

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

Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



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

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN
BÂTIMENT DE L'USINE DESSALEMENT DES
EAUX DE MER A SOUK TLATA (TLEMCEEN)**

Présenté le par :

BOUIZEM Aicha

KHETTAB Amel

Devant le Jury composé de :

Mr .HOUTI .F
Mme .BENADLA.Z
Dr. DJAFOUR.N
Pr. BOUMECHRA.N
Mr. CHERIF. Z.E.A

Président
Examinatrice
Examinatrice
Encadreur
Encadreur

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN
BÂTIMENT DE L'USINE DESSALEMENT DES
EAUX DE MER A SOUK TLATA (TLEMCEM)**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qui j'aime jusqu'à les frontières de l'imagination

Mes chers parents qui m'ont toujours fait aimer la voie du savoir, et à qui je dois le plus grand respect. que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A mes frères et mes seours

A ma chère grand mère, dieu la garde en bonne santé et mes ancles (Ali, Nourdine, Youcef, Abd el kader, Omar, abbdeli, Nasser) et ma tantes Djamilâ

A ma chère cousine Asma

A mes cousine et cousin. Hanane, Fatna ,sara ,takwa, hmimed, Mohammed ,Baghdad, mahdi.

A toute la famille : KHETTAB; BOUALALEM ;EL BACHIR

A ma chère amie, sœur et ma binôme BOUIZEM Aicha A qui je souhaite tout le bonheur, ainsi qu'à sa famille.

A tous mes ami(es) Hanane, A. Zineb, B. Khawla ,L. Fatima, B. Keltoum, K. Zineb .Y. Maria ,T. Amine ,souad ,Oussama, Ibtissem, Houria, Ahlem

A Touts mes enseignants de CM plus particulièrement mes encadreur Dr Boumechra .N et Mr .Cherif. Z.E.A

A tous mes collègues de CM plus particulièrement la promotion 2013 chaqu'un par son nom

A tous ceux qui m'ont aidés de loin et de prés

KHETTAB Amel

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qui j'aime jusqu'à les frontières de l'imagination

Ma très chère mère, sans elle, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que dieu tout puissant la garde en bonne santé.mon cher père, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A mon cher frère **Abdelmadjid**

A ma sœur **Fatima**

A mon cher grand père, mes chères grand mère que dieu les garde en bonne santé

A *touts mes oncles et tantes.*

A *mes cousines et cousins. Meriem, Ibtissem, Fati , Hadjira , Samia Rahma ,nadia, Zaki ,Mohammed ,Nadir*

A toute la famille : **BOUIZEM ; OULLADJI**

A ma chère amie, sœur et binôme **Khettab Amel** A qui je souhaite tout le bonheur, ainsi qu'à sa famille.

A tous mes ami(es) A. Nadjat, A. Zineb, B. Fatima, B. Nawel, B.Soumia Y. Maria , k. asma, T.Amine , D.med, M. Soufyane, S. med

A Touts mes enseignants de **CM** plus particulièrement mes encadrants Dr Boumechra .N et Mr .Cherif. Z.E.A

A touts mes collègues de **CM** plus particulièrement la promotion 2013 chaqu'un par son nom

A touts ceux qui m'ont aidés de loin et de prés

Bouizem Aicha

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.

Nos remerciements vont particulièrement à nos encadreurs Mr. BOUMECHRA et Mr. ZEA. CHERIF pour sont aidés, ses conseils et sa contribution à l'accomplissement de ce travail.

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

Nous réservons une pensée spéciale à tous les enseignants du département de génie civil

Nous remercions aussi Mr OUAHRANI et Mr ONSOR Ingénieurs au CTC pour leurs conseils prodigués.

Nous remercions également tous le staff de station de dessalement des eaux de mer a SOUK TLATA et Mr le directeur DAIRI Ahmed et Mr El BACHIR ben soulimen

Nous adressons également nos remerciements à Mr MEKSSI le directeur de l'hydraulique de Tlemecen

Nous remercions aussi nos collègues BEN KABA. A et ABDELLAOUI.K

Liste des figures

Fig.I.1 : Situation de projet	4
Fig.I.2: Projet Almiyah Attilemçania.....	5
Fig.I.3 : Batiment UF.....	6
Fig.II.1:Couverture	9
fig. II.2:Bardage	9
Fig.II.3 : Tôle nervuré.....	9
Fig.II.4 : Ossature métallique.....	10
Fig.III.1.1 : Toiture en voute	11
Fig.III.1.2 : Charges de la neige	12
Fig :III.2.3 : Coefficients de pressions extérieures Sur parois	16
Fig :III.2.4 : Division des parois (vent sur pignon)	17
Fig :III.2.5 : Coefficients de pressions extérieures Sur toiture (vent sur pignon).....	18
Fig.III.2.6:Division des parois(vent sur long pan)	19
FigIII.2.7: Coefficients de pressions extérieures Sur parois vent sur long pan	19
Fig.III.2.8 :Division de toiture (vent sur long pan)	19
Fig.III.2.10: Charge de vent sur long pan (sur ouverture de h=4,5m)	22
Fig.III.2.11: Charge de vent sur long pan (sur ouverture de h= 3,3m)	22
Fig.III.2.12: Charge de vent sur pignon	
Fig V.1. Tôle nervurée	30
Fig.V.2 .L'emboitement des pannes.....	31
Fig V.3 Cas de charge de neige	32
Fig V.4.Cas de l'effet du vent	32
FigV.5 :Dimensions de section Z	35
Fig.V.4.1 Assemblage du panne Zed par l'échantignolle	52
Fig V.9 : Dimensions de l'escalier	62
Fig.VI.2 :Spectre de réponse	73
Figure IX.1 : Détail d'assemblage poteau - poutre (PRS700 – PRS700)	101
Figure IX.2 : Détail d'assemblage poutre poutre (PRS500-PRS500).....	104
Fig .IX.3 Pieds de poteau en perspective	106
Fig.IX.4 Détail d'une tige d'ancrage	107
Fig.IX.5 Détail d'un pied de poteau.	108
Figure X.1 : Digramme des contraintes agissant sur les fondations	109
Figure X.2 : Ferrailage de la semelle centrale.	112
Figure X.3 : Ferrailage de la semelle d'angle.	114
Figure IX.2 :Ferrailage de la semelle centrale et intermédiaire.....	116

LISTE

DES TABLEAUX

Tableau .I.1 : Règlements utilises	6
Tableau.III.2.1: Coefficient de topographie.....	14
Tableau.III.2.2: Valeurs des pressions dynamiques.....	15
Tableau.III.2.3: Division des parois.....	16
Tableau.III.2.4: Division des parois (vent sur pignon).....	17
Tableau.III.2.5: Division des parois (vent sur long pan)	17
Tableau.III.2.6: Division de toiture (v sur long pan)	20
Tableau.III.2.7: Force de frottement Ffr(sur pignon)	24
Tableau.III.2.8: Force de frottement Ffr(sur long pan)	25
Tableau V.1: Caractéristiques du profilé	35
Tableau V .1 : profils UAP	57
Tableau V .1 : profils IPE360	59
Tableau.VI.6 : Charges permanentes et surcharge d'exploitation de la paillasse.....	62
Tableau.VI.7 : Charges permanentes et surcharge d'exploitation du palier d'escalier.....	63
Tableau V I.8 : Récapitulation des combinaisons d'actions.....	63
Tab.VI.9 Récapitulation de M et T.....	65
Tableau.VI.1 : Spectre de réponse.....	70
Tableau.VI.2 : Définition des sections.....	72
Tableau VI.3 : Résultante des forces sismiques à la base.....	75
Tableau VI.4 : Déplacement relatifs dans le sens (x-x).....	75
Tableau VI.5 : Déplacement relatifs dans le sens (y-y).....	75
Tableau VIII.3 : Caractéristique de HEA 450	96
Tableau IX.1: Classes des boulons.....	101
Tableau X .1 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle centrale.....	110
Tableau X.2 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle d'angle	112
Tableau X.2 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle intermédiaire.....	114

LISTE DES NOTATIONS

A	: Section brute d'une pièce ;
A_{net}	: Section nette d'une pièce ;
A_w	: Section de l'âme ;
A_v	: Aire de cisaillement
C_t	: Coefficient de topographie ;
C_r	: Coefficient de rugosité ;
C_p	: Coefficient de pression ;
C_e	: Coefficient d'exposition ;
C_d	: Coefficient dynamique ;
E	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	: Charge permanente ;
I	: Moment d'inertie ;
K	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K_T	: Facteur de terrain ;
L	: Longueur ;
M_{Sd}	: Moment fléchissant ;
M_{Rd}	: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{pl}	: Moment plastique ;
M_{Cr}	: Moment critique ;
M_{sd}	: Valeur de calcul du moment fléchissant ;
$M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{Sd}	: Effort normal ;
$N_{t\ sd}$: Effort normal de traction ;
$N_{c\ sd}$: Effort normal de compression ;
N_{pl}	: Effort normal plastique ;
$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression 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_{el}	: Module de résistance élastique ;
W_{pl}	: Module de résistance plastique ;

W	: Poids de la structure
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 ;
χ	: Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	: Facteur de corrélation ;
β_M	: Facteur de moment uniforme équivalent ;
β_M	: Coefficient de sécurité ;
λ	: Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement ;
\square	: Facteur d'imperfection ;
\emptyset	: Rotation ;
\emptyset_{LT}	: Rotation de déversement ;
τ	: Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	: Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
σ_a	: Contrainte de l'acier ;
σ_b	: Contrainte du béton ;
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique ;
η	: Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	: Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;
δ_k	: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
μ	: coefficient de forme de la charge de neige ;
M_r	: Moment de renversement
C_{fr}	: Coefficient de frottement
S_{fr}	: Aire de l'élément

Sommaire

I.1-Présentation du projet (Almiyah Attlemçania)	Erreur ! Signet non défini.
I.1.1-Les intervenants de projet	Erreur ! Signet non défini.
I.1.2-Situation :	Erreur ! Signet non défini.
I.2-Description technique du projet	Erreur ! Signet non défini.
I.2.1-L'objectif technique :	Erreur ! Signet non défini.
I.2.2-Etendue des travaux	Erreur ! Signet non défini.
I.3-Equipement principales du processus :	Erreur ! Signet non défini.
I.4-Présentation de bâtiment de ultrafiltration (UF Building)	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1- Description	Erreur ! Signet non défini.
I.5- Règlements utilisés.....	Erreur ! Signet non défini.
I.6-Description des travaux.....	Erreur ! Signet non défini.
I.6.1-Infrastructure	Erreur ! Signet non défini.
I.6.2-Superstructure	Erreur ! Signet non défini.
I.6.2.2-Béton armé.....	Erreur ! Signet non défini.

Sommaire

II.1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2-Couverture et bardage	Erreur ! Signet non défini.
II.3-Structure verticale:.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4-Structure horizontale	Erreur ! Signet non défini.
II.5-Escaliers.....	Erreur ! Signet non défini.

Sommaire

III.1 neige :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1-Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2-Calcul des charges de la neige	Erreur ! Signet non défini.

Sommaire

III.2 Effet du vent	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2-Données relatives au site	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3-Pression dynamique qdyn :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.1-Répartition de la pression dynamique	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.2-calcul de pression dynamique.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4-Détermination du coefficient dynamique Cd	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5-Calcul des coefficients de pressions :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5.1-Calcul des coefficients de pressions extérieures :.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5.2-Calcul des coefficients de pressions intérieures C_{pi} :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.6-Récapitulation charges de vent sur parois et toiture	Erreur ! Signet non défini.
III.2.7-Forces de frottement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.7.1-Vent perpendiculaire au pignon V1(AB) et V3(CD)	Erreur ! Signet non défini.
III.2.7.2-Vent perpendiculaire au long pan V2(BC) et V4(AD)	Erreur ! Signet non défini.
III.2.7.3-La force de frottement F_{fr} :	Erreur ! Signet non défini.

Sommaire

IV.1 Pré dimensionnement des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.1 Pré dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2 Vérification du poteau au flambement.	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2.1 Calcul du moment d'inertie.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2.2 Calcul de l'élanement	Erreur ! Signet non défini.
IV.2 Pré dimensionnement des poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1 Pré dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.1 Les poutres principales.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.2 Les poutres secondaires	Erreur ! Signet non défini.

Sommaire

V.3 Les liernes des pannes.....	Erreur ! Signet non défini.
V .3.1 Introduction.	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2 Dimensionnement des liernes des pannes.	Erreur ! Signet non défini.
V .3.2.1 Réaction de la panne sur la lierne la plus sollicitée.	Erreur ! Signet non défini.
V .3.2.2 Calcul de la section des liernes.....	Erreur ! Signet non défini.
V.4 Calcul de l'échantignolle.	Erreur ! Signet non défini.
V.4.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V .4.2-Dimensionnement de l'échantignolle.	Erreur ! Signet non défini.
V .4.2.1 Calcul du moment de renversement :.....	Erreur ! Signet non défini.
V .4.2.2 Dimensionnement de l'échantignolle :	Erreur ! Signet non défini.
V .4.2.3 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :	Erreur ! Signet non défini.
V .4.3Boulon d'attache	Erreur ! Signet non défini.
V .5Calcul des lisses de bardages.	Erreur ! Signet non défini.
V .5.1 Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
V .5.2 Détermination des sollicitations :.....	Erreur ! Signet non défini.
V .5.2.1 Evaluation des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
V .5.3- Principe de dimensionnement :.....	Erreur ! Signet non défini.
V .5.3.1 Condition de résistances :	Erreur ! Signet non défini.
V .5.3.2 Condition de flèche :	Erreur ! Signet non défini.
V. 5.4-Calcul des charges et surcharges revenants à la lisse la plus chargée (lisse intermédiaire) :	Erreur ! Signet non défini.
V .5.4.1 Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme).....	Erreur ! Signet non défini.
V .5.4.2 Surcharges climatiques : (suivant le plan de l'âme)	Erreur ! Signet non défini.
V .5.5 Dimensionnement :	Erreur ! Signet non défini.
V .5.6. Vérification de la lisse à la résistance :.....	Erreur ! Signet non défini.
V .5.6.1 Vérification des contraintes :	Erreur ! Signet non défini.
V .5.6.2Vérification à la flèche :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.6Calcul des potelets.	Erreur ! Signet non défini.
V .6.1-Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V .6.2-Evaluation des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
V .6.3- Principe de dimensionnement :.....	Erreur ! Signet non défini.
V .6.3.1-Condition de flèche :	Erreur ! Signet non défini.
V .6.3.2- Vérification des contraintes :	Erreur ! Signet non défini.

V.7.1-Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.7.2- Pré dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
V.7.2.1- Nombre de contre marches	Erreur ! Signet non défini.
V.7.2.2- Longueur de la ligne de foulée.....	Erreur ! Signet non défini.
V.7.2.3- Epaisseur du palier	Erreur ! Signet non défini.
V.7.2.4 -Epaisseur de la paillasse.....	Erreur ! Signet non défini.
V.7.2.5 -Calcul de l'inclinaison de la paillasse	Erreur ! Signet non défini.
V.7.3-Descente de charge	Erreur ! Signet non défini.
V.7.3.1- La paillasse	Erreur ! Signet non défini.
V.7.3.2 -Palier d'escalier	Erreur ! Signet non défini.
V.7.3.3 -Combinaison d'action	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4-Détermination des efforts internes	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4.1-1 E.L.U	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4.2-E .L.S	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4.3-Récapitulation des moments et efforts tranchants.....	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4.4-Détermination du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4.4.2-ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4.4.3-Vérification au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4.4.4-Vérification de la flèche	Erreur ! Signet non défini.

INTRODUCTION

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'université de Tlemcen; nous sommes amenés, à l'issue 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 concrète et réelle. C'est un travail personnel mais également un travail d'équipe qui doit répondre aux besoins et aux exigences d'une entreprise. Il est à la fois d'ordre scientifique, technique, mais aussi humain, administratif et financier. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Notre PFE a pour objet d'étudier de la construction d'un bloc qui fait partie du projet « station de dessalement de l'eau de Mer » à Souk Tlata. d'une capacité de production $200\ 000\ m^3$ par jour, ces quantités qui viennent en complément aux ressources conventionnelles existantes permettront l'alimentation H24 d'une population estimée aujourd'hui à 646 000 habitants et dont les besoins en eau potable seront satisfaits jusqu'à l'horizon 2050. La signature du dossier contractuel du projet de construction de l'usine de dessalement d'eau de mer de Souk Tlata de Tlemcen a eu lieu au siège de Sonatrach. Ce projet est dénommé **Almiyah Attlemçania**. Il a été réalisé par une construction métallique pour permettre de gagner dans les temps de réalisation.

Grâce à l'utilisation de poutrelles en acier et notamment des profilés reconstitués soudés, il est possible d'avoir des sections ayant un moment d'inertie important tout en limitant le poids de la structure.

Des portées importantes peuvent être atteintes, tout en libérant de grands espaces et en minimisant le coût de la construction.

Par ailleurs, d'un point de vue de la fabrication, les procédés sont intégralement industrialisés, ce qui permet d'avoir une maîtrise totale des coûts. Grâce à des bases de données relatives aux temps de fabrication, ces éléments sont facilement prévisibles.

De plus, dans l'optique d'une philosophie de développement durable, l'acier est adapté, 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 du feu et de la corrosion. Donc on est dans l'obligation de prévoir la protection nécessaire.

Le mémoire de projet de fin d'études ainsi que l'essentiel de notre travail est structuré en plusieurs chapitres

- * Le premier est une généralité sur le projet

- * Le deuxième chapitre est une conception de l'ouvrage
- * Le troisième chapitre porte sur l'étude climatique (charge de vent et de la neige)
- * Le quatrième chapitre : traite le prédimensionnement des éléments en BA
- * Le cinquième chapitre est sur le calcul des éléments secondaires
- * Le sixième chapitre étudie l'action du séisme
- * Le septième chapitre calcule les contreventements
- * Le huitième chapitre traite le calcul des éléments porteurs
- * Le neuvième chapitre porte sur les différents assemblages
- * Le dixième chapitre est sur le calcul et dimensionnement des fondations
- * Le onzième chapitre consiste dans l'étude de la protection de la structure

Notre mémoire est finalisée par une conclusion générale.

