau **Fig.X.4** 3D de la jonction

ferme-poteau



### X.1.4 Vérification de la contrainte de compression du béton

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29,16}{65,09} = 0,447 \text{ m}$$

$$h'^3 + 3(\ell - h)h'^2 + 90A \frac{\ell}{b} h' - 90A \frac{\ell}{b} h = 0$$

Avec :

- A : section de l'ensemble des boulons  $A=314 \times 4 = 1256 \text{ mm}^2$
- $l = e + d_1 = 52,7 \text{ cm}$
- $h = 40 \text{ cm}$
- $b = 40 \text{ cm}$

L'équation du 3<sup>ème</sup> degré en  $h'$  s'écrit :

$$h'^3 + 38,1h'^2 + 1489,3h' - 686048,6 = 0 \quad h' \leftarrow 30 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2.N.l}{b.h'.\left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_{ub}\sigma_b = \frac{2.6509.52,7}{40.30\left(40 - \frac{30}{3}\right)} \leftarrow f_{ub}$$

$$19,05 \text{ daN/cm}^2 \leq 80 \text{ daN/cm}^2 \quad \longleftrightarrow$$

### X.1.5 Vérification des goujons à la traction

$$\sigma_a = \frac{N \cdot l - h + \frac{h}{3}}{A \left(h - \frac{h}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{6509 \cdot 52,7 - 40 + 10}{12,56 \cdot (40 - 10)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = 3,92 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,25\sigma_b = 49 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

### X.1.6 Calcul de l'épaisseur de la platine

$$M = \sigma_a \times 6 \times A = 29541,12 \text{ daN/cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{b \times \sigma_a}} = 1,88 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur  $e = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm}$

## X.2 Calcul des pieds de poteaux « bloc D »

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastés, ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal.

### X.2.1 Dimensionnement de la plaque d'appuis

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

#### X.2.1.1 Cordons de soudure

**Semelle**  $a_s = 0,7 t_f = 0,7 \times 15,5 = 10,85 \text{ mm}$  On prend  $a_s = 20 \text{ mm}$

**Ame**  $a_a = 0,7 t_w = 0,7 \times 9 = 6,3 \text{ mm}$  On prend  $a_a = 10 \text{ mm}$

### X.2.1.2 Surface de la platine

$$a \geq 310 + (2 \times 20) = 350 \text{ mm}$$

$$b \geq 300 + (2 \times 20) = 340 \text{ mm}$$

On prend :  $\begin{cases} a = 480 \text{ mm} \\ b = 470 \text{ mm} \end{cases}$

$$N_{sd} = 726.07 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 147 \text{ KN.m}$$

Après plusieurs simulations on a optés pour  $t = 25 \text{ mm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma = \left( \frac{N}{a \times b} \right) + \left( \frac{M}{I \times V} \right) = \left( \frac{726070}{480 \times 470} \right) + \left( \frac{147000000}{\frac{480 \times 25^3}{12} * \frac{470}{2}} \right) = 42.11 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 42.11 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

Béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment :  $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

### X.2.1.3 Epaisseur de la platine de calcul

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{24}} = 50 \sqrt{\frac{3 \times 0.4211}{24}} = 11.47 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur  $t = 25 \text{ mm}$

### X.2.2 vérification des tiges d'ancrage

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left( 1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \leq \left( \frac{N}{8} \right) = \frac{72607}{8} = 9075.875 \text{ daN}$$

$N$  : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison  $G + Q + 1.2E$

$g_c$  : dosage en ciment du béton  $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$

$$l_1 = 20\Phi$$

$$l_2 = 2\Phi$$

$$r = 3\Phi$$

$$D'où : 15.94 \Phi^2 - 12.96 \Phi - 9075.875 \geq 0 \Rightarrow \Phi = 24.27 \text{ mm}$$

On choisi alors 8 tiges d'un diamètre  $\Phi 30$

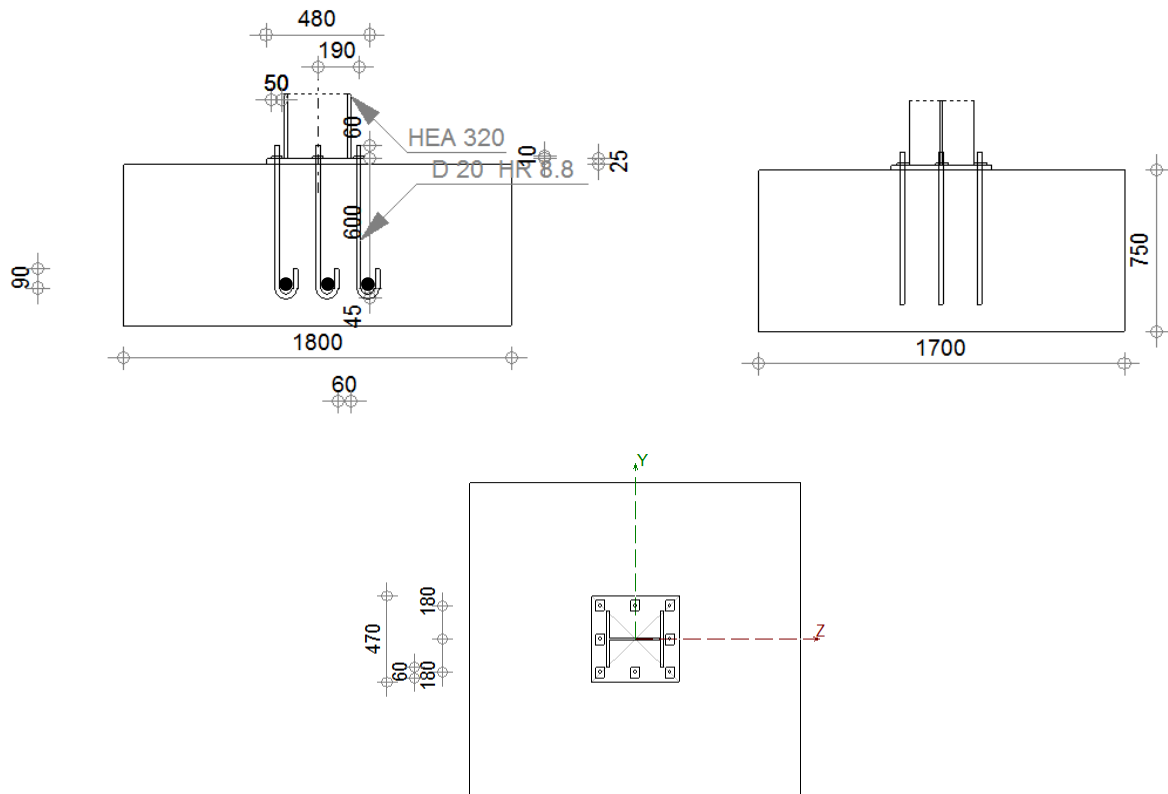
### X.2.3 Condition d'équilibre du B.A.E.L

$$\frac{N}{8} \leq F_A = \pi \tau_{su} \Phi l_1$$

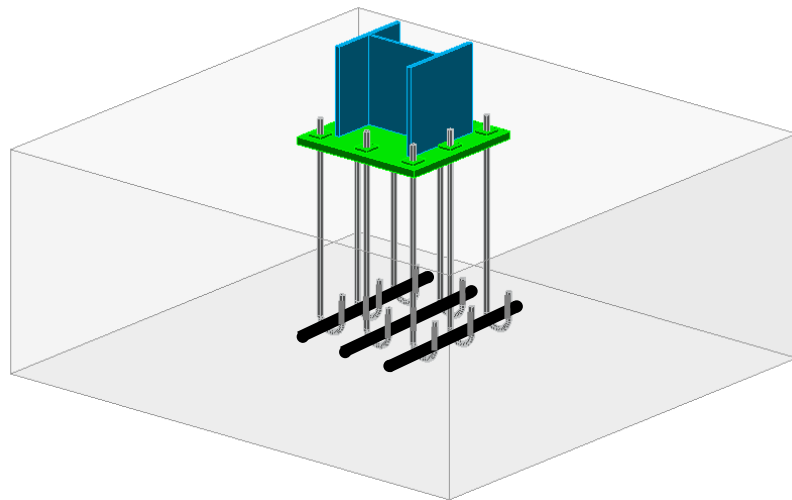
$$\tau_{su} = 0.6 \varphi^2 f_{ij} = 0.6 \times 1 \times 2.1 = 1.26 \text{ MPa}$$