Chapitre I :

GENERALITES

I.1-Présentation du projet (Almiyah Attlemçania)

L'usine, d'une capacité de 200.000m³/jour, est d'un coût global de plus de 251 Million de dollar. La société **Almiyah Attlemçania** sera détenue à hauteur de 51% par le groupement Malakoff-Hyflux et 49% par AEC. La totalité de la Production sera acquise par **Sonatrach** et **l'ADE** selon la formule «Take or Pay» sur 25 ans. La mise en service de cette usine a été faite en décembre 2009. Ce qui représente l'une des plus grandes usines de dessalement au monde. Et comme dans tous les autres projets de dessalement de l'eau de mer, c'est le groupe **Sonatrach** qui achètera l'eau dessalée avant de la céder à l'ADE qui la vendra, à son tour, au consommateur. Malgré le coût élevé de la production d'eau dessalée, le ministre a confirmé, à maintes reprises, qu'il n'y aura aucune répercussion sur les tarifs pour les consommateurs. Le groupement est composé donc de :

- ❖ Sonatrach et de Sonelgaz,
- ❖ Algeria Energy compagny (AEC)
- ❖ le groupement Malakoff Internationale Ltd (Malaisie)
- ❖ Hyflux (Singapour)

I.1.1-Les intervenants de projet

- ❖ Maitre d'ouvrage : administration :
ALMIYAH ATTILEMCANIA SPA
- ❖ Entrepreneur et bureau d'études de la station de dessalement
Les Entreprise



Bureau de contrôle

Contrôle Technique de la Construction (Agence TLEMEN)

I.1.2-Situation :

Le projet se situe sur un terrain d'une morphologie accidenté, d'une superficie totale de 75 454 m² au bord de la mer de la commune de **Souk Tlata** daïra de **Bab Al Assa**, wilaya de **Tlemcen** à environ 200km à l'ouest d'**Oran** sur la coté méditerranéenne

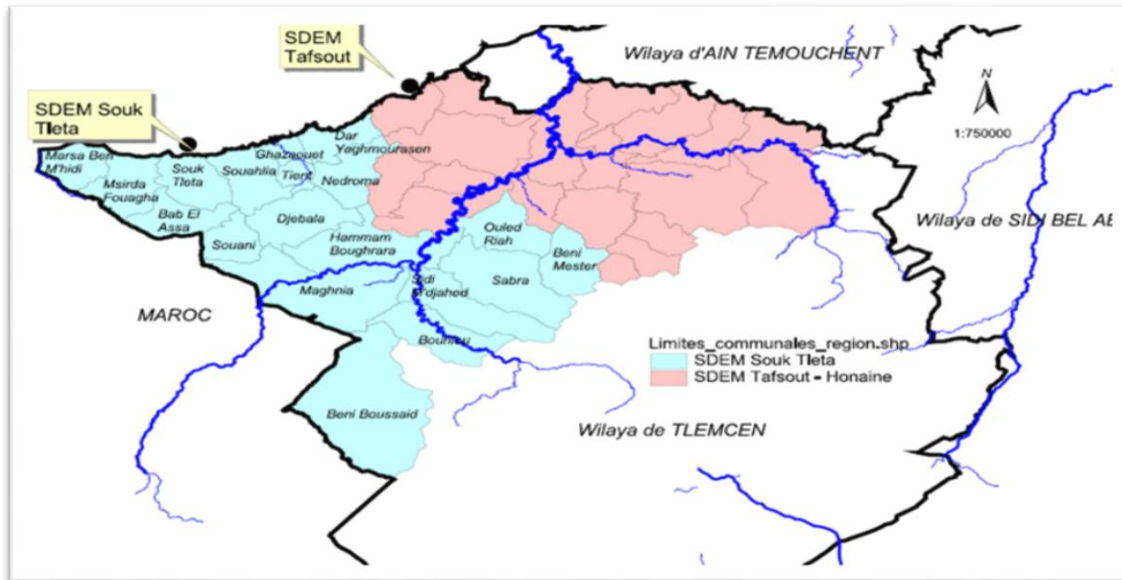


Fig.I.1 situation de projet

I.2-Description technique du projet

I.2.1-L'objectif technique :

Les objectifs techniques du projet sont indiqués comme suit :

- ❖ L'usine de dessalement doit être conçue pour maximiser l'utilisation de la Technologie et des matériaux disponibles sur le marché local.
- ❖ La technologie utilisée doit être fiable et avoir fait ses preuves, et doit permettre l'exploitation continue et optimale de l'usine de dessalement tout en ayant un impact acceptable sur l'environnement (respectant les lois et réglementations locales en matière d'environnement).

Les préoccupations spécifiques en matière d'environnement sont :

- ✓ La qualité de l'air (l'humidité).
- ✓ La qualité d'eau traitée et l'eau jetée.
- ✓ Les niveaux d'émission de bruit.
- ❖ Sécurité du personnel et des équipements.
- ❖ Equipement, matériaux et procédés sûrs et testés.
- ❖ L'Architecture des bâtiments doit avoir un impact minimal sur l'environnement et doit être complémentaire par rapport à l'architecture avoisinante.
- ❖ Protection de l'environnement.

I.2.2-Etendue des travaux

Les travaux à réaliser par l'entreprise sont essentiellement les suivants :

- ❖ Préfabrication et montage des structures métalliques du projet-hangar
- ❖ La fourniture des matières entrant dans la composition des structures y compris pièces spéciales et boulons d'ancrage, boulons, cales et pièces métalliques diverses nécessaires au montage
- ❖ La mise en œuvre de ces matières comprenant l'usinage, l'assemblage en atelier ou sur site et l'application d'une couche primaire de protection sur les éléments.
- ❖ Le chargement à l'usine, le transport et le déchargement à pied d'œuvre.
- ❖ L'établissement à l'usine de montage convenablement aménagée.
- ❖ Toutes manutentions, transport et main d'œuvre pour montage, le réglage et l'assemblage définitif des charpentes.
- ❖ La fourniture des échafaudages, engin et appareils nécessaires au montage ,la pose et dépose de ses échafaudages.
- ❖ Le raccord de la couche primaire de protection après montage.
- ❖ La pose de toute pièce d'ancrage à noyer (couvrir) dans les maçonneries.

I.3-Equipement principales du processus :

Le processus de dessalement nécessite un passage par plusieurs étapes.la photo suivante nous montre les différents locaux de ces étapes de traitement, ce sont :

- ❖ La prise d'eau de mer et les tamis(INTEG).
- ❖ La station de pompage de l'eau de mer.
- ❖ Bâtiment de l'ultrafiltration (UF).
- ❖ La station de pompage de l'eau filtrée.
- ❖ Bâtiment d'osmose inverse (OR).
- ❖ Station de pompage l'eau traitée .
- ❖ La neutralisation et l'évacuation.



Fig.I.2 : Projet Almiyah Attlemçania

I.4-Présentation de bâtiment de ultrafiltration (UF Building)

I.4.1- Description

Notre PFE a pour objet la réalisation de la charpente métallique du bâtiment de l'ultrafiltration des eaux.

- Bâtiment en charpente métallique sur un rez-de-chaussée en béton armé :

- ❖ Longueur : 125 m.
- ❖ Largeur : 64 m .
- ❖ Hauteur au point d'épure en bas du versant : 12,6 m au-dessus du sol et 6,7 m au-dessus de la dalle en béton armé qui supporte les poteaux métalliques.
- ❖ Fermes en profilés cintrés suivant un arc d'un rayon de 126 m.

Notre mission est de concevoir et dimensionner les éléments de la charpente avec les règles actuellement en vigueur en Algérie qui concerne le bloc UF



Fig.I.3 : Batiment Ultra filtration

I.5- Règlements utilisés

Dans cette étude on a utilisé les Documents Techniques Règlementaires(DTR)

DTR-BC22	Charge permanentes et charges d'exploitation
DTR-BC244	Règlement de conception et calcul des structures en acier «CCM97 »
DTR-BC247	Règlement neige et vent « RNV99 »
DTR-BC248	Règles Parasismique Algérienne « RPA 99 » Version 2003
BAEL91	Béton armé aux états limites
	L'Eurocode 3

Tableau. I.1 : Règlements utilisés.

I.6-Description des travaux

I.6.1-Infrastructure

❖ Béton de propreté :

Dosé a 150 kg/m^3 d'une épaisseur 0.1m servant d'assise pour les fondations, mise en œuvre a toute profondeur, coulée en plein fouilles a

❖ Béton de remplissage (gros béton):

Dosé a 250 kg/m^3 rattrapage de niveaux des semelles ou béton de cyclopéen , mise en œuvre à toute profondeur y compris coffrage

❖ Béton armé en fondation :

Dosé à 350 kg/m^3 mis en œuvre à toute profondeur quelle que soient les formes, les épaisseurs et les dimensions

- ✓ Les aciers tors et doux devront être résistants, propre et ne représentant Aucun signe de rouille

I.6.2-Superstructure :

I.6.2.1-La charpente métallique :

- ❖ Acier à Haute Adhérence (HA) : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- ❖ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- ❖ La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- ❖ Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- ❖ Le coefficient de Poisson : $\nu = 0.3$.
- ❖ Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m}^\circ\text{C}$.
- ❖ Module d'élasticité transversale : $G = 84000 \text{ MPa}$.

Les boulons ordinaires sont des boulons matricés brut à tête hexagonales et dont toute les caractéristiques seront celles définie par la classe 10.9 de caractéristiques suivantes :

- $f_{ub} : 1000 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{Mb} = \begin{cases} 1.25 & \text{Boulon sollicité en cisaillement} \\ 1.5 & \text{Boulon sollicité en traction} \end{cases}$

I.6.2.2-Béton armé

- ❖ Le poids spécifique du béton armé : $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$
- ❖ Le coefficient de Poisson : $\nu = 0,2 \text{ (ELS)}$
 $\nu = 0,0 \text{ (ELU)}$

- ✚ La fissuration est considérée comme étant *très préjudiciable* pour tous les éléments des ouvrages hydrauliques.
- ✚ La fissuration est considérée comme étant *très préjudiciable* pour tous les éléments des bâtiments techniques humides.
- ✚ La fissuration est considérée comme étant *préjudiciable* pour tous les éléments des bâtiments techniques non humides.
- ✚ La fissuration est considérée comme étant *peu préjudiciable* pour tous les éléments des bâtiments administratifs et de logements.

- ❖ La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule :

$$\sigma_s = a (\eta f_{t28} / F) 0,5 + \beta h$$

Avec la condition :

$$\sigma_s \leq \min (0,5 f_e ; 90(h f_{t28})0,5)$$

Où les variables désignent :

Φ : Diamètre de la barre en mm.

$a = 240$ structure mécanique étanche par elle-même.

$\eta = 1,0$ (acier doux).

$\eta = 1,6$ (acier haute adhérence) .

- ❖ La contrainte limite de cisaillement du béton est limitée à :

$$t \leq \inf. (0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$$

CHAPITRE II : CONCEPTION DE LA STRUCTURE

II.1 Introduction

La conception de la structure a été faite de façon a satisfaire les critères suivants :

- ❖ L'économie.
- ❖ La faisabilité.
- ❖ Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- ❖ Assurer une bonne résistance vis-à-vis de l'effet de l'explosion.

Le dimensionnement des différents éléments doivent être :

- ❖ Economique.
- ❖ Capable de résister aux efforts maximaux.
- ❖ Capable de se déformer dans les tolérances admissibles.

II.2-Couverture et bardage

La couverture et le bardage sont composés des panneaux sandwich qui sont caractérisés par une âme en fibre minérale qui garantie outre une isolation thermique Optimum, l'incombustibilité du produit.

Ils résistent au feu tout en maintenant des caractéristiques mécaniques élevées.



Fig. II.1:Couverture



fig. II.2:Bardage

Ces panneaux reposent sur des tôle pré laque nervurée de surface mixte de type TL 75 M .Et qui aussi offre une résistance vis-à-vis des effets de l'explosion.

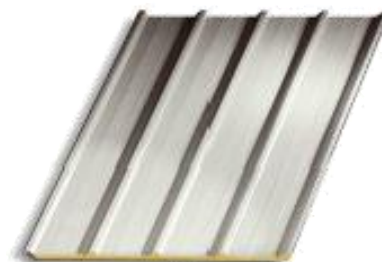
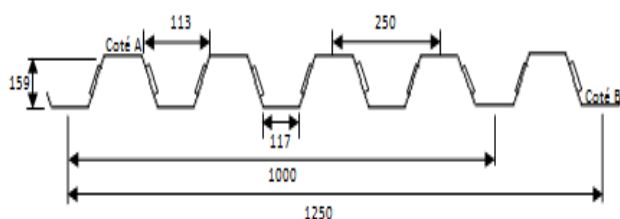


Fig. II.3 : Tôle nervuré

II.3-Structure verticale:

Les portiques sont capables de résister aux charges verticales et horizontales agissant dans leur plan. Avec une effet de voute et la pente, une partie des forces Verticales est transmise par compression dans les traverses, et donc les moments de flexion et les flèches sont plus faibles. Ces charges provoquent des sollicitations de flexion, effort axial et effort tranchant.



Fig. II.4 : Ossature métallique

II.4-Structure horizontale

On désigne par structure horizontale les planchers. Dans notre structure, le plancher est un plancher en dalle pleine.

II.5-Escaliers

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès du sous sol au RDC de la structure. Elles sont constituées de deux volées et un palier intermédiaire.

Chapitre III

ETUDES CLIMATIQUES

III.1 neige :

III.1.1-Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la station 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 10m

III.1.2-Calcul des charges de la neige

La charge caractéristique de la 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 kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- ❖ μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

La STATION étudiée est située à Souk Tlata, wilaya de Tlemcen, qui correspond à la zone A selon la classification de RNV99.

La valeur de S_K en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_K = \frac{0,07 \times H + 15}{100}$$

Toiture en voûte

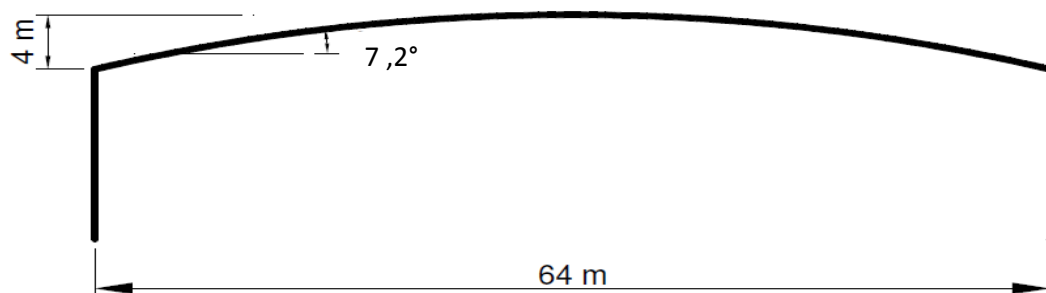


Fig.III.1.1 :Toiture en voute

Avec $H=10$ m

$$S_k = 0.16 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 7,2^\circ \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

Donc la toiture caractérisée par 3 coefficient de forme :

- $\mu_1 = 0,8$
- $\mu_2 = 0.2 + 10(h/L) \rightarrow \mu_2 = 0.83$
- $\mu_3 = 0.5\mu_2 \rightarrow \mu_3 = 0.41$

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.16 = 0.13 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

==> 3 cas de charges :

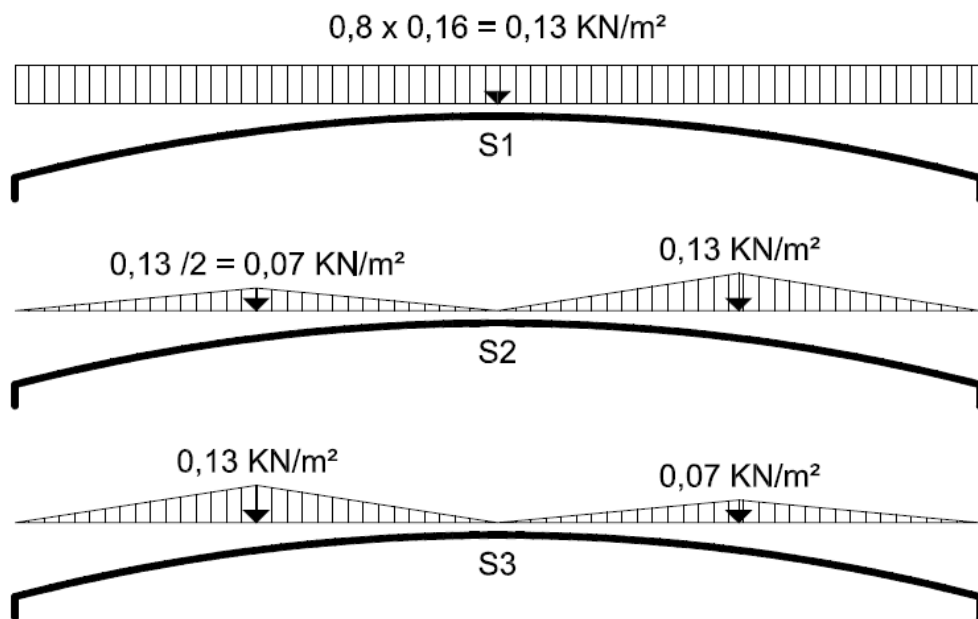


Fig.III.1.2 : Charges de la neige

III.2 Effet du vent

III.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.

III.2.2-Données relatives au site

- Site plat $C_t=1$
- Zone de vent I $q_{réf}=375 \text{ N/m}^2$
- Catégorie de terrain I $K_t=0.17$ (facteur de terrain)
 $Z_0=0.01\text{m}$ (paramètre de rugosité)
 $Z_{min}=2\text{m}$ (hauteur minimale)
 $\xi= 0.11$

L'effet du vent par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \times c_d \times [c_{pe} - c_{pi}]$$

q_{dyn} : Pression dynamique du vent.

c_d : coefficient dynamique.

c_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

c_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

III.2.3-Pression dynamique q_{dyn} :

III.2.3.1-Répartition de la pression dynamique

La hauteur total est égale a (20.54m)>10m ;ce bloc doit être considéré comme étant de n élément de surface de hauteur égales hi

$$n = \lceil h / 3 \rceil = 17/3$$

$$n = 5.66$$

$$n = 5$$

$$h_i = h/n = 17/5 = 3.4\text{m}$$

$$h_i / 2 = 1.7\text{m}$$

III.2.3.2-calcul de pression dynamique

$$Q_{dyn}(z) = q_{ref} \cdot c_e(z) \quad [N/m^2]$$

q_{ref} : Pression dynamique.

C_e : coefficient d'exposition au vent en fonction de C_r et C_t

- Coefficient d'exposition (C_e)

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

Avec : $C_t(z)$: le coefficient de topographie
 $C_r(z)$: le coefficient de rugosité
 KT : 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.

$$C_r(Z) = KT * \ln (Z/Z_0) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = KT * \ln (Z_{min}/Z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

- Le coefficient de topographie :

Site plat $C_t(z) =$

Catégorie de terrain	Kt	Z0	Zmin	ϵ
I	0.17	0.01	2	0.11

Tableau .III.2.1 : coefficient de topographie

Hi	Z(m)	Cr(z)	Ce(z)	Qdyn(N/m)
1	1.7	0.87	1.79	671.3
2	5.1	1.05	2.35	881.3
3	8.5	1.14	2.66	997.5
4	11.9	1.20	2.88	1080
5	15.3	1.25	3.05	1143.75
6	17	1.26	3.09	1158.75

Tableau. III.2.2 :Valeurs des pressions dynamiques

III.2.4-Détermination du coefficient dynamique Cd

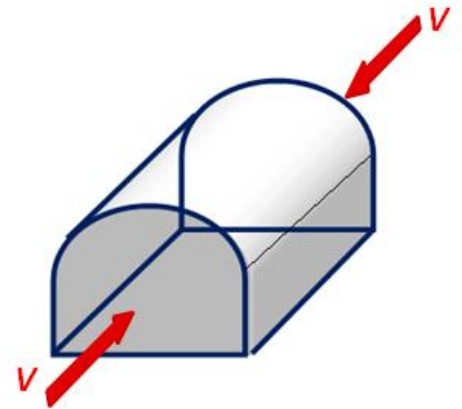
Cd est donné en fonction des dimensions :

- **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.