( $\varphi$  : Coefficient de scellement droit, pour les lisses  $\varphi_s = 1$ )

$$D'où : F_A = 71251.32 \text{ daN} \gg 9075.875 \text{ daN}$$



**Fig.X.5**Détail de jonction poteau-fondation



**Fig.X.6** 3D de la jonction poteau-fondation

### Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les fondations qui transmettent les charges exercées par la superstructure au sol. Elle constitue donc une partie délicate de l'ouvrage puisque leur bonne conception et réalisation conduisent à une bonne tenue de l'ensemble.

D'après le RPA99 version 2003, les fondations sont dimensionnés selon les combinaisons suivantes :

- ✓ G+Q+E
- ✓ 0,8G±E

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Mais on se limitera dans notre projet sur le choix du type de la fondation essentiellement à la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol est de **2,5 bars**.

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

Chaque semelle est soumise à :

- un effort normal
- un moment de flexion

{ Le prédimensionnement se fait à l'E.L.S.  
 { L'étude se fait sur les semelles les plus sollicitées.

### XI.2 Etude des semelles des « bloc A,B,C »

	Efforts	ELU	G+Q+E	0,8G+E	ELS
<b>Semelle centrale</b>	N (KN)	468,59	339,92	268,31	346,25
	M (KN.m)	5,41	3,82	3	3,95
<b>Semelle intermédiaire</b>	N (KN)	504,27	369,79	290,01	372,43
	M (KN.m)	4,51	1,93	4,69	3,31
<b>Semelle d'angle</b>	N (KN)	153,29	103,45	78,79	112,04
	M (KN.m)	36,42	22,93	16,88	62,81

**Tab.XII.2** récapitulatif des efforts M et N

#### XI.2.1 Semelle intermédiaire

##### XI.2.1.1 Prédimensionnement :

$$\overline{\sigma}_{SOL} = 2,50 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2 = 0,25 \text{ Mpa.}$$

a = b = 40 cm

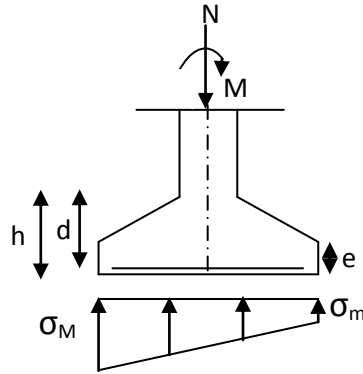


Fig.XI.7 Digramme des contraintes agissant sur les fondations

a. Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \quad A = B \text{ semelles carrées} \longleftrightarrow$$

On a :

$$\sigma_{SOL} < \overline{\sigma_{SOL}}$$

$$\sigma_{SOL} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} \dots\dots\dots (1)$$

$$(1) B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{SOL}}} = \sqrt{\frac{372,43}{250}} \longleftrightarrow$$

$$B \geq 1,48 \text{ m} \longleftrightarrow$$

On prend une semelle de dimensions  $1,6 \times 1,6 \text{ m}^2$ .

b. Détermination de d et h :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \quad \frac{1,6 - 0,4}{4} \leq d \leq 1,6 - 0,4 \longleftrightarrow$$

$$0,3 \text{ m} \leq d \leq 1,2 \text{ m} \longleftrightarrow$$

$$d = 55 \text{ cm} \longleftrightarrow$$

$$h = d + 5 = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

c. Vérification :

$$\sigma_{SOL} = \frac{N'_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- $S = B^2 = 1 \text{ m}^2$  ;  $I = \frac{B^4}{12} = 0,083 \text{ m}^4$  et  $V = \frac{B}{2} = 0,5$