✓ Sur pignon

H=17m
B=64m

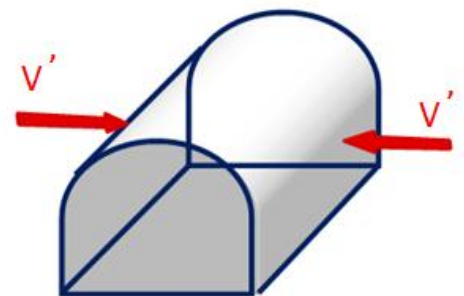
Cd=0,89



✓ Sur long pan

H=17m
B=125m

Cd=0,85



III.2.5-Calcul des coefficients de pressions :

III.2.5.1-Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1}$$

$$\text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$$

$$\text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10}$$

si $S \geq 10 \text{ m}^2$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

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

$Tg\alpha=4/32$

$\alpha=7.1^\circ$

b:la dimension perpendiculaire au vent

d : la dimension parallèle au vent

✓ Sur pignon

b=64m

d=125m

h=13m

$e=\min(2h ; b) \rightarrow e=26m$

Face AB ou CD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
26	64	125	13
d > e donc on a A et B et C		A=e/5	5
		B=e-A	21
		C=d-e	99

Tableau III.2.3:Division des parois

Parois

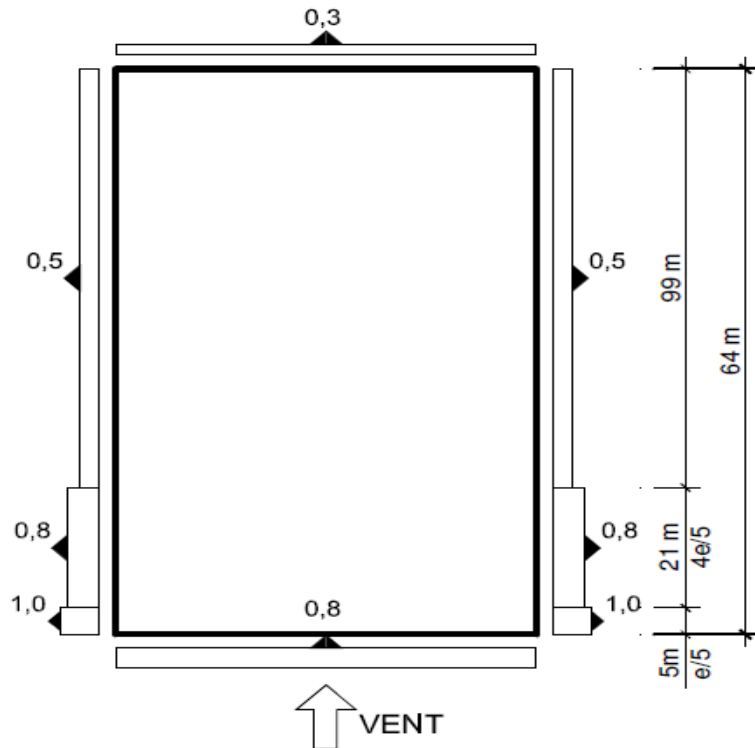


Fig. III.3 : Coefficients de pressions extérieures Sur parois

$e = \min [b, 2h] = \min [64, 2 \cdot 13]$
 $e = 26m$

Toiture (90°)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
26	64	125	13
d > e donc on a F, G, H et I		$F = e / 4$	6.5
		$F2 = e / 10$	2.5
		$G = b / 2 - e / 4$	25.5
		$H = e / 2 - e / 10$	10.5
		$I = d - e / 2$	112

Tableau.III.2.4 Division de la toiture (vent sur pignon)

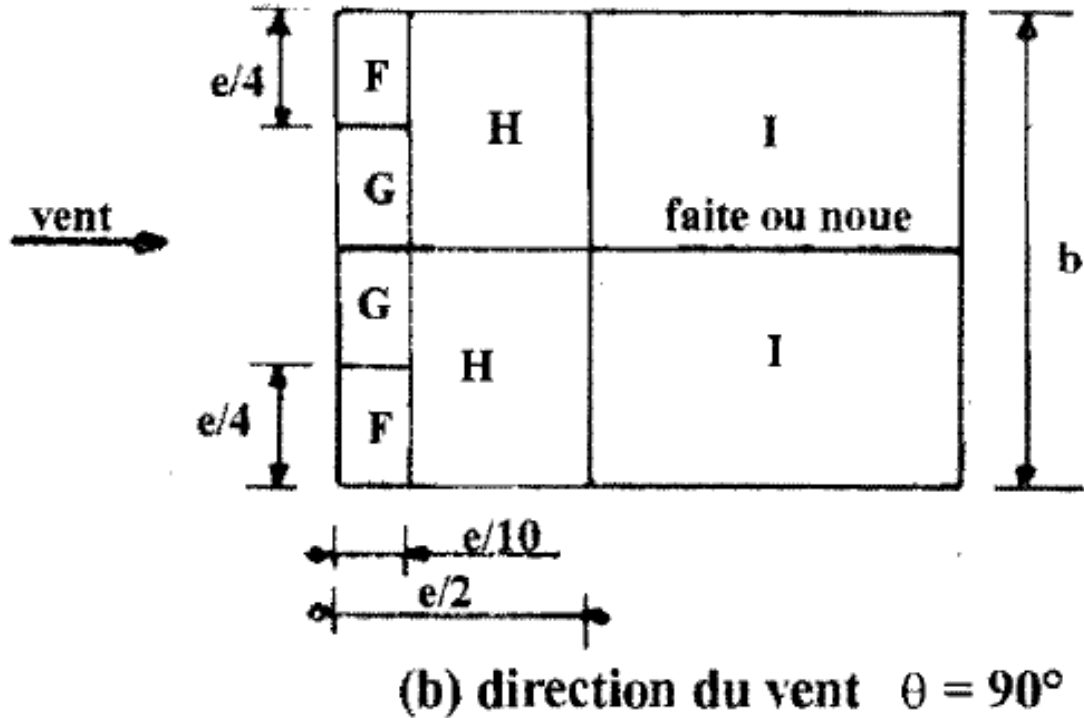


Fig.III.4 : Division de toiture (vent sur pignon)

Toiture
 Pour $\alpha = 7,1^\circ$:
 Zone F : $C_{pe} = -1,55$
 Zone G : $C_{pe} = -1,3$
 Zone H : $C_{pe} = -0,7$
 Zone I : $C_{pe} = -0,5$

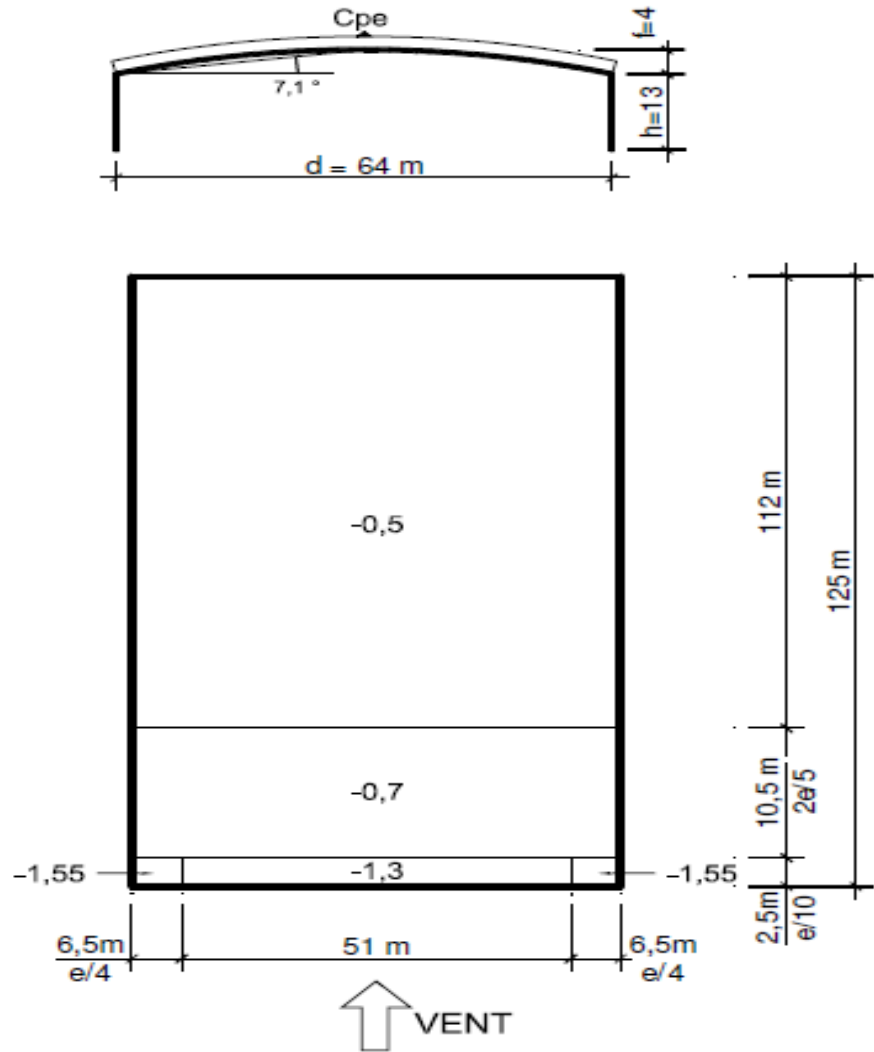


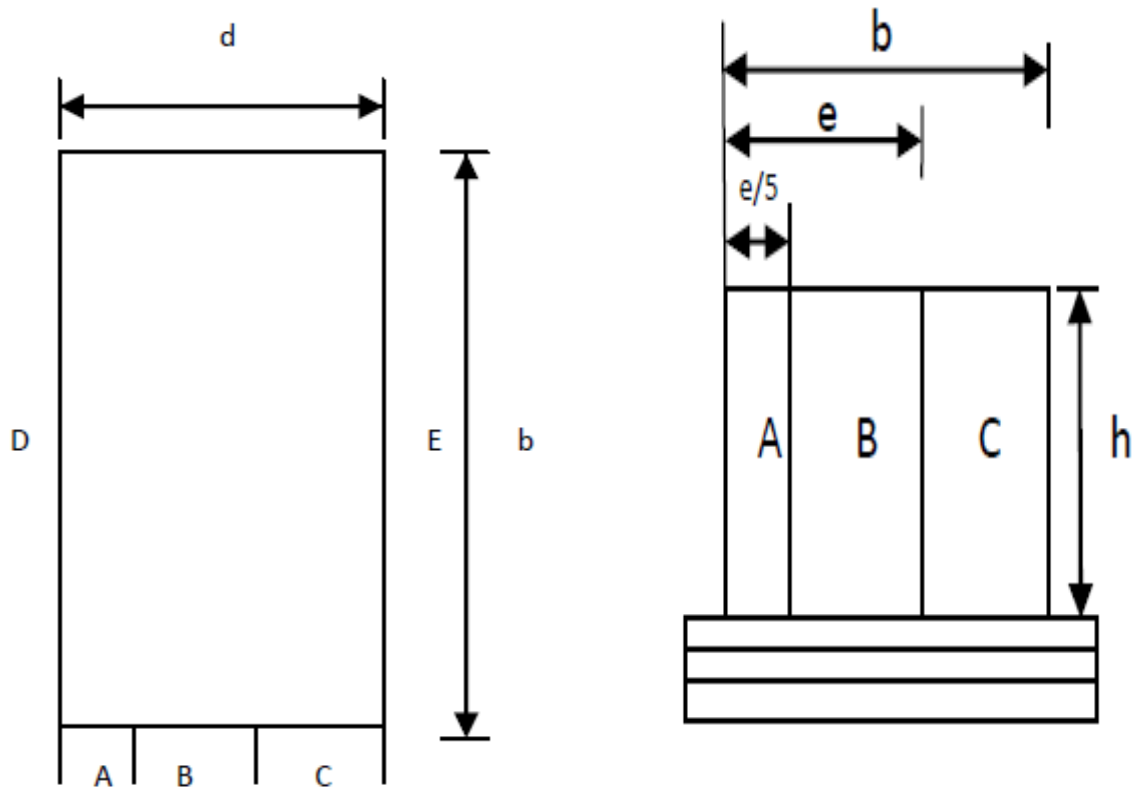
Fig.III.5 : Coefficients de pressions extérieures Sur toiture (vent sur pignon)

✓ Vent sur long pan

$b=125m$
 $d=64m$
 $h=13m$
 $e=\min(b ; 2h)=26m$

Face BC ou AD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
26	125	64	13
d > e donc on a A et B et C		A=e/5	5
		B=e-A	21
		C=d-e	38

Tableau III.2.5 : Division des parois (vent sur long pan)



Vue en plan

Elévation

Fig.III.6:Division des parois (vent sur long pan)

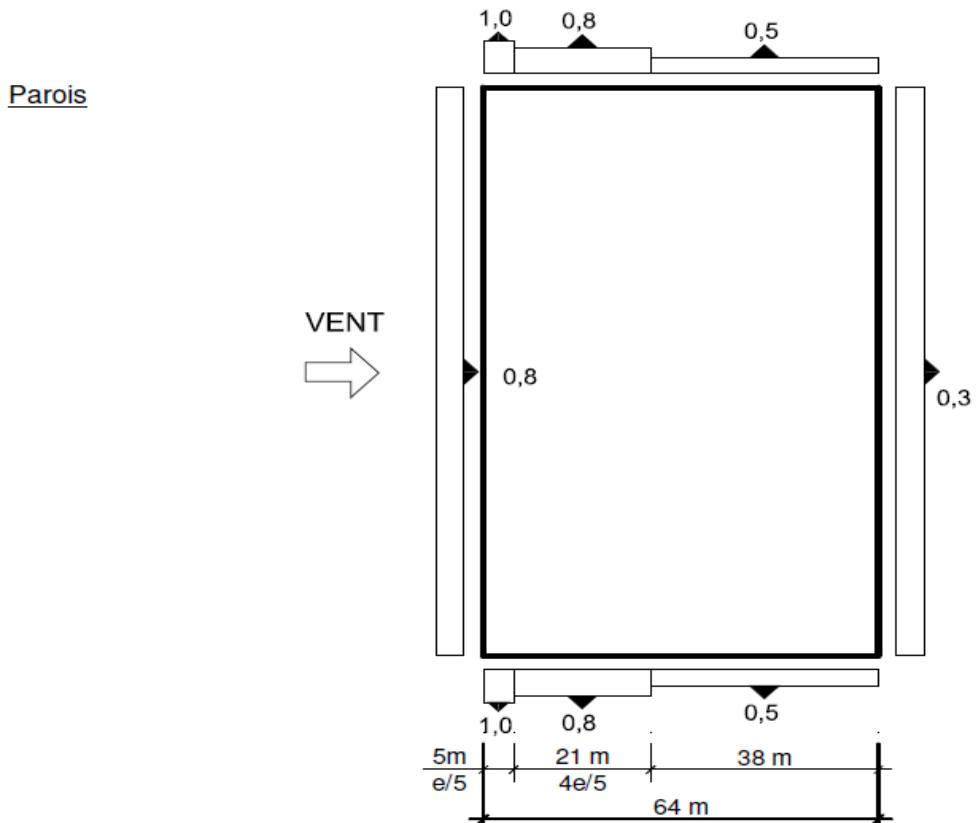


Fig. III.7: Coefficients de pressions extérieures Sur parois (vent sur long pan)

La division de la toiture

$F/d=0.06$ $0 < f/d < 0.5$

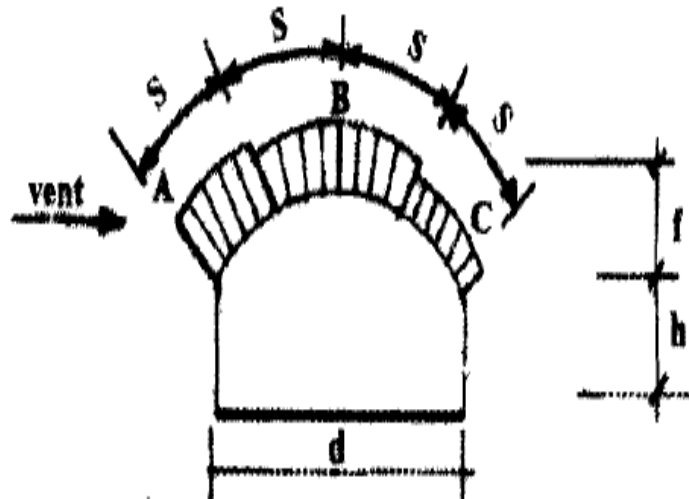


Fig.III.8 : Division de toiture (vent sur long pan)

La toiture			
f(m)	d(m)	h(m)	b(m)
4	64	13	125
$0 < f/d < 0.5$ et $h/d=0.20$ donc on a A ; B ; C			

Tableau .III.2.6 : Division de toiture (vent sur long pan)

Interpolation

$$\left\{ \begin{array}{l} CA = -0,12 \\ CB = -0,75 \\ CC = -0,55 \end{array} \right.$$

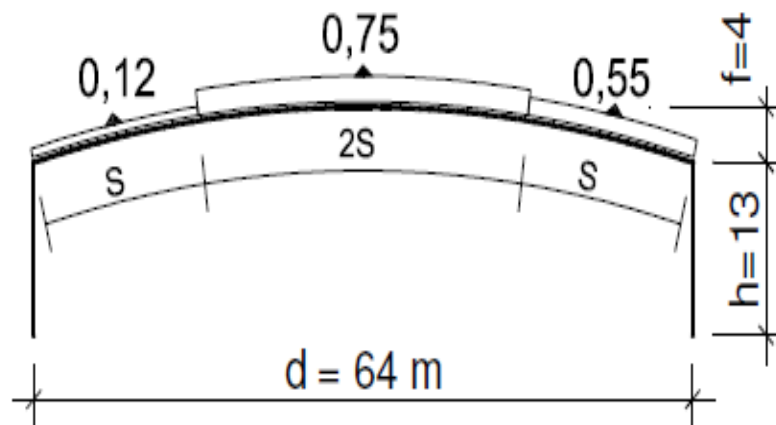


Fig.III.9: Coefficients de pressions extérieures Sur toiture(vent sur long pan)

III.2.5.2-Calcul des coefficients de pressions intérieures C_{pi} :

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

Σ des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent

Σ 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

Ouvertures :

- long pan 1 (vent suivant X) : 4,5 m x 125 m = 563 m²
- long pan 2 (vent suivant -X) : 3,3 m x 125 m = 412 m²
- surface totale des ouvertures : 975 m²
- pignons : fermés

a) Vent sur long pan 1 :

$$\mu_p = \frac{412}{975} = 0,42 \qquad C_{pi} = 0,23$$

b) Vent sur long pan 2 :

$$\mu_p = \frac{563}{975} = 0,58 \qquad C_{pi} = 0$$

c) Vent sur pignons :

$$\mu_p = 1 \qquad C_{pi} = -0,5$$

III.2.6-Récapitulation charges de vent sur parois et toiture

Parois : $q = 0,99 \times (C_{pe} - C_{pi})$ [KN/m²]

Toiture : $q = 1,04 \times (C_{pe} - C_{pi})$ [KN/m²]

a) Vent sur long pan 1 (suivant X, sur ouverture de hauteur 4,5 m) :

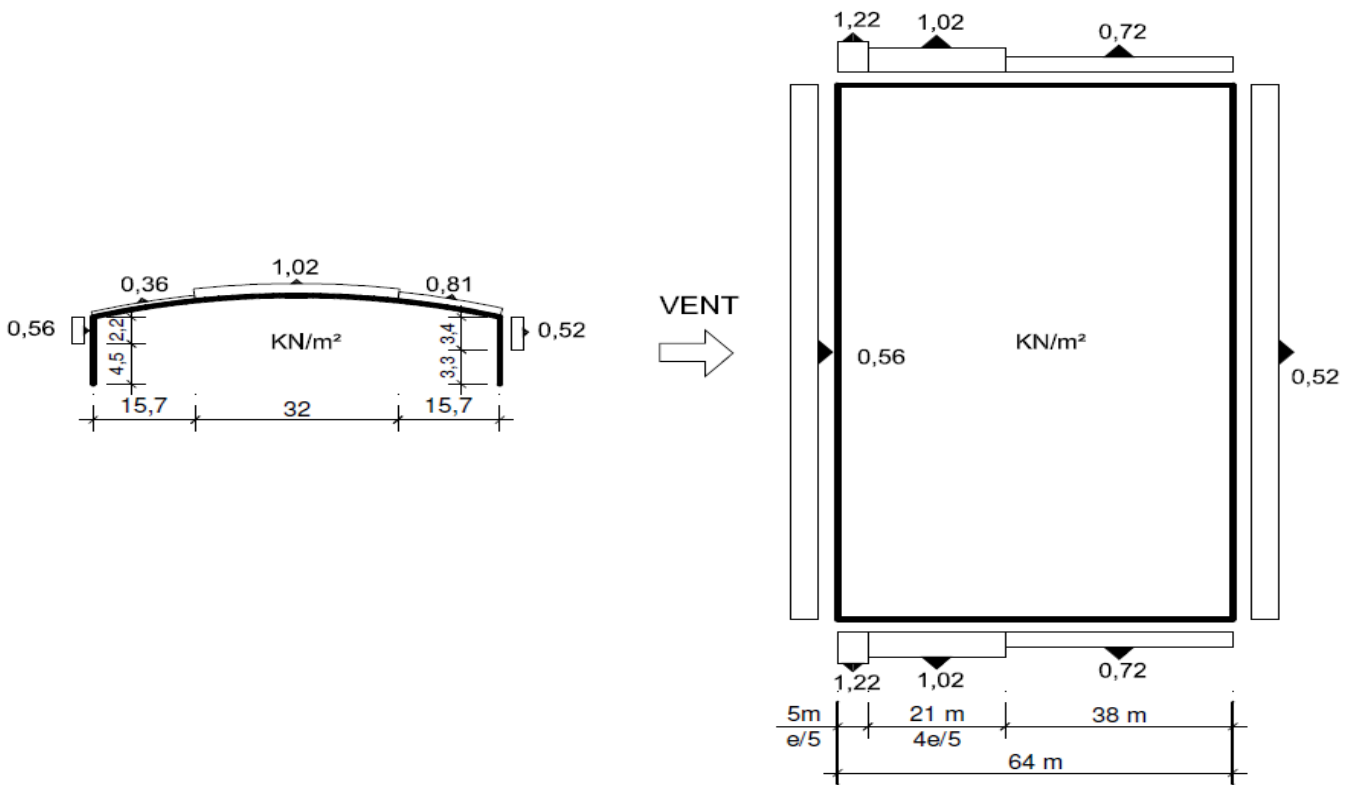


Fig.III.10: charge de vent sur long pan (sur ouverture de h=4,5m)

b) Vent sur long pan 2 (suivant -X, sur ouverture de hauteur 3,3 m)