- $N'_s = N_s + \text{poids propre de la semelle}$

poids propre de la semelle =  $(1,6 \times 1,6) \times 0,6 \times 25 = 38,4 \text{ KN}$

$$(2) \sigma_{SOL} = \frac{N_s + \text{Poids propre semelle}}{B^2} + \frac{6M_s}{B^3} \sigma_{SOL} = \frac{372,43+38,4}{1,6^2} + \frac{6 \cdot 3,31}{1,6^3}$$

$$\sigma_{SOL} = 165,32 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{SOL} = 165,32 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{SOL}} = 250 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition. Vérifiée}$$

### XI.2.1.2 Détermination du ferrailage

#### a. E.L.U

$$A_u = \frac{N'_u \cdot (A-a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\checkmark \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\checkmark N'_u = 504,27 + 38,4 = 542,67 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{542,67 \cdot 10^{-3} \cdot (1,6 - 0,4)}{8 \cdot 0,55 \cdot 347,82} A_u = 4,25 \text{ cm}^2 \quad \longleftrightarrow$$

#### b. E.L.S

$$A_s = \frac{N'_s \cdot (A-a)}{8 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$\checkmark \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\checkmark N'_s = 410,83 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{410,83 \cdot 10^{-3} \cdot (1,6 - 0,4)}{8 \cdot 0,55 \cdot 201,63} A_s = 5,55 \text{ cm}^2 \quad \longleftrightarrow$$

Nous avons  $A_s > A_u$  donc on prend un ferrailage de : 8T12=9,05 cm<sup>2</sup>

### XI.2.1.3 Vérification de la stabilité au renversement

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} < \frac{B}{4} \frac{3,31}{372,43} < \frac{1,6}{4} \quad \longleftrightarrow$$

$$0,0088 < 0,4 \text{ Condition. Vérifiée} \quad \longleftrightarrow$$

### XI.2.1.4 Détermination de la hauteur du patin "e"

$$e \geq \max(6 \varnothing + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm}, 12 \varnothing + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \longleftrightarrow \text{ On prend } e = 21 \text{ cm}$$

### XI.2.1.5 Espacement

$$S_t = \frac{1,6 - 0,20}{7} = 0,22 \text{ m}$$

On prend  $S_t = 22 \text{ cm}$

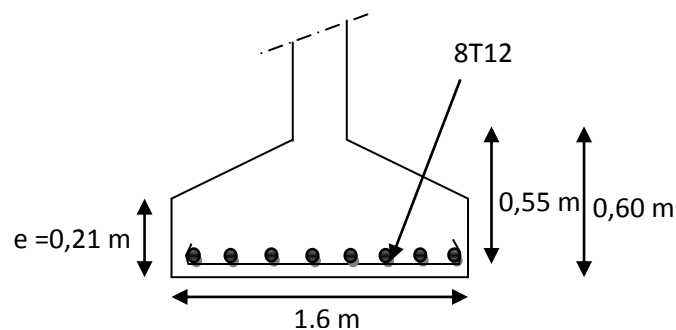


Fig.XI.8 Ferrailage de la semelle intermédiaire

	$A \times B$ (m <sup>2</sup> )	d (cm)	h (cm)	e (cm)	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
<b>Semelle intermédiaire</b>	1,6x1,6	55	60	21	8T12=9,05	20

Tab.XI.3Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire

### XI.2.2 Etude de la semelle centrale

Suivant la même méthode précédente, on fait la le calcul de la semelle centrale.

	$A \times B$ (m <sup>2</sup> )	d (cm)	h (cm)	e (cm)	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
<b>Semelle centrale</b>	1,3x1,3	45	50	21	6T12=6,79	22

Tab.XI.4récapitulatif des résultats de la semelle centrale

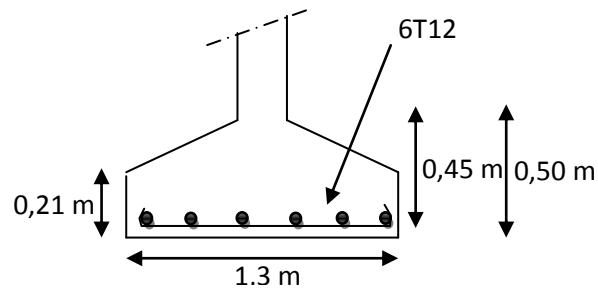


Fig.XI.9 Ferrailage de la semellecentrale

### XI.2.3 Etude de la semelle d'angle

Suivant la même précédente méthode, on fait la le calcul de la semelle d'angle.