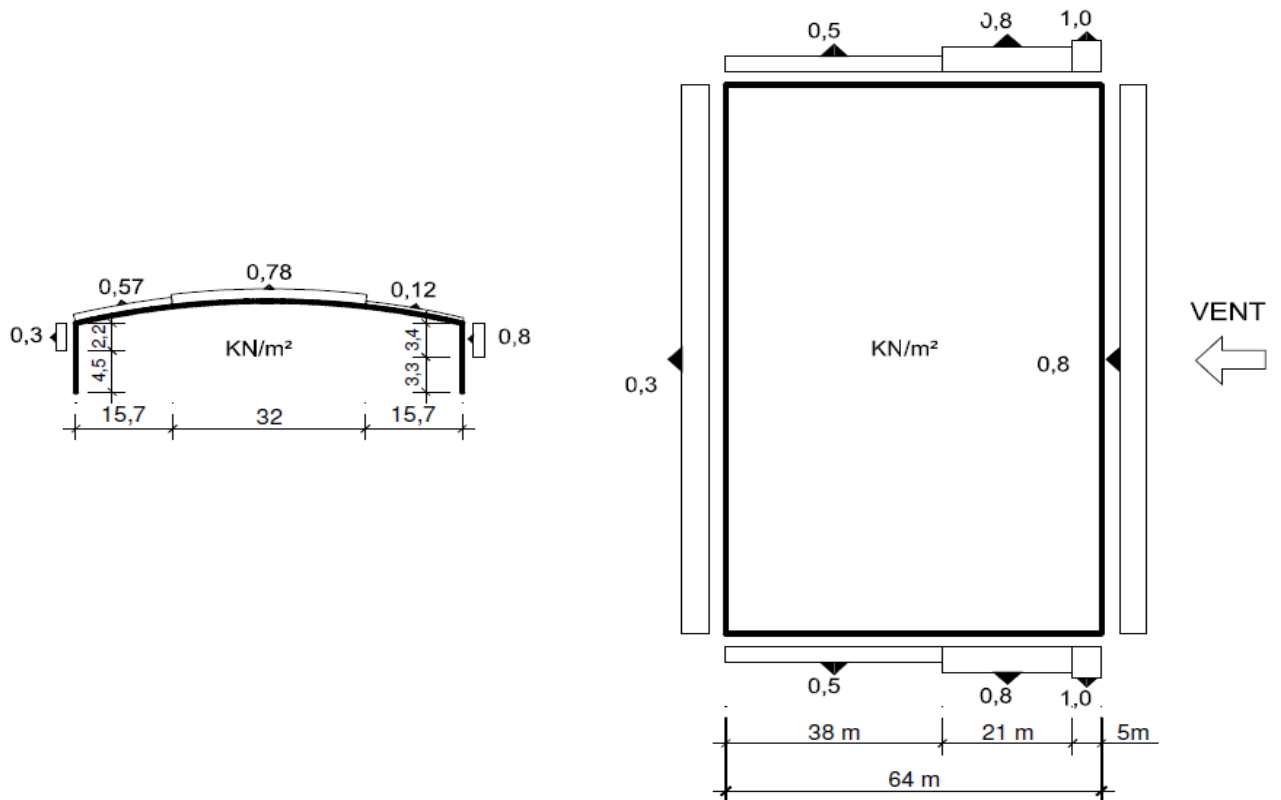


Fig.III.2.11: charge de vent sur long pan (sur ouverture de h= 3,3m)

c) Vent sur pignons (suivant Y) :

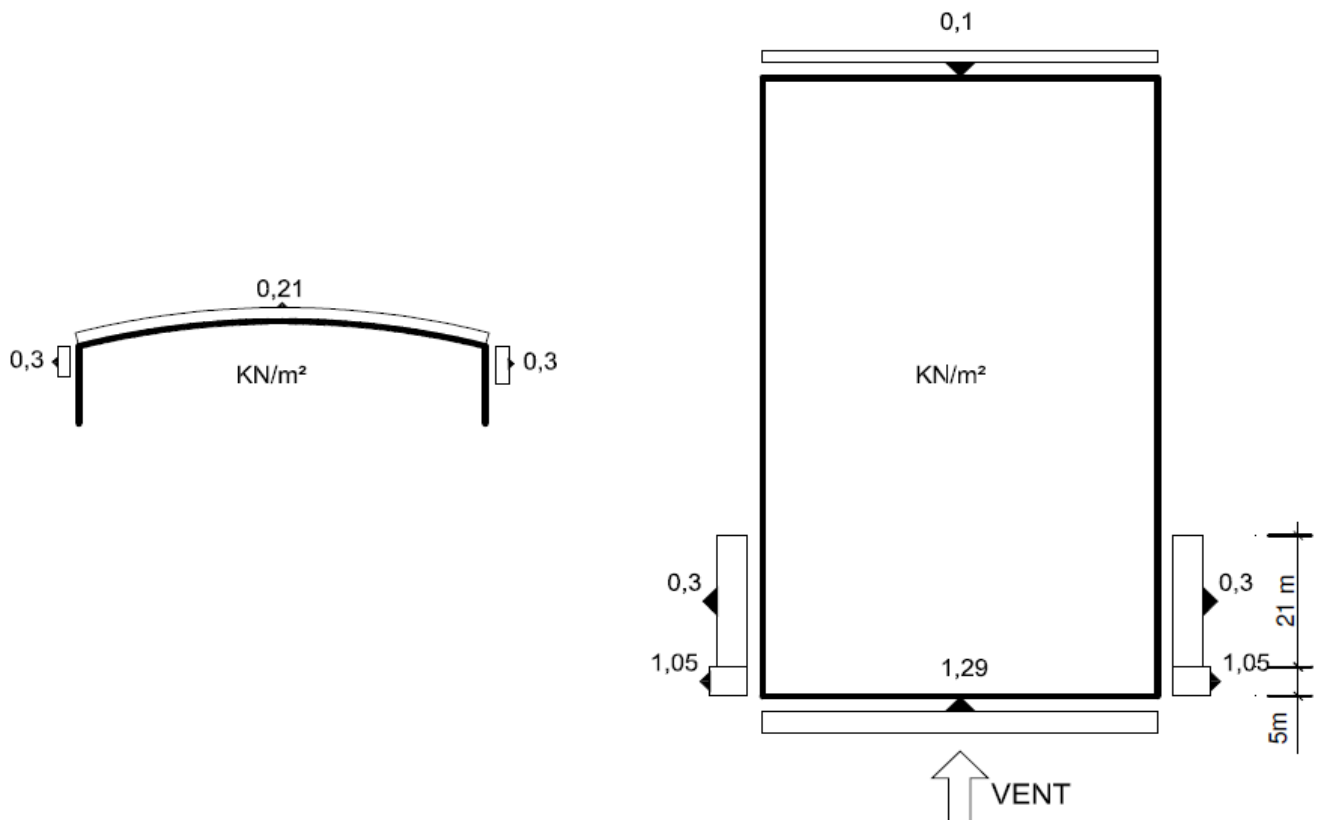


Fig.III.2.12: charge de vent sur pignon

III.2.7-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

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

Conditions suivantes est vérifiée.

d : dimension (en m) de la construction // au vent.

b : dimension (en m) de la construction au vent.

h : hauteur (en m) de la construction.

III.2.7.1-Vent perpendiculaire au pignon V1(AB) et V3(CD)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{125}{64} = 1,96 < 3 \\ \text{Et} \\ \frac{d}{h} = \frac{125}{17} = 7,35 > 3 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Calcul des forces de frottement}$$

III.2.7.2-Vent perpendiculaire au long pan V2(BC) et V4(AD)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{64}{125} = 0,51 < 3 \\ \text{Et} \\ \frac{d}{h} = \frac{64}{17} = 3,76 > 3 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Calcul des forces de frottement}$$

III.2.7.3-La force de frottement F_{fr} :

$$F_{fr,j} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- 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/m²) est la pression dynamique du vent.
- $S_{fr,j}$ (en m²) est l'aire de l'élément de surface j .
- $C_{fr,j}$ est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

III.2.7.3.1-Coefficient de frottement :

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

Pour les parois verticales :

L'aire de l'élément de surface :

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

✓ Sur pignon

Surface considérée	q_{dyn} (daN/m ²)	$C_{fr,j}$	$S_{fr,j}$ (m ²)	$F_{fr,j}$ (daN)
Toiture	1158.75	0.01	2125	24623.43
Parois verticales	1102.5	0.01	1625	17915.62

Tableau.III.2.7 : Force de frottement $F_{fr,j}$ (sur pignon)

✓ Sur long pan

Surface considérée	q_{dyn} (daN/m ²)	$C_{fr,j}$	$S_{fr,j}$ (m ²)	$F_{fr,j}$ (daN)
Toiture	1158.75	0.01	1088	12607.2
Parois verticales	1102.5	0.01	832	9172.8

Tableau.III.2.8 : Force de frottement $F_{fr,j}$ (sur long pan)

CHAPITRE IV : PREDIMENTIONNEMENT

IV.1 Pré dimensionnement des poteaux

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

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

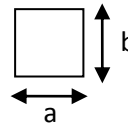
Le pré dimensionnement des poteaux est calculé conformément aux règles BAEL91 et le RPA 99 version 2003.

IV.1.1 Pré dimensionnement

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

Soient :

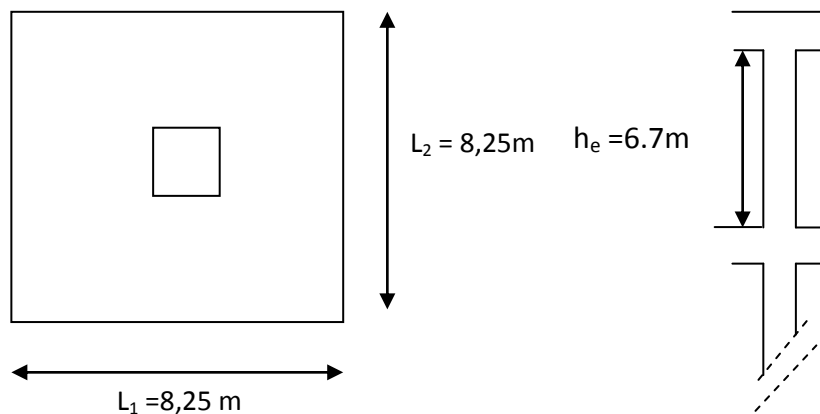
- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$ (zone I)
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$



L_1 : longueur du plancher (L m).

L_2 : largeur du plancher (l = m).

N_u : la charge verticale à l'ELU.



$$Nu = Pu * s * n$$

Avec :

n : nombre d'étage + RDC , n=2

s : surface supportée par le poteau le plus défavorable, $S = L_1 * L_2 = 68,06m^2$

Pu : Charge moyenne du plancher répartie de 1 t /m².

$$Nu = 1 * 68,06 * 2 \longleftrightarrow Nu = 135,12 \text{ t/m}^2 = 1,3512 \text{ MN/m}^2$$

IV.1.1.1 Section réduite

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

Avec:

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

D'après le BAEL on prend $\lambda=50 \longleftrightarrow \beta= 1,41$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \theta = 1 \text{ (charge > 24 h)} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)} \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right.$$

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

$$Br \geq 0,112 \text{ m}^2$$

On a :

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

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

$$a = \sqrt{0,112} + 0,02 \longleftrightarrow a \geq 0,39 \text{ m}$$

donc on prend

$$a=b = 60 \text{ cm}$$

Vérifications des conditions imposées par le RPA 99 V2003 :

- $\text{Min}(a;b) \geq 0,25 \text{ m} \longleftrightarrow a = b = 0,60 \text{ m} > 0,25 \text{ m}$ **Condition. Vérifiée**
- $\text{Min}(a ;b) \geq \frac{h_e}{20} \longleftrightarrow a = 0,60 \text{ m} > \frac{6,7}{20} = 0,33$ **Condition. Vérifiée**
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \longleftrightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$ **Condition. Vérifiée**

IV.1.2 Vérification du poteau au flambement.

IV.1.2.1 Calcul du moment d'inertie.

Rayon de giration i_x, i_y

$$I_x = \frac{a b^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4 \quad \longleftrightarrow \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17,32 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{b a^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4 \quad \longleftrightarrow \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17,32 \text{ cm}$$

Avec:

- A : section du Poteau, $A = a \cdot b = 3600 \text{ cm}^2$

IV.1.2.2 Calcul de l'élancement .

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{469}{17,32} = 27,07 < 50$$

avec :

- $l_f = 0,7 \times l_0$ (cas général) ; $l_f = 0,7 \times 6,7 = 4,69 \text{ m}$
- i_x : rayon de giration

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

IV.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.

IV.2.1 Pré dimensionnement.

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

Avec :

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

h : la hauteur de la poutre.

IV.2.1.1 Les poutres principales.

On a : $L = 8,25 \text{ m}$

$$\frac{8,25}{15} \leq h \leq \frac{8,25}{10} \quad \longleftrightarrow \quad 0,55 \leq h \leq 0,82$$

on prend :

- $h = 70 \text{ cm}$
- $b = 60 \text{ cm}$

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ \longleftrightarrow $60 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ *Condition. Vérifiée*
- $h \geq 20 \text{ cm}$ \longleftrightarrow $70 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ *Condition. Vérifiée*
- $h/b < 4$ \longleftrightarrow $\frac{70}{60} = 1,16 < 4$ *Condition. Vérifiée*

Donc la poutre principale est de dimensions **(70×60) cm²**

IV.2.1.2 Les poutres secondaires

Les poutres secondaires sont dans le sens des poutrelles

On a : $L = 8,25 \text{ m}$

$$\frac{8,25}{15} \leq h \leq \frac{8,25}{10} \longleftrightarrow 0,55 \leq h \leq 0,82$$

on prend :

- $h = 60 \text{ cm}$
- $b = 60 \text{ cm}$

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ \longleftrightarrow $60 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ *Condition. Vérifiée*
- $h \geq 20 \text{ cm}$ \longleftrightarrow $70 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ *Condition. Vérifiée*
- $h/b < 4$ \longleftrightarrow $\frac{60}{60} = 1 < 4$ *Condition. Vérifiée*

Donc la poutre secondaire est de dimensions **(60×60) cm²**

Conclusion

Le pré dimensionnement 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 éléments secondaires

V. 1 Matériaux de couverture.

La couverture est en panneaux sandwich composés de tôle pré laquée nervurée de surface mixte de type TL 75 M et d'une matière isolante entre les deux. Leurs caractéristiques sont dans les tableaux qui suivent :

V .1.1 Caractéristiques physiques de la tôle de couverture.

- Poids propre (Genus 160,10/10 ème) : $P = 15,21 \text{ kg/m}^2$.
- Limite de rupture : $f_u=360 \text{ Mpa}$.
- Limite d'élasticité : $f_y=235\text{Mpa}$.
- Flèche admissible $\delta_{\max}= 1 /200$
- Module de résistance $w = 70 \text{ cm}^3$
- Moment d'inertie $I = 659 \text{ cm}^4$

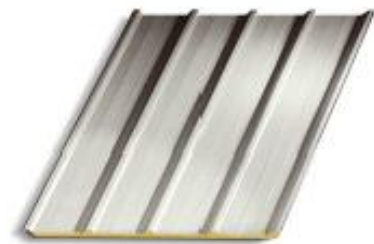
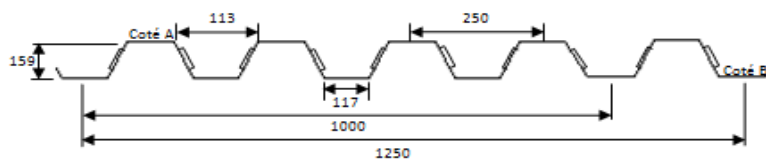


Fig V.1. Tôle nervurée

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

V.2 Panne de couverture en profils formés à froid :

Le développement actuel dans les charpentes métalliques utilise des panne réalisées à l'aide des profils minces en tôle pliée à froid. Une caractéristique des sections formées à froid est la présence, dans les parois soumises à compression, de plis faisant fonction de raidisseurs, ceux-ci ont pour but de retarder ou d'éviter un voilement prématuré des parois concernées.

Ces profils présentent quelques avantages par rapport aux profils laminés à chaud de type IPE

En général:

- ❖ La forme de la section peut-être optimisée pour utiliser au mieux le matériau.
- ❖ Un gain de poids car plus léger, donc plus facile pour le montage et le transport, avec un allègement de l'ensemble de la construction.

- ❖ Une Portée plus importante pouvant atteindre jusqu'à 18m contrairement aux 10m pour les profils laminés à chaud, ce qui permet de réduire les portiques.
- ❖ L'emboîtement des profilées ce qui permet. de résoudre efficacement le problème de la continuité sur appui (La distance de recouvrement varie en fonction des charges et des conditions des flèches).

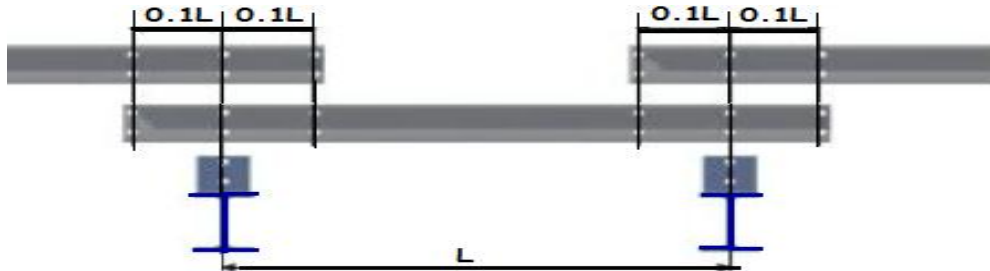


Fig.V.2 .L'emboîtement des pannes

V.2.1 Dimensionnement des pannes :

Les pannes, qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans le plan des versants. reçoivent des charges réparties donnant lieu à une flexion déviée, Ils sont calculés suivant le "Eurocode 3".

V.2.2 Espacement entre pannes

On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyé sur 3 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1,5m.

V.2.3 Evaluation des charges et surcharge :

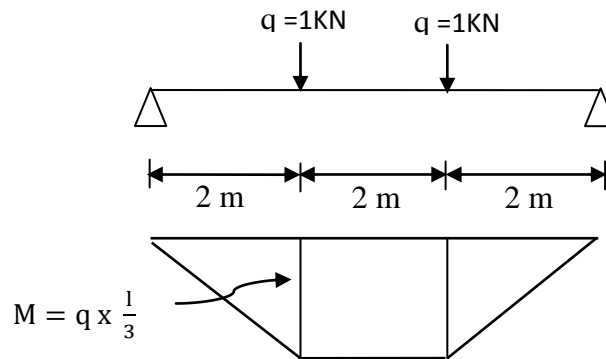
a-charges permanentes G :

- poids propre de la couverture: $G_1=15,21 \text{ kN}/\text{m}^2$.
 - poids propre de la panne : $G_2= 6,68 \text{ kN}/\text{m}^2$.
- $$G = G_1.d+ G_2= 0.33 \text{ kN}/\text{ml}.$$

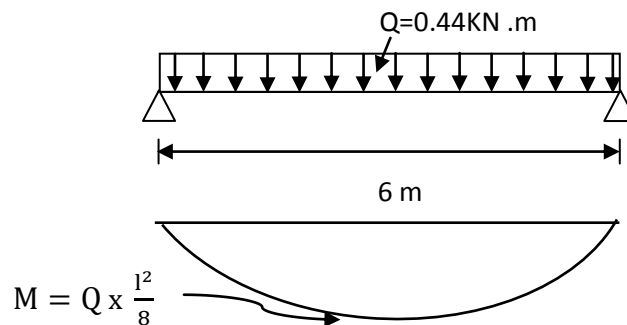
b-surcharges d'entretien Q:

dans le cas de toiture inaccessible en considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égales aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne suivant le document technique réglementaire (DTR-BC-2.2 art.7.33).