	$A \times B$ (m <sup>2</sup> )	d (cm)	h (cm)	e (cm)	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
<b>Semelle D'angle</b>	1x1	45	50	21	5T12=6,65	20

Tab.XI.5récapitulatif des résultats de la semelle d'angle

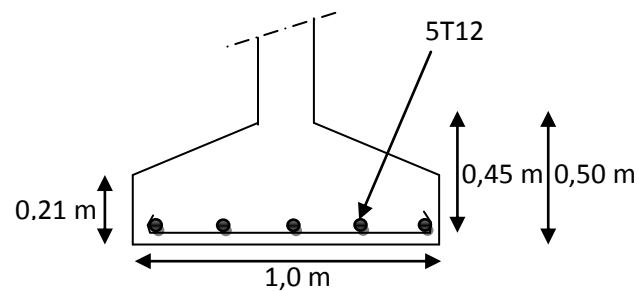


Fig.XI.10 Ferrailage de la semelleintermédiaire

	A × B (m <sup>2</sup> )	d (cm)	h <sub>t</sub> (cm)	e (cm)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Semellecentrale</b>	1,3x1,3	45	50	21	6T12=6,79	22
<b>Semelleintermédiaire</b>	1,6x1,6	55	60	21	8T12=9,05	20
<b>Semelled'angle</b>	1x1	45	50	21	5T12=6,65	20

Tab.XI.11 Récapitulatif des résultats des différentes semelles

### XI.3 Etude des semelles du « bloc D »

#### XI.3.1 Charges à prendre en considération

$$N_{sd} = 726.07 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 147 \text{ KN.m}$$

D'après le rapport géotechnique effectué :  $\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$

#### XI.3.2 Dimensionnement des semelles

$$A/B = a/b \quad A = 0.96B$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B = \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow 0.96B^2 = 2904280 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow B = 1.67 \text{ m} \text{ On prend } B = 1,80\text{m}$$

$$A = 1,70\text{m}$$

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$d \geq \frac{(B-b)}{4} = 0.37 \Rightarrow h = 37 + 5 = 42\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm}$$

#### XI.3.3 Vérification de la stabilité

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{147}{726.07} = 0.2\text{m}$$

$6e < A$  Condition. Vérifiée

#### XI.3.4 Calcul du ferrailage

$$A_x = N_{sd} \left( 1 + (3e/B) \right) \left( \frac{B-b}{8 \times 0.9h \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \right) = 10.88\text{cm}^2$$

$$A_z = N_{sd} \left( 1 + (3e/A) \right) \left( \frac{A-a}{8 \times 0.9h \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \right) = 10.88\text{cm}^2$$

On prend :

$$A_x = 10\text{T}12 = 11.31\text{cm}^2$$

$$A_z = 10\text{T}12 = 11.31\text{cm}^2$$

Les barres sont espacés de :  $S \leq (20\text{cm}; 15\Phi) = (20\text{cm}; 18) = 18\text{cm}$



S = 18 cm

### XI.4 Etudes des longrines

Longrines sont des éléments d'infrastructure; qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort de traction estimé à l'effort normal.

#### XII.4.1 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA 99 version 2003 les dimensionnements minimaux sont de (25×30) cm<sup>2</sup>.

On prend des longrines de dimensions (30×35) cm<sup>2</sup>.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

- N : valeur maximale de charges verticales des gravité apportées par les points d'appui solidarisés.
- $\alpha = 15$

#### XI.4.2 Calcul de ferrailage

##### XI.4.2.1 E.L.U

$$N_{u \max} = 153,29 \text{ KN}$$

$$F_u = \frac{153,29}{15} = 10,21 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} ; \text{avec } : \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,029 \text{ cm}^2$$

##### XI.4.2.2 E.L.S

$$N_{s \max} = 112,04 \text{ KN}$$

$$F_u = \frac{112,04}{15} = 7,46 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{st}} ; \text{avec } : \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,021 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige une section minimale de 0,6 de la section du béton.

$$A_{\min} = 0,6 \% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

##### XI.4.2.3 Condition de non fragilité

On prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{st \min} = 0,23 \times 30 \times 35 \times 2,1/400$$

$$A_{st \min} \geq 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{st \min} \text{ Condition. Vérifiée}$$

### XI.4.2.4 Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{35}{35}, 1, \frac{30}{10} \right)$$

$$\Phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$$

### XI.4.2.5 Calcul d'espacement des cadres

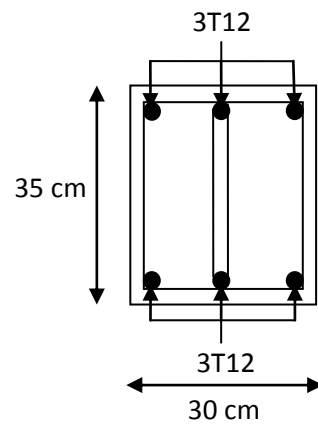
Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser  $S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \Phi_t)$

#### a. Zone nodale

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

#### b. Zone courante

$$S_t = 18 \text{ cm}$$



**Fig.XI.12** Ferrailage de la longrine

# Chapitre XII

## PROTECTIONS DE LA STRUCTURE METALLIQUE

### XII.1 Corrosion

#### XII.1.1 Introduction

La corrosion désigne l'altération d'un objet manufacturé par l'environnement. La corrosion a des causes à la fois physicochimiques et mécaniques.

Les exemples les plus connus sont les altérations chimiques des métaux dans l'eau (avec ou sans oxygène), tels la rouille du fer et de l'acier ou la formation de vert-de-gris sur le cuivre et ses alliages (bronze, laiton).

Cependant, la corrosion est un domaine bien plus vaste qui touche toutes sortes de matériaux (métaux, céramiques, polymères) dans des environnements variables (milieu aqueux, atmosphère, hautes températures).

#### XII.1.2 La protection contre la corrosion

La corrosion est donc un phénomène qui dépend du matériau utilisé, de la conception de la pièce (forme, traitement, assemblage) et de l'environnement.

Le processus de corrosion peut également être ralenti en agissant sur la réaction chimique en elle-même.

##### XII.1.2.1 Réaliser une protection physique

Cela consiste à isoler la pièce de l'environnement : Il s'agit dans ce cas de l'enrober complètement par exemple par une couche de peinture ou de matière plastique. Ce type de protection n'est pas suffisant en cas de dégradation de la couche de peinture.

Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique.

### XII.2 Résistance au feu

#### XII.2.1 Éléments nécessaires au départ d'un incendie

- Un combustible
- Un comburant
- Une source de chaleur

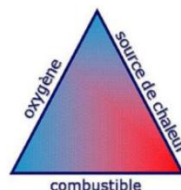


Fig.XII.1 Triangles de feu

Les peintures intumescentes traitent sur des supports acier non seulement le problème du feu, mais par leur aspect lisse et mince, permettent aussi de conserver l'esthétique de l'ossature et de la mettre en valeur grâce à la large palette de teintes de finition. Il existe, aujourd'hui, des produits applicables sur des ossatures soumises ou non aux intempéries et permettant d'assurer une stabilité au feu de 30 à 120 minutes (degré R30 à R120)

### XII.2.2 Comment fonctionne la peinture ignifuge?

#### XII.2.2.1 Composants

- Dissolvants (eau)
  - Liant
  - Pigments
  - Agents de masse
  - Additifs
- Acide phosphorique  
Générateur de carbone  
Substances génératrices de gaz

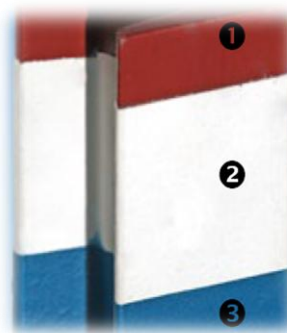


Fig.XII.2 Différentes couches de la peinture ignifuge

### XII.2.3 Effets de la peinture ignifuge

- A partir de 1200° C l'apprêt mousse (déclenchement par l'acide phosphorique)
- Mousse compacte et solide comme isolant
- Protection de l'acier contre la rupture à environ 5000° C
- Perte de la rigidité qu'après 30 ou 60 minutes