-charges ponctuelles $q=100\text{kg} =1\text{kN}$



-La charge uniformément répartie Q due aux surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux du à Q et aux charge ponctuelle q



$$\left. \begin{array}{l} M=q l / 3 \\ M=Q l^2 / 8 \end{array} \right\} \Leftrightarrow Q_{ent} = 8 \frac{q}{3} l = 0.44 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

c-surcharges climatiques :

■ Surcharge de la neige N :

Par projection horizontal

$$N = 0.13 \cos \alpha = 0.129 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Avec } \alpha = 7.2^\circ)$$

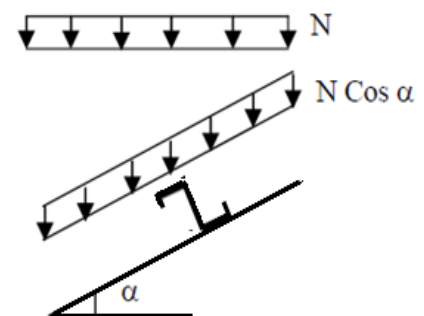


Fig V.3 Cas de charge de neige

■ surcharge du vent V (soulèvement) :

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

$$V = -1.02 \text{ KN/m}^2$$

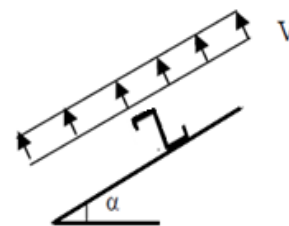


Fig V.4.Cas de l'effet du vent

a. Combinaison des charges :

1-Etat limite ultime à l'E.L.U :

- $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{ent} = 1,35 \times 0,33 + 1,5 \times 1,5(0,44) = 1,43 \text{ KN/ml}$
 - $q_2 = 1,35 G + 1,5 N = 1,35 \times 0,33 + 1,5 \times 1,5(0,129) = 0,73 \text{ KN/ml}$
 - $q_3 = 1,35 G + 1,5 V = 1,35 \times 0,33 + 1,5 \times 1,5(-1,02) = -1,85 \text{ KN/ml}$
 - $q_4 = 1,35 G + 1,5 (V+0,5N) = 1,35 \times 0,33 + 1,5 \times 1,5(-1,02+0,5 \times 0,129) = -1,75 \text{ KN/ml}$
- $$q = \max (q_1, q_2, q_3, q_4) = 1,85 \text{ KN/ml}$$

2- Etat limite service à l'E.L.S :

- $q_{s1} = G + Q_{ent} = 0,33 + 0,66 = 1,00 \text{ KN/ml}$
 - $q_{s2} = G + N = 0,33 + 0,19 = 0,52 \text{ KN/ml}$
 - $q_{s3} = G + V = 0,33 - 1,53 = -1,20 \text{ KN/ml}$
 - $q_{s4} = G + V + 0,5N = 0,33 - 1,53 + 0,5 \times 0,19 = -1,105 \text{ KN/ml}$
- $$q_s = \max (q_1, q_2, q_3, q_4) = 1,20 \text{ KN/ml}$$

Pour le dimensionnement de la panne, on tiendra compte de la 3^{ème} combinaison de l'E.L.U la plus défavorable : $Q \uparrow = 1,85 \text{ KN/ml}$

V.2.4 Dimensionnement des pannes :

ELU :

$$\begin{cases} q_y = q \times \sin \alpha = 1,85 \times \sin 7,2 \Rightarrow q_y = 0,232 \text{ KN/m} \\ q_z = q \times \cos \alpha = 1,85 \times \cos 7,2 \Rightarrow q_z = 1,835 \text{ KN/m} \end{cases}$$

ELS:

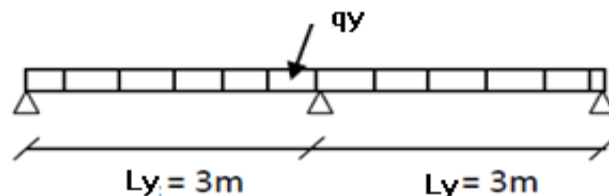
$$\begin{cases} q_{sy} = q_s \times \sin \alpha = 1,2 \times \sin 7,2 \Rightarrow q_{sy} = 0,150 \text{ KN/m} \\ q_{sz} = q_s \times \cos \alpha = 1,2 \times \cos 7,2 \Rightarrow q_{sz} = 1,19 \text{ KN/m} \end{cases}$$

V.2.3.2 Calcul des moments sollicitants Msd (ELU)

Plan (y-y)

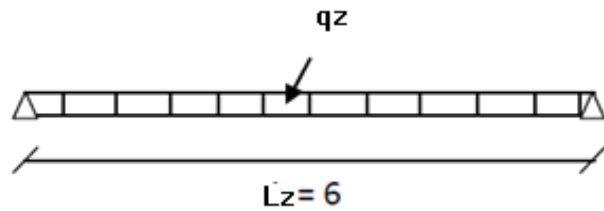
$$M_{zsd} = \frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$$

$$M_{zsd} = 0,261 \text{ KN.m}$$



Plan (z-z)

$$M_{y, sd} = \frac{qz \cdot lz^2}{8} = 8,257 \text{ KN.m}$$



Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

a- conditions de résistance

$$\sigma = \frac{My}{Wy} + \frac{Mz}{Wz} \leq \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} My = 8,257 \text{ KN.m} & \rightarrow My = 8257000 \text{ N/mm}^2 \\ Mz = 0,261 \text{ KN.m} & \rightarrow Mz = 261000 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

On commence par Z200x2

$$\begin{cases} Wy = 40,6 \text{ cm}^3 & \rightarrow Wy = 40600 \text{ mm}^3 \\ Wz = 9,13 \text{ cm}^3 & \rightarrow Wz = 9130 \text{ mm}^3 \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{8257000}{40600} + \frac{261000}{8600} \leq \frac{355}{1,1} \rightarrow \sigma = 232 \text{ Mpa} \leq 322 \text{ Mpa}$$

b- conditions de la flèche :

Plan (y-y)

$$\delta = 0,415 \frac{5qy \cdot ly^4}{384 E Iz}$$

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

$$\delta \leq \delta_{\max} \quad Iz \geq 0,415 \frac{5 \cdot q' \cdot y \cdot ly^4}{384 E \delta_{\max}}$$

$$Iz \geq 0,415 \frac{5 \cdot 0,15 \cdot 300^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 1,5} \rightarrow Iz \geq 20,8 \text{ cm}^4$$

Plan(z-z)

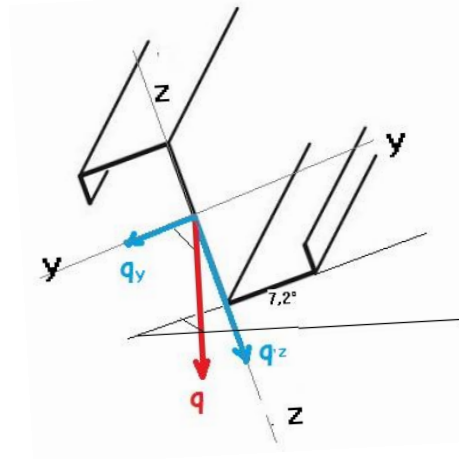
$$\delta = \frac{5q'z.ly^4}{384E I_y}; \quad \delta_{max} = \frac{ly}{200} = 3$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Leftrightarrow \frac{5qz.lz^4}{384E I_y} \leq \frac{ly}{200}$$

$$\Leftrightarrow I_y \geq \frac{5.q'z.lz^4}{384E\delta_{max}}$$

$$\Leftrightarrow I_y \geq \frac{5.1,19.600^4}{384.21.10^5.3}$$

$$\Leftrightarrow I_y \geq 381,75cm^4$$



Le profil qui satisfait les deux conditions a l'ELU et l'ELS sera un Z200×70×2

V.2.4.1 .Caractéristiques géométriques suivantes :

Z 200×70										
<i>p</i> (kg/m)	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>c</i> (mm)	<i>r</i> (mm)	<i>A</i> (mm ²)	<i>I_y</i> (cm ⁴)	<i>I_z</i> (cm ⁴)	<i>w_{ply}</i> (cm ³)	<i>w_{plz}</i> (cm ³)
6,68	200	70	2	18	3	6,92	404,4	60,5	40,5	9,13

Tableau V.1:Caractéristiques du profilé

Dimensions de section :

h : hauteur totale

b: largeur totale

t: épaisseur nominal

c: hauteur totale du bord

r: rayon interieur des arrondis

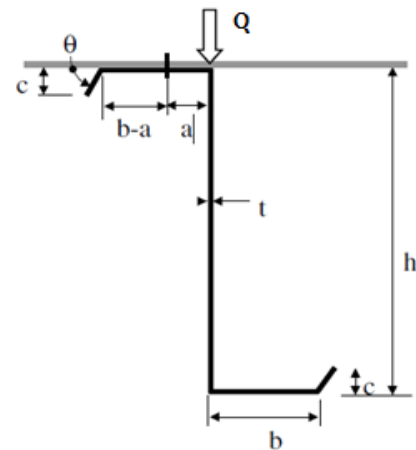
A: l'aire de la section

θ : angle du bord tombé ($\theta = 90^\circ$)

a: distance de la fixation au plan de l'âme ($a= 35mm$)

Q :charge de calcul appliquée perpendiculairement au bac

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{charge descendante } Q\downarrow=143 \\ \text{charge ascendante } Q\uparrow=185 \end{array} \right.$$



FigV.5 :Dimensions de section Z

V.2.4.2 Caractéristique de l'acier :

Limite d'élasticité de base	$f_{yb} = 355 \text{ N/mm}^2$
Résistance à la traction	$f_u = 510 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$

V.2.4.3 Coefficient de sécurité :

Relatif à la résistance en section	$\gamma_{M0} = 1,1$
Relatif aux instabilités	$\gamma_{M1} = 1,1$

V.2.5 Vérification des proportions géométriques :

La méthode de calcul de l'EN 1993-1-3 peut être appliquée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$b/t \leq 60$	$\rightarrow 70/2 = 35$	~ ok ~
$c/t \leq 50$	$\rightarrow 18/2 = 9$	~ ok ~
$h/t \leq 500$	$\rightarrow 200/2 = 100$	~ ok ~
$45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$	$\rightarrow \theta = 90^\circ$	~ok~
$b-a \geq 25 \text{ mm}$	$\rightarrow b-a = 70-35 = 35$	~ok~

Pour assurer une rigidité suffisante et pour éviter le flambement du raidisseur de bord, les dimensions de ce dernier devraient être comprises entre les valeurs suivantes :

$$0,2 \leq c/b \leq 0,6 \quad \rightarrow 18/70 = 0,25 \quad 0,2 \leq 0,25 \leq 0,6 \quad \sim \text{ok} \sim$$

L'influence des arrondis est négligée si :

$$r/t \leq 5 \quad \rightarrow 3/2 = 1,5 \quad \sim \text{ok} \sim$$

$$r/b_p \leq 0,1 \quad \rightarrow 3/68 = 0,04 \quad \sim \text{ok} \sim$$

V.2.5.1 Propriétés de la section brute :

Hauteur de l'âme	$h_p = h - t = 200 - 2 = 198 \text{ mm}$
Largeur de la semelle	$b_p = b - t = 60 - 2 = 68 \text{ mm}$
Largeur du bord	$c_p = c - \frac{t}{2} = 17 \text{ mm}$
$A_{br} = t(2c_p + 2b_p + h_p) = 692 \text{ mm}$	

V.2.5.2 Propriétés de la section efficace :

$$\text{Paramètre de nuance d'acier : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}} \rightarrow \varepsilon = 0,81$$

➤ Section en compression pure :

L'élancement réduit se calcule par l'expression :

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k\sigma}}$$

\bar{b}_p : largeur de paroi

$\bar{\lambda}_p$: l'élancement réduit

Le coefficient de réduction de la largeur est :

$$\text{si } \begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} & \rho = 1 & \text{pas de réduction} \\ \bar{\lambda}_p \geq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} & \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055\psi}{\bar{\lambda}_p^2} & \text{il ya de réduction} \end{cases}$$

⊗ Semelles comprimées :

Largeur de paroi : $\bar{b}_p = 68\text{mm}$

Le rapport de contraintes : $\psi = +1$ (compression uniforme) \Rightarrow

Le coefficient de voilement : $K\sigma = 4$ (compression pure d'un élément interne)

$$\text{D'où } \bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k\sigma}} = 0,739 \leq 0,673$$

Donc il ya de réduction des semelles

⊗ Âme comprimée :

$$\bar{b}_p = h_p = 198\text{mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Le rapport de contraintes : } \psi = +1 \\ \text{Le coefficient de voilement : } K\sigma = 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\lambda}_p = 2,15 \geq 0,673$$

$$\text{Donc il ya de réduction de l'âme } \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda} - 0,22}{\bar{\lambda}^2}$$

$$\Rightarrow \rho = 0,417$$

Aire efficace de la section Z en compression :

$$A_{eff} = AT - (1 - \rho)t(h - t_{nom}) \rightarrow A_{eff} = 4,55 \text{ cm}^2$$

V.2.5.3 Propriétés de la section efficace de la semelle et du bord tombé comprimés

Le calcul s'effectue en trois étapes :

Première étape :

➤ Section en flexion pure :

⊗ Semelle comprimée :

$$\bar{b}_p = 68 \text{ mm}$$

Le rapport de contraintes : $\psi = +1$
 le coefficient de voilement : $K\sigma = 4$ } pour un élément interne sollicité en compression pure (tableau.1 .4)

D'où

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k\sigma}} \rightarrow \bar{\lambda}_p = 0,739 \geq 0,673$$

Donc il ya de réduction de la semelle

$$\rho = \frac{\bar{\lambda} - 0,22}{\bar{\lambda}^2} \rightarrow \rho = 0,95$$

* La largeur efficace est :

$$b_{\text{eff}} = \rho \times b_p = 0,95 \times 68 = 64,63 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,5 \times b_{\text{eff}} = 0,5 \times 64,63 = 32,31 \text{ mm}$$

* Largeur efficace du bord tombé :

Le coefficient de flambement est :

$$\text{Si } \begin{cases} \bullet & c_p/b_p \leq 0,35 & K\sigma = 0,5 \\ \bullet & 0,35 \leq c_p/b_p \leq 0,6 & K\sigma = 0,5 + 0,83 \sqrt{\left(\frac{c_p}{b_p} - 0,35\right)^2} \end{cases}$$

$$c_p/b_p = 16/68 = 0,23 \leq 0,35 \rightarrow K\sigma = 0,5$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_p = \frac{c_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k\sigma}} = \frac{17/2}{28,4 \times 0,81 \times \sqrt{0,5}} = 0,522$$

Le coefficient de réduction de la largeur est :

$$\rho = 1$$

La largeur efficace est :

$$c_{eff} = \rho \times c_p = 1 \times 17 = 17 \text{ mm}$$

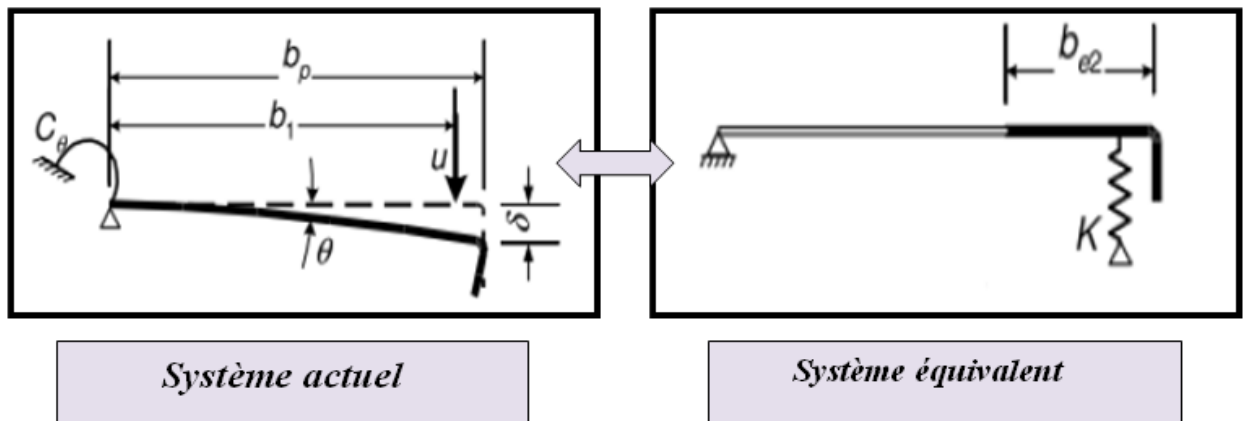
Aire efficace du raidisseur de bord :

$$A_s = t (c_{eff} + b_p) = 2(16+68) = 168 \text{ mm}^2$$

Deuxième étape :

Utilisation de la section transversale efficace initiale du raidisseur pour déterminer le coefficient de réduction, en tenant compte des effets du maintien élastique continu.

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\frac{K E I_s}{A_s}}$$



La géométrie actuelle est remplacée par un système équivalent avec un ressort latéral k (K est la rigidité du support élastique par unité de longueur)

$$k = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)b_1^2 h_p + b_1^3 + 0,5 b_1 b_2 K_f h_p}$$

$$b_1 = b_p - \frac{b_{e2} t b_{e2} / 2}{(b_{e2} + C_{eff}) t} = 43,21 \text{ mm}$$

b1 : distance entre la jonction âme-semelle et le centre de gravité de l'aire efficace du raidisseur de bord (semelle supérieure)

$K_f = 0$ pour la flexion par rapport à l'axe y-y

$$K = 0,433 \text{ N/mm}$$

I_s : est le moment d'inertie de la section efficace du raidisseur :

$$I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{C_{eff}^3 t}{12} + b_{e2} t \left[\frac{C_{eff}^2}{2(b_{e2} + C_{eff})} \right]^2 + C_{eff} t \left[\frac{C_{eff}}{2} - \frac{C_{eff}^2}{2(b_{e2} + C_{eff})} \right]^2$$

$$I_s = 2077 \text{ mm}^4$$

ainsi, la contrainte critique de flambement élastique pour le raidisseur de bord est :

$$\sigma_{cr} = \frac{2 \times \sqrt{0,433 \times 210000 \times 2077}}{168} = 163,60 \text{ N/mm}^2$$

Coefficient de réduction de l'épaisseur χ_d pour le raidisseur de bord

L'élançement réduit :

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,s}}}$$

$$\bar{\lambda}_d = 2,16$$

Le coefficient de réduction sera :

- Si $\bar{\lambda}_d \leq 0,65 \Rightarrow \chi_d = 1$
 - si $0,65 \leq \bar{\lambda}_d \leq 1,38 \Rightarrow \chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d$
 - si $\bar{\lambda}_d \geq 1,38 \Rightarrow \chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}$
- $\bar{\lambda}_d \geq 1,38 \rightarrow \chi_d = 0,33$

Troisième étape :

Les valeurs finales des propriétés de la section efficace pour la semelle et le bord comprimés sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{e1} = 32,31 \text{ mm} \\ b_{e2} = 32,31 \text{ mm} \\ C_{eff} = 17 \text{ mm} \end{array} \right.$$

⊗ Âme fléchie :

$$b_p = h - t = 198 \text{ mm}$$

$$\text{Coefficient de voilement (flexion pure)} : \left\{ \begin{array}{l} k_\sigma = 23,9 \text{ (tableau 4.1)} \\ \Psi = -1 \end{array} \right.$$

d'où :

$$\bar{\lambda}_p = 0,888 \geq 0,673$$

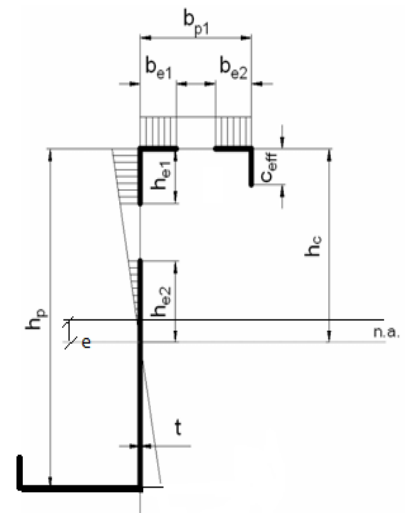
Donc il ya réduction de l'âme $\rightarrow \rho = 0,847$

V.2.5.4 Propriétés de la section efficace de l'âme en flexion pure :

Le tableau 4.1 de la norme permet de calculer les largeurs efficaces de l'âme pour $\Psi = -1$:

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c$$

$$= \rho \bar{b} / (1 - \Psi) \quad (\bar{b} = 198 \text{ mm largeur de paroi})$$



$$= \rho \bar{b}/2$$

$$b_{\text{eff}} = 83,85 \text{ mm}$$

* Largeur $he1$ liée à la semelle comprimée :

$$h_{e1} = 0,4 h_{\text{eff}} = 33,35 \text{ mm}$$

* Largeur $he2$ liée à l'axe neutre :

$$h_{e2} = 0,6 h_{\text{eff}} = 50,33 \text{ mm}$$

* La position de l'axe neutre par rapport à la semelle comprimée :

Le nouveau centre de gravité $G1$ est obtenue en posant l'égalité des sections de part et l'autre de yy

$$A_2 = A_1 \Leftrightarrow \begin{cases} A_1 = \left(\frac{hp}{2} - e\right) \times t + b \times t + cp \times 2 = -2e + 368 \\ A_2 = (he2 + he1) \times t + bp \times t + cp \times t = 339,36 + 2e \end{cases}$$

d'où l'on tire $e = 7,16 \text{ mm}$

fibre supérieur $vs = h/2 + e = 107,17 \text{ mm}$

fibre inférieur $vi = h/2 - e = 92,83 \text{ mm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{h_1^3 t}{12} + \frac{h_2^3 t}{12} + \frac{b_{e1} t^3}{12} + \frac{c_p^3 t}{12} + \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{b_{e2} (\chi_d t)^3}{12} + \frac{c_{eff}^3 (\chi_d t)^3}{12} + c_p t \left(vs - \frac{c_p}{2} \right)^2 +$$

$$+ b_{e2} t vi^2 + h_2 t \left(vi - \frac{h_2}{2} \right)^2 + h_1 t \left(vs - \frac{h_1}{2} \right)^2 + b_{e1} t vs^2 + b_{e2} \chi_d t vs^2 + c_{eff} (\chi_d t)^2 +$$

$$+ \left(vs - \frac{c_{eff}}{2} \right)^2 = 393,9 \text{ cm}^4$$

Module de résistance de la section efficace :

- par rapport à la semelle comprimée :

$$W_{\text{eff},y,c} = \frac{I_{\text{eff}}}{vs} = \frac{393,9}{10,716} = 36,77 \text{ cm}^3$$

- par rapport à la semelle tendue

$$W_{\text{eff},y,t} = \frac{I_{\text{eff}}}{vi} = \frac{393,9}{9,283} = 42,44 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{eff},y} = \min (W_{\text{eff},y,c}, W_{\text{eff},y,t}) \rightarrow W_{\text{eff},y} = 36,77 \text{ cm}^3$$

V.2.6 Contraintes dues à la flexion latérale et à la torsion :

Comportement des pannes :

La section est maintenue latéralement au niveau de l'assemblage entre la panne et le bac,

Il y a deux modes de déformation principaux :

↻ la torsion et de la flexion latérale.

La distribution des contraintes normales sur la section sera modifiée, la principale influence se développera au niveau de la semelle libre.

Les calculs des contraintes sont inclus dans l'Eurocode 3, partie au moyen des formules suivantes :

■ Pour la semelle maintenue latéralement :

$$\sigma_{max} = \frac{My}{W_{eff,y}} + \frac{N_{sd}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

■ Pour la semelle libre :

$$\sigma_{max} = \frac{My}{W_{eff,y}} + \frac{N_{sd}}{A_{eff}} + \frac{M_{z,sd}}{w_{el}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

$M_{z,sd}$:Moment latéral dans la semelle libre

$W_{eff,y}$: Module élastique efficace en flexion /yy

w_{elz} : Module élastique /zz

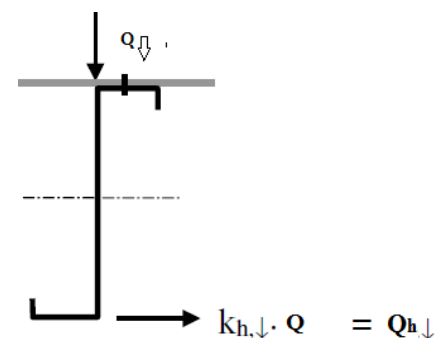
A_{eff} : Section efficace

V.2.7 .1 Vérifications sous charges descendantes :

Calcul de la charge fictive Q_{\downarrow} charges descendantes :La charge latérale agissant sur la semelle libre et résultant de la torsion et de la flexion latérale est donnée par :

$$k_h = \frac{b^2 h t}{4I_x}$$

$$k_h = 0,086 \quad \rightarrow \quad Q_h = k_h Q_{\downarrow} = 12,29 \text{ daN/m}$$



Moment latéral $Mz, sd \downarrow$ dans la semelle libre :

Sous charge descendante, et en présence de l'effort de compression N_{sd} relativement faible ici, la semelle libre de la panne est tendue dans une très large partie centrale de la travée où le moment de flexion est maximal.

$$Mz, sd \downarrow = 0$$

Moment maxi à mi-portée :

Dans le plan perpendiculaire au bac, donc par rapport à l'axe y-y, le moment maximal est

$$My, sd \downarrow = \frac{Q_{h\downarrow} l^2}{8} = 6,435 \text{ KNm}$$

► Vérification de résistance de la semelle supérieure (comprimée et maintenue) :

$$\sigma_{max} = \frac{My, sd}{W_{eff, y, c}} + \frac{N_{sd}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \rightarrow \frac{643,5}{36,77 \times 10^{-6}} + \frac{200}{4,55 \times 10^{-4}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = 307,48 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \frac{\sigma_{max}}{\frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,950 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

► Vérification de résistance de la semelle inférieure (tendue et libre) :

$$\sigma_{max} = -\frac{My}{W_{eff, y, t}} + \frac{N_{sd}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \rightarrow \left| \frac{-643,5}{42,44 \times 10^{-6}} + \frac{200}{4,55 \times 10^{-4}} \right| \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

$$\sigma_{max} = 259,94 \text{ Mpa}$$

$$\frac{\sigma_{max}}{\frac{f_y}{\gamma_M}} \leq 1$$

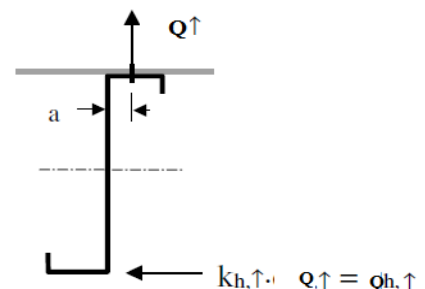
$$0,802 \leq 1$$

Condition vérifiée

V.2.7.2 Vérifications sous charges ascendantes :

La charge latérale agissant sur la semelle libre et résultant de la torsion et de la flexion latérale est donnée par :

$$Q_{h\uparrow} = |k_{h\uparrow}| Q_{\uparrow}$$



$$\text{avec : } k_h = \frac{b^2 h t}{4I_x} - \frac{a}{h} \quad \begin{cases} \text{si } k_h > 0 \Leftrightarrow Q_{\uparrow} \text{ appliqué sur la coté du bord de l'âme} \\ \text{si } k_h < 0 \Leftrightarrow Q_{\uparrow} \text{ appliqué a l'extrémité de la semelle} \end{cases}$$

$$k_h = \frac{7^2 \cdot 20 \cdot 0,2}{4 \cdot 404,4} - \frac{3,5}{20} = -0,0629$$

$$Q_{h\uparrow} = |k_{h\uparrow}| Q_{\uparrow} = 0,1161 \text{ KN/m}$$

Donc : le contact panne-bac se fait du côté du bord extérieur de semelle de la panne

et Q_{\uparrow} a le sens inverse de celui indiqué à la figure

Moment maxi à mi-portée :

$$M_{y, sd\uparrow} = \frac{Q_{h\uparrow} l^2}{8} = 0,8325 \text{ KN/m}$$

Moment latéral M_z , $sd \uparrow$ dans la semelle libre :

La semelle libre peut être regardée comme une poutre sur fondation élastique avec une charge latérale de même intensité mais de sens opposé aux forces appliquées nécessaires à maintenir la section fléchie dans le plan de l'âme. L'appui élastique est dû à la flexion transversale de la section (distorsion de section), déformation du connecteur bac/panne et flexion du bac.

Cette dernière peut être négligée.

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C}$$

ou :

$$K_A = \frac{C_{D,A}}{h^2}$$

$$K_B = \frac{Et^3}{4 \times (1-\nu^2)(h+e) \times h^2} = \frac{210000 \cdot 2^3}{4 \times (1-0,3^2)(200+e105) \times 200^2} = 0,038 \text{ N/mm}$$

$$e=2a+b= 105 \text{ mm}$$

$$K_C = \frac{C_{D,C}}{h^2}$$

$$\frac{1}{K_C} \text{ : peut normalement être négligée.}$$

D'après la Table 7.1, les valeurs de C_D sont connues

$$\text{Charge de soulèvement } C_{D,A} = 1,7 \text{ KNm/m}$$

$$C_{D,A} = C_{D,A} \left(\frac{b}{100}\right)^2$$

$$\text{Charge de soulèvement } C_{D,A} = 0,833 \text{ KNm/m} \quad K_A = 0,02 \text{ N/mm}$$

L'encastrement en rotation conféré par le bac à la panne est modélisé par un ressort en rotation de rigidité totale C_D calculée par : $C_D = \frac{1}{1/C_{D,A}}$

$C_{D,A}$ rigidité en rotation de l'assemblage entre le bac et la panne

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B}$$

$$K_A : 0,02N/mm$$

$$K_B : 0,038N/mm \quad k=0,011$$

➤ Coefficient R d'appui latéral élastique :

$$R = \frac{Kl^4}{\pi^4 EI_z}$$

$$R=0,023$$

$$Mz, sd \uparrow = \frac{(1-0,0125R)}{(1+0,198R)} \times \frac{Q_{hf} l^2}{8}$$

$$Mz, sd \uparrow = 0,920KN. m$$

Vérification de résistance de la semelle inférieure (comprimée et libre) :

$$\sigma_{max} = \frac{M_{y,sd\uparrow}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{sd}}{A_{eff}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{el}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \rightarrow$$

$$\sigma_{max} = \frac{832,5}{36,77 \times 10^{-6}} + \frac{200}{4,55 \times 10^{-4}} + \frac{920}{65 \cdot 10^{-6}} = 251Mpa \leq 322,72Mpa$$

$$\frac{\sigma_{max}}{\frac{f_y}{\gamma_M}} \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0,777 \leq 1$$

Condition vérifiée

Moment fléchissant appliqué maximal (à mi-portée) par rapport à l'axe principal y-y à l'ELU :

$$M_{y,sd} = \frac{Q l^2}{8} = 8,25 \text{ KN.m}$$

V.2.8 Vérification de la résistance à la flexion :

Calcul du moment de résistance à la flexion de section transversale :

$$M_{c,Rd} = \frac{w_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow M_{c,Rd} = \frac{36770 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3}{1,1} = 11,86 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} = \frac{8,25}{11,86} = 0,695 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

V.2.9 Vérification de la résistance au cisaillement:

❖ calcul de l'effort de cisaillement

Effort de cisaillement maximal appliqué

$$V_{sd} = \frac{Q l}{2} = 6,55 \text{ KN}$$

❖ Résistance plastique de calcul au cisaillement

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \frac{h_w}{\sin\theta} t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \frac{h_w}{\sin\theta} t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

d'ou :

$$A_v = \frac{h_w}{\sin\theta} t \quad \rightarrow \text{l'aire de cisaillement}$$

$$h_w = h - t \quad \rightarrow \text{la hauteur de l'âme}$$

$$\theta \quad \rightarrow \text{l'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles.}$$

$$A_v = \frac{200-2}{\sin 90} \times 2 = 0,396 \text{ m}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,396 \times 10^{-3} \left(\frac{355 \times 10^3}{\sqrt{3}} \right)^2}{1,1} = 73,78 \text{ KN}$$

❖ Résistance de calcul au voilement par cisaillement

$$V_{b,Rd} = \frac{A_v f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

d'où

f_{bv} → la résistance au cisaillement, compte tenu du voilement pour une l'âme avec raidissage au droit de l'appui

$$\begin{cases} f_{bv} = 0,58 f_y & \text{si } \overline{\lambda_w} \leq 0,8 \\ f_{bv} = 0,48 f_y / \overline{\lambda_w} & \text{si } \overline{\lambda_w} \geq 0, \end{cases}$$

$\overline{\lambda_w}$ → l'élancement réduit pour les âmes sans raidisseurs longitudinaux

$$\overline{\lambda}_w = 0,346 \frac{h-t}{t} \sqrt{f_y/E}$$

$$\overline{\lambda}_w = 1,427 \rightarrow f_{bv} = 118,7 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,396 \times 118,7}{1,1} = 42,73 \text{ KN}$$

❖ Résistance de calcul au cisaillement

$$V_{c,Rd} = \min(V_{pl,Rd}; V_{b,Rd}) = 42,73 \text{ KN}$$

Vérification de la résistance au cisaillement :

$$\frac{V_{sd}}{V_{c,Rd}} = \frac{6,55}{42,73} = 0,153 < 1$$

condition vérifiée

V.2.10 Vérification de flèche a l'ELS

La flèche de la panne isostatique, dans le plan perpendiculaire à la toiture, est donnée

$$\text{par } \delta = \frac{5 \times l^4 \times q_y}{384 \times E \times I_{eff,y}}$$

$$\delta_{\downarrow} = \frac{600^4 \times 5 \times 1,2}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 393,9} = 2,448 \text{ cm}$$

$$\delta_{\downarrow \text{ max}} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta_{\downarrow} < \delta_{\text{max}} \rightarrow 2,48 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \delta_{\downarrow} = \frac{L}{245} \quad \text{ok}$$

condition vérifiée

$$\text{par } \delta = \frac{5 \times l^4 \times Q_{\uparrow}}{384 \times E \times I_{eff,y}}$$

$$\delta_{\uparrow} = \frac{600^4 \times 5 \times 1,85}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 393,9} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\delta_{\uparrow \text{ max}} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta_{\uparrow} < \delta_{\text{max}} \rightarrow 2,48 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \delta_{\downarrow} = \frac{L}{245} \quad \text{ok}$$

V.2.11. Vérification de la résistance au flambement :

longueur de flambement :

$$l_{LT} = 0,7l(1 + 13,1R)^{-1,125} = 1,54 \text{ m}$$

l'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,95$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{l_{LT}}{i\lambda_1} = 1,53$$

facteur d'imperfection : $\alpha = 0,21 \rightarrow \chi = 0,560$

$$\sigma_{max} = \frac{1}{\chi} \left(\frac{M_{y,sd}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{sd}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{z,sd}}{W_{el}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \rightarrow$$

$$\sigma_{max} = \frac{1}{\chi} \left(\frac{832,5}{36,77 \times 10^{-6}} + \frac{200}{4,55 \times 10^{-4}} \right) + \frac{920}{65 \cdot 10^{-6}} = 241,43 \text{ Mpa}$$

$$\frac{\sigma_{max}}{\frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,743 \leq 1$$

condition vérifiée

donc les pannes pliés a froid z(200×70×2) mm sont acceptables

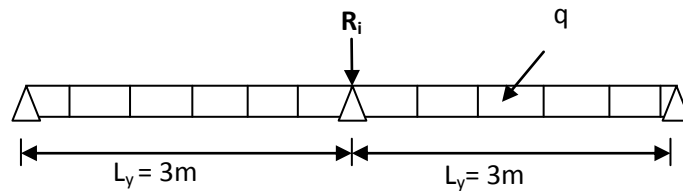
V.3 Les liernes des pannes.

V.3.1 Introduction.

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.

V.3.2 Dimensionnement des liernes des pannes.

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



$$q = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 (0,33) - 1,5 (1,53) = -1,85 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 1,85 \times \sin 7 = 0,23 \text{ KN/ml}$$

V.3.2.1 Réaction de la panne sur la lierne la plus sollicitée.

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{l_y}{2} = 1,25 \times 0,23 \times \frac{6}{2} = 0,68 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,68}{2} = 0,35 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$T_2 = R + T_1 = 0,68 + 0,35 = 1,03 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

$$T_3 = R + T_2 = 0,68 + 1,03 = 1,71 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_4 :

$$T_4 = R + T_3 = 0,68 + 1,71 = 2,39 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_5 :

$$T_5 = R + T_4 = 0,68 + 2,39 = 3,07 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_6 :

$$T_6 = R + T_5 = 0,68 + 3,07 = 3,75 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_7 :

$$T_7 = R + T_6 = 0,68 + 3,75 = 4,43 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_8 :

$$T_8 = R + T_7 = 0,68 + 4,43 = 5,11 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_9 :

$$T_9 = R + T_8 = 0,68 + 5,11 = 5,79 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{10} :

$$T_{10} = R + T_9 = 0,68 + 5,79 = 6,47 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{11} :

$$T_{11} = R + T_{10} = 0,68 + 6,47 = 7,15 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{12} :

$$T_{12} = R + T_{11} = 0,68 + 7,15 = 7,83 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{13} :

$$T_{13} = R + T_{12} = 0,68 + 7,83 = 8,51 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{14} :

$$T_{14} = R + T_{13} = 0,68 + 8,51 = 9,19 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{15} :

$$T_{15} = R + T_{14} = 0,68 + 9,19 = 9,87 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{16} :

$$T_{16} = R + T_{15} = 0,68 + 9,87 = 10,55 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{17} :

$$T_{17} = R + T_{16} = 0,68 + 10,55 = 11,23 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{18} :

$$T_{18} = R + T_{17} = 0,68 + 11,23 = 11,91 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_{19} :

$$T_{19} = R + T_{18} = 0,68 + 11,91 = 12,59 \text{ KN}$$

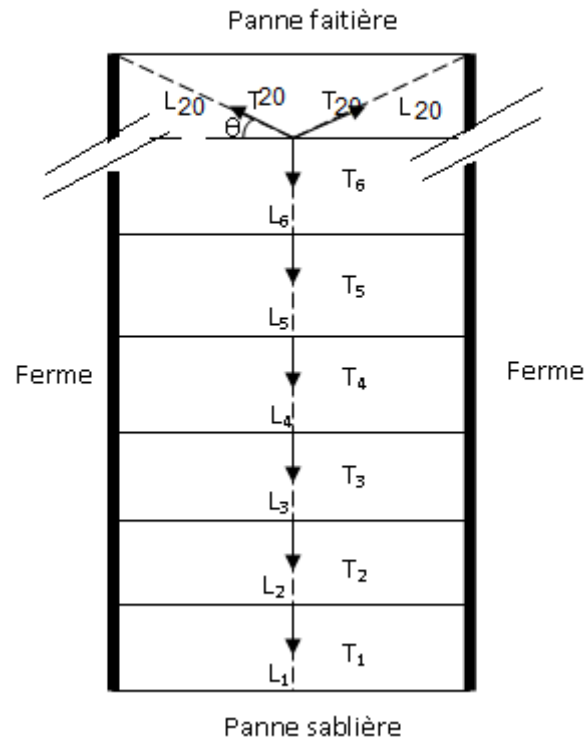
Effort dans le tronçon L_{20} :

$$T_{20} = R + T_{19} = 0,68 + 12,59 = 13,27 \text{ KN}$$

$$2T_{21} \times \cos \theta = T_{20}$$

- **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 faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).



V. 3.2.2 Calcul de la section des liernes.

Le tronçon le plus sollicité est L_{20} .

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

$$\begin{cases} N_{sd} \leq N_{pl,Rd} \\ N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{13,47 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^{-3}} = 62,96 \text{ mm}^2$$

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

Avec :

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

Nous avons 21pannes

$$N_{sd} = 0,36 + 0,68 (21-1)$$

$$N_{sd} = 13,96 \text{ KN}$$

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

$$\begin{cases} N_{sd} \leq N_{pl,Rd} \\ N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{13,96 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} = 65,34 \text{ mm}^2$$

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

V.4 Calcul de l'échantignolle.