### XII.2.4 Mise en œuvre

Les surfaces à peindre doivent être propres, débarrassées de la rouille et de la calamine (ton bleu noir). Les éléments en acier arrivant à l'atelier ou sur site déjà oxydés, on a recours à différentes techniques de décapage : brossage, piquage, martelage ou projection d'abrasifs (grenailage). Le grenailage par sable est la technique la plus couramment utilisée. Les ateliers sont souvent équipés de cabines de grenailage, qui récupèrent le sable en circuit fermé. Sur chantier, cette récupération est une contrainte environnementale assez lourde.

Les travaux de peinture doivent se dérouler à l'abri des poussières et des intempéries, en dehors des périodes de gel et par un ensoleillement modéré en respectant la fiche technique du produit.

Contrairement aux peintures intumescentes, les enduits projetés ne gonflent pas. L'effet isolant de ces enduits est assuré depuis le début. Ce système permet de réaliser des solutions économiques pour une résistance au feu jusqu'à R90.

En tant qu'enduit au pistolet, il peut facilement être Appliqué à l'aide de machines de projection. L'application est garantie même en présence de formes géométriques



Fig.XII.3 Mises en œuvre d'enduit

protecteur

## Conclusion

Une piscine orientée dans un sens convivial et offrant toutes les prestations de sport, de détente et de loisirs doit être attractive et permettre de séduire et de fidéliser une large clientèle.

Notre travail s'est inscrit en premier lieu dans une démarche de conception à partir des Plans d'architecte. Ainsi de dimensionner notre ERP présentant de nombreuses spécificités techniques et technologiques.

L'ouvrage étudié est une piscine semi olympique situé à Ghazaouet (Tlemcen). L'inconvénient de ce type d'ouvrage est double d'une part les grandes portées, d'autre part les grandes hauteurs.

Pour répondre à ses exigences qui sont d'ordre conceptuel, la structure devait être composée d'une structure en charpente métallique et d'une autre en béton armé.

Ceci nous a amené à étudier une structure en béton armé et en charpente métallique, ce qui nous a permis de parfaire nos connaissances et de mieux maîtriser les différents outils l'ayant permis à savoir les règlements techniques, quand et comment les utilisés et les logiciels de CAO (AUTOCAD) et de calcul (SAP 2000).

# BIBLIOGRAPHIE

**BELAZOUGUI. M (2008)**, Calcul pratique des structures métalliques, C-Ed : OPU-CGS, Alger (Algérie)

**BOUTERFAS. A& BECHLAGHEM. M (2007-2008)**, étude d'un bâtiment a usaged'habitation « RDC +3étages » Département de génie civil, Faculté des sciences de l'ingénieur, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie)

**Charges et surcharges DTR BC2.2 MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME**, (Algérie)

**CHERKI, N & CHOURAK, K (2000-2001)**, Etude d'un bâtiment industriel avec pont roulant selon le nouveau règlement national, Département de génie civil, Faculté des sciences de l'ingénieur, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie)

**COSTER. J & SANGLERAT. G (1983)**, Cours pratique de mécanique des sols, Ed :Dunod, Paris (France)

**MIMOUNE. M& MIMOUNE. F.Z (2011)**, Pratique de la construction métallique, Ed : OPU, Alger (Algérie)

**Lahlou. D « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE »** Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.

**Lescouarc'h. Y « Initiation au calcul d'un bâtiment à structure en acier »** CTICM, Février 1997.

**Manfred A.H, Michel. C « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.»** Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL) ,1995

**Morel. J « Conception et calcul des structures métalliques. »,** Ed., Eyrolles, 1975

**Morris L.J, Plum D.R « Structural Steelwork Design to BS 5950)**, 2d. Edition, Addison Wisley Longman Limited, England 1996.

**Règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 »**MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

**Règlement neige et vent « RNV99 » (D.T.R. C 2- 4.7)**MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

**Règles parasismiques Algériennes** « RPA 99 version 2003 » MINISTÈRE 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 » MINISTÈRE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)