V.4.1 Introduction :

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).

V.4.2-Dimensionnement de l'échantignolle.

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

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

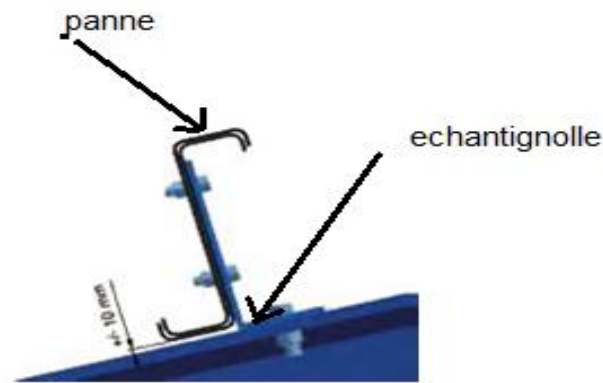


Fig.V.4.1 Assemblage du panne Zed par l'échantignolle

Pour un Z200×70

$$b = 7\text{cm} \quad h = 20\text{cm}$$

$$7 \leq t \leq 10,5 \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

$$Q_x = V_e = 1,53\text{KN/ml}$$

$$R_y = 2 \times \frac{(Q_x \times l_x)}{2} = 2 \times \left(\frac{1,53 \times 6,0}{2} \right) = 9,18\text{KN}$$

V .4.2.1 Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R \times t = 9,18 \times 10 = 91,8\text{KN.cm}$$

V .4.2.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{ech}} = \sigma_e$$

V .4.2.3 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{ech} \geq \frac{M_r}{\sigma_e} = \frac{91,8}{2400} = 0,03825\text{cm}^3$$

$$\text{Avec } W_{ech} = \frac{a \times e^2}{6}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{ech}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,03825}{15}} = 0,39\text{cm}$$

Conclusion : On prend un échantignolle d'épaisseur $e=6\text{mm}$.

V.4.3 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 :

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

- $F_{V,sd}$: 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/mm².
- $\gamma_{Mb} = \begin{cases} 1.25 & \text{Boulon sollicité en cisaillement.} \\ 1.5 & \text{Boulon sollicité en traction.} \end{cases}$

$F_{V,Rd}$ et $F_{t,Rd}$ sont donnés en fonction de l'aire de la section résistante « A_s » du boulon comme suit :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1,0 \times A_s}{1,25} = 0,34 A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1,0 \times A_s}{1,5} = 0,51 A_s$$

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

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

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 :

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

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1$$

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

1^{ère} vérification

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

2^{ème} vérification

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

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

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:

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

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

3^{ème} 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

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

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

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

V .5Calcul des lisses de bardages.

V .5.1 Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

V .5.2 Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

V .5.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

a- Charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient .

Charges accrochées éventuelles.

b- Surcharge climatiques : (dans le plan de l'âme)

Surcharge du vent (V) :

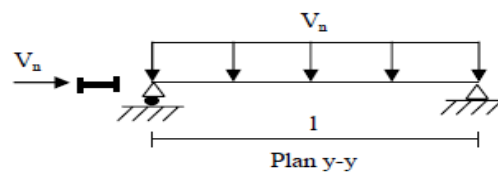
V .5.3- Principe de dimensionnement :

Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

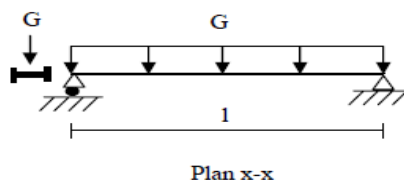
V .5.3.1 Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion double (dans les deux plans) et la formule de

vérification est donnée comme suit : $\sigma = \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y} \leq \sigma_e$



V .5.3.2 Condition de flèche :



$$f_x \leq f_{ad}$$

$$f_y \leq f_{ad}$$

Avec $f_{ad}=1/200$: flèche admissible.

V. 5.4-Calcul des charges et surcharges revenants à la lisse la plus chargée (lisse intermédiaire) :

V. 5.4.1 Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

Bardage :15,21 kg/m²
 Poids propre de la lisse : (estimé).....12kg/ml
 $G=15,21 \times 2,0 + 12 = 42,42 \text{ kg/ml}$

V. 5.4.2 Surcharges climatiques : (suivant le plan de l'âme)

Vent normale :1,02kN/m²

$$V_n = 102 \times 2,0 = 204 \text{ kg/ml}$$

$$V_e = 1,75V_n = 1,75 \times 204 = 357 \text{ Kg/ml}$$

V. 5.5 Dimensionnement :

La lisse travail à la flexion déviée

$$w_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x}\right)$$

$\eta \approx 6$ à 9 pour les profilés laminés en I (soit $\eta = 7$)

$$\text{avec : } M_x = M_v = \frac{V_n \times l^2}{8} = \frac{204 \times 6,94^2}{8} = 1228,17 \text{ kgm}$$

$$M_y = M_G = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{42,42 \times 6,94^2}{8} = 255,39 \text{ kgm}$$

Remarque :

La charge permanente et la surcharge climatique du vent sont appliquées dans deux plans différents, donc on procède au calcul des moments maximums pondérés en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\diamond \frac{4}{3} M_G + \frac{3}{2} M_{V_n}$$

$$\diamond M_G + M_{V_n}$$

$$\diamond \text{ Sous la combinaison : } \frac{4}{3} M_G + \frac{3}{2} M_{V_n}$$

$$\frac{4}{3} M_G = \frac{4}{3} \times 255,39 = 340,52 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad \frac{3}{2} M_{V_n} = \frac{3}{2} \times 1228,17 = 1842,25 \text{ kgm}$$

$$w_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x}\right) = \frac{1842,25}{24} \left(1 + 7,5 \frac{340,52}{1842,25}\right) = 183,17 \text{ cm}^3$$

$$\diamond \text{ Sous la combinaison: } M_G + M_{V_e}$$

$$M_G = 255,39 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad M_{V_e} = 1,75 \times 1228,17 = 2149,29 \text{ kgm}$$

$$w_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x}\right) = \frac{2149,29}{24} \left(1 + 7,5 \frac{255,39}{2149,29}\right) = 169,36 \text{ cm}^3$$

la combinaison suivante : : $\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_n}$ est la plus défavorable
 $w_x \geq 183,17 \text{ cm}^3$

UAP 200				
P(kg/ml)	$W_x(\text{cm}^3)$	$W_y(\text{cm}^3)$	$I_x(\text{cm}^4)$	$I_y(\text{cm}^4)$
25,1	195	32,1	1949	169,7

Tableau V .1 : profils UAP

V .5.6. Vérification de la lisse à la résistance :

On vérifie la lisse à la résistance sans tenir compte du nouveau poids propre du moment qu'il est proche de la valeur estimée.

V .5.6.1 Vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes dans la lisse sous la combinaison la plus défavorable suivante :

$$\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_n}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y} \leq \sigma_e$$

$$\frac{4}{3}M_G = \frac{4}{3} \times 255,39 = 340,25 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad \frac{3}{2}M_{V_n} = \frac{3}{2} \times 1228,17 = 1842,25 \text{ kgm}$$

$$\sigma = \frac{1842,25 \times 10^7}{195} + \frac{340,25 \times 10^7}{32,1} = 2004,71 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Il n'y a pas lieu de faire une vérification aux contraintes de cisaillements parce que ces dernières sont généralement très faibles vis à vis de e .

V .5.6.2 Vérification à la flèche :

Elle est à vérifiée sous une charge non pondérée :

$$G = 42,42 \text{ kg/ml} \quad \text{et} \quad V_n = 204 \text{ kg/ml}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times l^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{204 \times 10^{-2} \times 6,94^4}{2,1 \times 10^6 \times 1949} = 0,057 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{6,94}{200} = 3,47 \text{ cm}$$

$f_x < f_{ad}$ la condition de flèche est vérifiée dans le plan de l'âme

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{G \times l^4}{E.I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{42,42 \times 10^{-2} \times 6,94^4}{2,1 \times 10^6 \times 169,7} = 0,001 \ll f_{ad}$$

$$f_y < f_{ad}$$

la condition de flèche est vérifiée dans le plan perpendiculaire à l'âme

Conclusion : Le profilé choisi (UAP 200) convient comme lisse de bardage.

V.6 Calcul des potelets.

V .6.1-Introduction

Ce sont des éléments secondaires prévus sur le pignon pour réduire la portée entre Les poteaux et diminuer la portée de la tôle supportant les panneaux isolants.

Ils sont sollicités en flexions composée :

{ Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.

{ Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre de la tôle ondulée, des panneaux isolants, et celui du potelet lui même.

Après plusieurs simulations

V .6.2-Evaluation des charges et surcharges :

V .6.2.a- charges permanentes (G) : (charge concentrée)

$G =$ poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propre du bardage

Bardage 15,21Kg/m²

Poid propre de la Lisse 25,1kg/m²

Poid propre de potelet (a déterminé)

V .6.2.b- surcharge climatiques : (dans le plan de l'âme)

Surcharge du vent (V).....129Kg/m²

$V_n = 129 \times 6,25 = 749,49 \text{ kg/ml}$

Avec 6,25m : l' entre axe des potelets

V .6.3- Principe de dimensionnement :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

V .6.3.1-Condition de flèche :

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré).

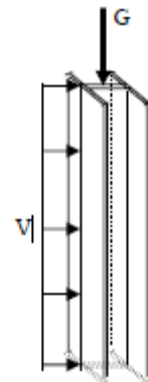
$$f_X = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

l : longueur du potelet le plus chargé

$$I_x > \frac{1000}{384} \times \frac{V_n \cdot L^3}{E}$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_x supérieure ou égale à la valeur trouvée.

$$f_X = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} \leq \frac{l}{200}$$



$l=11m$ longueur plus chargé

$$I_x > \frac{1000}{384} \times \frac{V_n \cdot L^3}{E} = \frac{1000 \times 749,49 \times 10^{-2} \times 1100^3}{384 \times 21 \times 10^5}$$

$$= 13307,52 \text{ cm}^4$$

Donc on a choisi IPE360

Avec les Caractéristiques suivantes :

IPE360										
p (kg/m)	h (mm)	b (mm)	i_y (cm)	t_f (mm)	i_x (cm)	A (cm ²)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	w_x (cm ³)	w_y (cm ³)
57,1	360	170	3,79	12,7	14,85	72,7	16265,6	1043,2	90,36	122,7

V .6.3.2- Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{9}{8} (K\sigma + K_d \times \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$$

$k_d = 1,0$: le déversement est empêché par la présence du bardage tout le long de la longueur du potelet.

❖ V .6.3.2.a-Contrainte de flexion : $\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x}$

$$M_x = \frac{V_n \times l^2}{8} = \frac{749,49 \times 11^2}{8} = 11336,03 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{11336,03 \times 10^2}{122,73} = 9236,56 \text{ kg/cm}^2$$

❖ V .6.3.2.b-Contrainte de compression :

$$\sigma = \frac{G}{A}$$

Poids des lisses (IPE 360) : $25,1 \times 6,25 = 156,87 \text{ kg}$

Poids du bardage : $15,21 \times 11 \times 6,25 = 1045,69 \text{ kg}$

Poids propre du potelet : $57,1 \times 11 = 628,1 \text{ kg}$

$$G = (156,87 + 1045,69 + 628,1) = 1830,66 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{G}{A} = \frac{1830,66}{72,7} = 25,18 \text{ kg/cm}^2$$

❖ V .6.3.2.c-Les élancements :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{1100}{14,85} = 74,07 \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{3,79} = 52,77 \end{array} \right.$$

$\lambda_{\max} = \lambda_x = 74,07 \rightarrow K = 0,3$ (tableau) Le plan de flambement est le plan de flexion

❖ Sous la combinaison (G+V_e) :

$$\begin{aligned} \frac{9}{8} \left(K\sigma + K_d(1,75 \times \sigma_{fx}) \right) &= \frac{9}{8} (0,3 \times 25,18 + 1,0(1,75 \times 9236,56)) \\ &= 18192,97 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \end{aligned}$$

❖ Sous la combinaison (4/3G+3/2V_n) :

$$\begin{aligned} \frac{9}{8} \left(K \frac{4}{3} \sigma + K_d \frac{3}{2} \sigma_{fx} \right) &= \frac{9}{8} ((0,3 \times 1,33 \times 25,18) + (1,0 \times 1,5 \times 9236,56)) \\ &= 15597,99 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \end{aligned}$$

Conclusion : le profilé choisi (IPE 360) convient comme potelet

V.7... Etudes des escaliers

V.7.1-Introduction

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.

V.7.2- Pré dimensionnement

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.

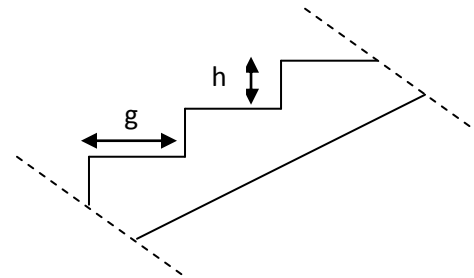
Dans notre cas et d'après le plan d'architecturale on a :

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

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

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

$$\iff \begin{cases} h=17 \text{ cm} \\ g=30 \text{ cm} \end{cases}$$



V.7.2.1- Nombre de contre marches

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

Avec :

- n : nombre de contre marche
- H : hauteur d'étage : 595cm
- h : hauteur de contre marche = 17 cm

$$n = \frac{595}{17} \iff n=35$$

V.7.2.2- Longueur de la ligne de foulée

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

$$L = \left(\frac{35}{2} - 1\right) \cdot 0,30 \iff L = 4,95 \text{ m}$$

V.7.2.3- Epaisseur du palier

$$L = 4,95 \text{ m} = 495 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \iff \frac{495}{20} \leq e \leq \frac{495}{15}$$

$$24,7 \leq e \leq 33 \iff e = 25 \text{ cm}$$

V.7.2.4 -Epaisseur de la paillasse

L = 4,95 m = 495 cm

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \iff \frac{495}{30} \leq e \leq \frac{495}{20}$$

$$16,5 \leq e \leq 24,7 \iff e = 17 \text{ cm}$$

V.7.2.5 -Calcul de l'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{3,22}{5,7} = 0,56$$

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

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

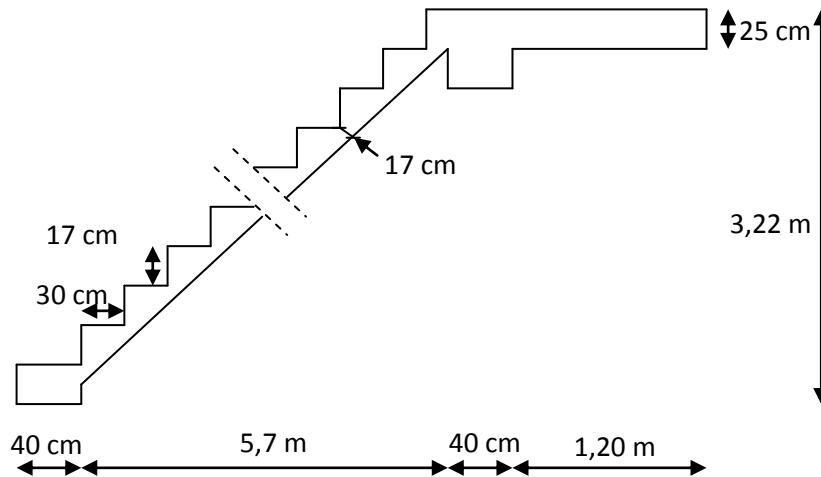


Fig VI.9 : Dimensions de l'escalier

V.7.3-Descente de charge

V.7.3.1- La paillasse

Types		Charges permanentes
Poids propre (e=21cm)	0,21x 2500 x1,20/cos(32,51)	747,07Kg/ml
Poids marches- contre marches (e=17cm)	2500x0, 17x0, 5x1, 20	255Kg/ml
Carrellage	0,03x 2200x1,20	79,2Kg/ml
Mortier de pose	0,03x2000x1, 20	72Kg/ml
Enduit sous plafond	36x1, 20	43,2Kg/ml
		G ₅ =1196,47 Kg/ml
		Surcharge d'exploitation
	250x1, 20	Q ₅ = 300 Kg/m ²

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

V.7.3.2 -Palier d'escalier

Types		Charges permanentes
Poids propre (e=21cm)	0,21 x 2500 x 1,20	630Kg/ml
Carrellage	0,03x 2200x1,20	79,2Kg/ml
Mortier de pose	0,03x2000x1, 20	72Kg/ml
Enduit sous plafond	36x1, 20	43,2Kg/ml
		G ₄ =824,4 Kg/ml
		Surcharge d'exploitation
	250x1, 20	Q ₄ =300 Kg/m ²

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

V.7.3.3 -Combinaison d'action

	ELU	ELS
Combinaison	1,35G + 1,5Q	G + Q
Paillasse (KN/ml)	20,65	14,96
Palier d'escalier (KN/ml)	15,62	11,24

Tab I.8 : Récapitulation des combinaisons d'actions.

V.7.4-Détermination des efforts internes

V.7.4.1-.1 E.L.U

V.7.4.1.a-Calcul des réactions d'appuis

$$\sum M_F / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 6,9 + q_{u1} \cdot \frac{5,7^2}{2} + q_{u2} \cdot 1,2 \cdot (l_1 + \frac{l_2}{2}) = 0$$

$$\Leftrightarrow -R_B \times 6,9 + 20,65 \cdot 16,24 + 15,62 \cdot 7,6 = 0$$

$$R_B = 65,08 \text{ KN}$$

$$R_A = (q_{u1} \cdot 5,7 + q_{u2} \cdot 1,20) - R_B$$

$$R_A = 136,44 - 65,08$$

$$R_A = 71,36 \text{ KN}$$

❖ Vérification

$$\sum F_v = R_A + R_B - (q_{u1} \cdot 5,70 + q_{u2} \cdot 1,20) = 0 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

V.7.4.1.b-Détermination des moments fléchissants et des efforts tranchants

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

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

$$M(x) = 71,36 x - 20,65 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(5,70) = 71,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

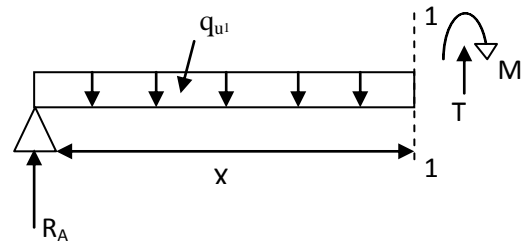
$$M'(x) = 71,36 - 20,65 \cdot x = 4,55 \text{ m} \in [0,5,70]$$

$$M_{\max} = M(4,55) \longleftrightarrow M_{\max} = 110,9 \text{ KN.m}$$

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

$$T(x) = 71,36 - 20,65 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 71,36 \text{ KN} \\ T(5,70) = -46,34 \text{ KN} \end{cases}$$



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

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

$$M(x) = 65,08 x - 15,62 \cdot \frac{x^2}{2}$$

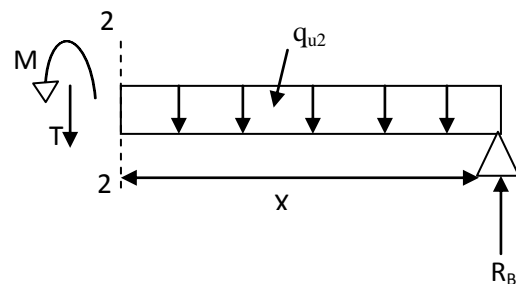
$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,20) = 66,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 65,08 - 15,62 \cdot x = 4,16 \text{ m} \in [0,1,20]$$

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

$$T(x) = -65,08 + 15,62 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = -65,08 \text{ KN} \\ T(1,20) = -46,33 \text{ KN} \end{cases}$$



V.7.4.2-E .I.S

V.7.4.2.a-Calcul des réactions d'appuis

$$\sum M_F / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 6,9 + q_{u1} \cdot \frac{5,7^2}{2} + q_{u2} \cdot l_2 \cdot (l_1 \cdot \frac{l_2}{2}) = 0$$

$$\Leftrightarrow -R_B \times 5,1 + 14,96 \cdot 16,24 + 11,24 \cdot 7,6 = 0$$

$$R_B = 47,59 \text{ KN}$$

$$R_A = (q_{u1} \cdot 5,70 + q_{u2} \cdot 1,20) - R_B$$

$$R_A = 98,76 - 47,59$$

$$R_A = 51,17 \text{ KN}$$

V.7.4.2.b-Détermination des moments fléchissants et des efforts tranchants

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 5,70\text{m}$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(5,70) = 48,64 \text{ m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 51,17 - 14,96 \cdot x = 3,42\text{m} \in [0,5,70]$$

$$M_{\max} = M(3,42) \longleftrightarrow M_{\max} = 87,51 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} T(0) = 51,17\text{KN} \\ T(5,70) = -34,10 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,20) = 49,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 47,59 - 11,24 \cdot x = 4,23 \text{ m} \notin [0,1,20]$$

$$\begin{cases} T(0) = 47,59 \\ T(1,20) = -34,10 \text{ KN} \end{cases}$$

V.7.4.3-Récapitulation des moments et efforts tranchants

	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)	110,9	87,51
T_{\max} (KN)	71,36	51,17

Tab.VI.9 Récapitulation de M et T

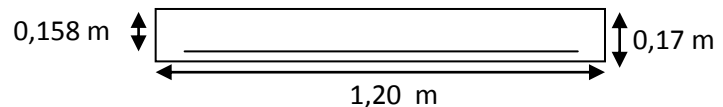
V.7.4.4-Détermination du ferrailage

$$b=1,20 \text{ m}$$

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

$$d= 0,9 \times h = 0,9 \times 17$$

$$d= 15,3 \text{ cm}$$



❖ Les contraintes

$$\bullet \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

V.7.4.4.1 ELU

a. En travée

$$M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \cdot 110,9 = 94,65 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Moment ultime réduit**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94,65 \cdot 10^{-3}}{1,20 \cdot 0,158^2 \cdot 14,17} = 0,22$$

- **Section d'armature**

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

$$\alpha = 0,314$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,158 (1 - 0,4 (0,314))$$

$$z = 0,138 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{94,65 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,138}$$

$$A_{st} = 19,92 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 10T16 = 20,11 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

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

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 1,20 \times 0,158 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 2,29 \text{ cm}^2$$

$$\longleftrightarrow A_{st} > A_{\min} \text{ Condition. Vérifiée}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{20,11}{4} = 5,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

b. En appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_{\max} = 0,5 \times 110,9 = 55,45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Moment ultime réduit**

$$\mu_u = 0,130$$

- **Section d'armature**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,325 \\ z = 0,137 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{55,45 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,137}$$

$$A_{st} = 11,63 \text{ cm}^2$$

On prend $6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$11,63 > 2,29 \text{ cm}^2 \iff A_{st} > A_{\min} \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

V.7.4.4.2-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

$$\gamma = \frac{110,9}{87,51} = 1,27$$

$$\alpha \leq \frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{appuis}} \leq \alpha \iff 0,314 \leq 0,38 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

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

b-En appuis

$$\gamma = \frac{110,9}{87,51} = 1,27$$

$$\alpha \leq \frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{appuis}} \leq \alpha \iff 0,325 \leq 0,38 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

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

V.7.4.4.3-Vérification au cisaillement

$T_{\max} = ,KN$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} ; \tau_u = \frac{71,36 \cdot 10^{-3}}{1,20 \cdot 0,158}$$

$$\tau_u = 0,376 \text{ MPa}$$

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

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

V.7.4.4.4-Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \iff \frac{5,95}{7,95} > \frac{1}{16}$$

$$0,75 > 0,0625 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

Avec :

h : hauteur de la cage d'escalier = 5,95 m

l : distance entre appuis = 7,95 m

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

$$\frac{5,95}{7,95} > \frac{1}{18} \times \frac{87,51}{110,9}$$

$$0,75 > 0,044$$

Condition. Vérifiée

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

$$\frac{11,63 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,158} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$0,0065 \leq 0,0105$$

Condition. Vérifiée

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

VI.1 Introduction

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

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

Le calcul sismique se fait selon le "Règlement parasismique Algérien" -RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul:

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

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

VI.2 Principe de la méthode

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

VII.3 Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

- ✓ Pour Tlemcen Zone sismique : I
- ✓ Groupe d'usage : 1A
- ✓ Site : catégorie S2
- ✓ Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,15$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

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

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif :

$$\xi = 4\% \quad \text{d'après le tableau 4.2 du RPA 99,}$$

$$\rightarrow \eta = 1.85$$

- ✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement :
Ossature contreventée par portiques auto stables ordinaires

$$\rightarrow R = 4$$

- ✓ **Q** : facteur de qualité donnée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan		0.05
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.1

$$\sum P_q = 0.25$$

Tableau.VI.1 :Spectre de réponse

$$Q = 1 + \sum P_q = 1.25$$

- ✓ T1, T2 : Périodes caractéristiques associées la catégorie du site :

Pour un site de catégorie S2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{array} \right.$$

VI.4 Analyse dynamique de la structure

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

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

VI.4.1 Modélisation de la structure

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

On a fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel SAP2000. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de géni civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

VI.4.1.1-Etapes de la modélisation de la structure :

- ✚ Opter pour un système d'unités (KN et m),
- ✚ Définition de la géométrie de base,
- ✚ Définition des matériaux,
- ✚ Eléments structuraux constituant la structure

VI.4.1.2-Définition des sections :

<i>Eléments de la structure</i>	<i>Profilés</i>
Poteaux	PRS (300 500) HEA(450)
Poutres	PRS (700 500)
Potelets	IPE360
Pannes	Z (200 70 2.5)
Lisses	UAP 200
Diagonale	2L/80.80.8

Tableau.VI.2 : définition des sections

Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies,

5. Définition des charges à appliquer,
6. Introduction du spectre de réponse,
7. Définition des combinaisons de charges,
8. Définition des conditions aux limites,
10. Lancer l'analyse.

VI.4.1.3-Analyse modale

Modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un L'analyse séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse. Ce type d'analyse peut être appliqué à tout types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisant à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les donnés suivants :

Zone : I
 Groupe d'usage : 1A
 Coefficient de comportement : 4
 Amortissement : 4%

Facteur de qualité : 1 ,25
 Site : S2

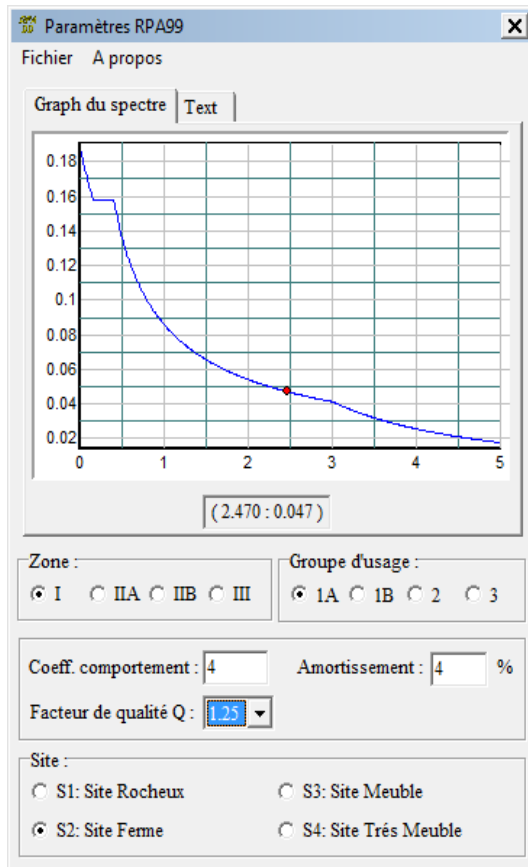


Fig.VI.2 :spectre de reponse

VI.5 Vérification de la structure

VI.5.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel SAP2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel SAP2000 : T = 0,96 s

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = Ct \cdot h_N^{3/4} \quad (VI.1)$$

Avec :

Ct : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de

remplissage : Pour des contreventements assurés par des palées triangulées

$$CT = 0,085$$

$$h_N \sim 17m$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$D'où : T = 0.085 \cdot 17.00^3/4 = 0.71s$$

Donc :

$$0,96 > T + 30\%T = 0,92$$

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible.

VI.5.2 Vérification de la force sismique à la base :

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

$$V_t > 0,8 V$$

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

Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 3119,15 \text{ KN}$

Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 2901,43 \text{ KN}$

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

$\xi = 4\%$

$$\eta = [7/(2 + \xi)] = 1,08 \quad \eta = [7/(2 + \varepsilon)]^{1/2}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

On à : $T_2 \leq T \leq 3,0S$ donc

$$D = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 1,84$$

Q : Facteur de qualité

$$Q = 1,25$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

$$R = 4$$

W : Poids total de la structure (calculé par SAP2000)

$$W=390000 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0,15 \times 1,84 \times 1,25}{4} \times 390000 = 33637,5 \text{ KN}$$

	Vt (KN)	V (KN)	80%V (KN)	Vt > 80%V
V _x	3119,15	33637,5	26910	Vérifiée
V _y	2901,43	33637,5	26910	Vérifiée

Tableau VI.3 Résultante des forces sismiques à la base

VI .5.3 Vérification des déplacements :

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

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

Avec :

- ✓ δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques.
- ✓ R : Coefficient de comportement Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Niveau	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% δ_k (cm)	Condition
Etage/toiture	2,55	4	10,2	17	Vérifier

Tableau VI.4 : Déplacement relatifs dans le sens (x-x).

Niveau	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% δ_k (cm)	Condition
Etage/toiture	1,35	4	5,4	17	Vérifier

Tableau VI.5 : Déplacement relatifs dans le sens (y-y).

CHAPITRE VII : ETUDE DES CONTREVENTEMENTS

VII.1. Introduction :

Les stabilités ont pour fonctions principales de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage. L'importance des stabilités est très grande, elles représentent le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage.

Les palées de stabilité de notre bâtiment sont des systèmes de triangulations en Croix (X).

Dans la mesure du possible, on doit veiller à une disposition répartie et homogène, à chaque niveau, au moins trois contreventements autour du bâtiment.

Pour une file de poteaux donnée, la croix peut être disposée à une extrémité ou vers le milieu. Pour ce dernier cas, le comportement de la structure aux phénomènes de dilatation sera plus performant car les longueurs de part et d'autre de la palée étant réduits, la résistance sera moindre.

VII.2 Dimensionnement des éléments de contreventement :

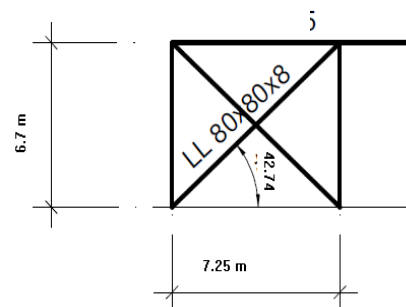
VII.2.1 Contreventement verticaux : (Palée de stabilité) :

Les barres des contreventement verticaux sont sollicitées par un effort de traction $N_{t,sd}$, donc :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{t,Rd} \rightarrow (5.13 \text{page } 61 \text{ CCM } 97) \quad N_{t,sd} \leq$$

$N_{t, sd}=410 \text{ KN}$ sous la combinaison $1,35G+1,5Q$ selon logiciel SAP2000



avec : $N_{t,Rd}$: effort de traction résistant

$$N_{t,Rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{t, sd} < N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A_{min} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_{min} = \frac{410000 \times 1,1}{23500} = 19,19 \text{ cm}^2$$

Choix des profiles : Une double cornière à ailes égales 2L 80.80.8 $A=24,54 \text{ cm}^2$

	Dimensions			Masse Par mètre	Aire de la section		Caractéristique de calcul Axe xx=Axe yy		
	a mm	b mm	e mm		P (kg/m)	A brute cm ²	A nette cm ²	I _x =I y cm ⁴	i _x = i _y cm
Cornier à aile égales L 80 80 8	80	80	8	19,26	24,4	19,6	145,4	2,73	25,2

- Pour la section nette :
4 boulons de Ø24 au droit des trous de fixation
 $A_{net} = A - 4 \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) = 19,64 \text{ cm}^2$

Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 19,64 \times 36}{1,25} = 509,06 \text{ KN}$$

Résistance plastique de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,64 \times 23,5}{1,1} = 419,58 \text{ KN}$$

résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24,54 \times 23,5}{1,1} = 524,26 \text{ KN}$$

Vérification

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

$$\text{Avec : } N_{t,Rd} = \text{Min}(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd})$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 419,58 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} \rightarrow 410 \text{ KN} < 419,58 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2L80,80,8 → Le bon choix

VII.2.1 .1 Calcul de la longueur de la diagonale :

$$\cos \beta = \frac{7,25}{l} \Rightarrow l = \frac{7,25}{\cos 42,74}$$

$$\text{danc } l = 9,87 \text{ m}$$

VII.2.1.2. Vérification de la diagonale comprimée :

Les diagonales comprimées doivent résister en vérifiant la condition suivante :

$$N_{C \text{ Sd}} \leq N_{C \text{ Rd}}$$

$$\text{Avec : } N_{C \text{ Rd}} = \chi \times \frac{\beta_A A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

VII.2.1.3 Vérification de l'élancement (λ) :

D'après CTCM, puisqu'on utilise un gousset au niveau de l'intersection des deux diagonales et on prend la demi-longueur comme longueur de flambement.

$$\text{Il faut vérifier que : } \lambda = \frac{l}{i} \leq 250$$

$$\lambda = \frac{l}{i} \text{ tel que } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

l : longueur de flambement

i : rayon giration minimal

I : l'inertie minimale

$$l = \frac{l_0}{2} = \frac{987}{2} = 493,5 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{145}{24,54}} = 2,43 \text{ D'ou que } \lambda = \frac{493,5}{2,43} = 203,08 < 250$$

VII.2.1.4 L'élancement réduit :

$$\tilde{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{avec : } \lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \lambda_1 = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\tilde{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{203,08}{93,9} = 2,16 > 0,2 \quad \text{il faut vérifier le flambement}$$

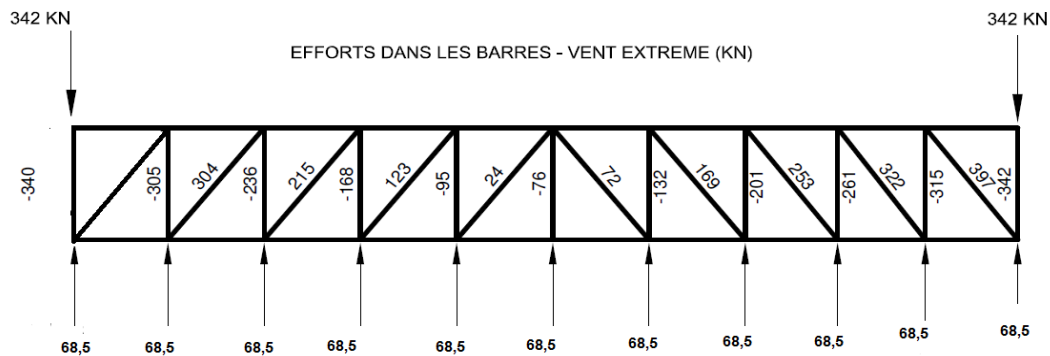
la courbe de flambement associé (celon CCM): C $\Rightarrow \chi = 0,1803$ et $\alpha = 0,49$

$$N_{C Rd} = \chi \times \frac{\beta_A A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec : } \beta_A = 1 \text{ section de classe 1}$$

$$N_{C Rd} = 0,1803 \times \frac{1 \times 24,54 \times 235}{1,1} = 945,24 \text{ KN}$$

$$N_{C Sd} \leq N_{C Rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2.2 Contreventement horizontaux : (poutre au vent)



Après un calcul automatique ; on utilisant SAP2000 ; on a obtenu les résultats des sollicitations ; on a trouvé que le cas le plus défavorables des montants avec :
 $N_p = -76 \text{ KN}$; et les diagonales : $N_p = 322 \text{ KN}$.

VII.2.2 .1 Section de la diagonale :

$$A = \frac{N_p}{f_y} = \frac{322}{23,5} = 13,70 \text{ cm}^2$$

Soit : 2L70.70.7 (A = 18,80 cm²) ; (i_x = i_y = 2,12 cm).

VII.2.2 .2 Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N_p}{A} = \frac{322}{18,80} = 17,12 \text{ KN/cm}^2 \leq 23,5 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

→ La diagonale de section **2L70.70.7** est suffisant

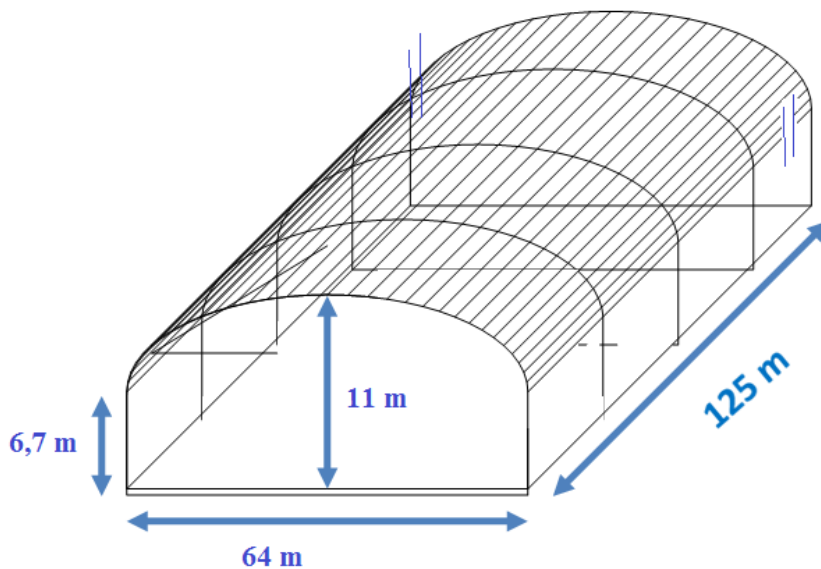
Chapitre VIII

Etudes des éléments porteurs

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deçà des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement « **Eurocode 3** »



1-Données de base

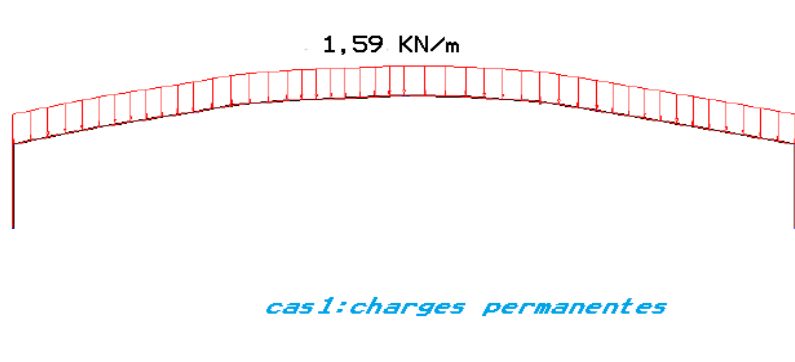
- Longueur totale : $b = 125,00 \text{ m}$
- Espacement : $s = 7,25 \text{ m}$
- Portée : $d = 64,00 \text{ m}$
- Hauteur au faîtage : $h = 11,00 \text{ m}$
- Pente de la toiture : $\alpha = 7,2^\circ$

2. Charges sur portique:

■ Charges permanentes :

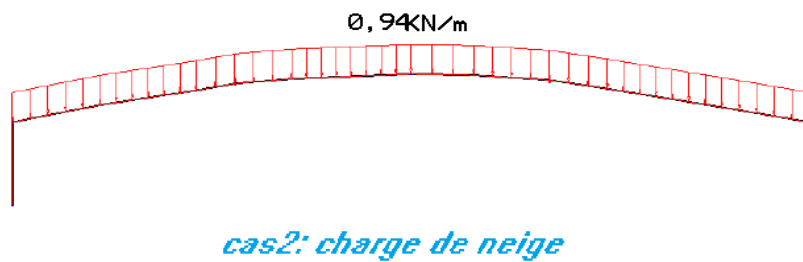
- Poids propre de la poutre
- Couverture avec pannes $\left(\begin{array}{l} \text{Poids propre pannes } \sim 6,68 \text{ daN/m}^2 \\ \text{Panneaux sandwich } \sim 15 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right)$

pour un portique courant : $G = (0,68 + 0,15) \times 7,25 = 1,59 \text{ kN/m}$



■ Charge de neige

Valeur caractéristique de la charge de neige sur la toiture en kN/m

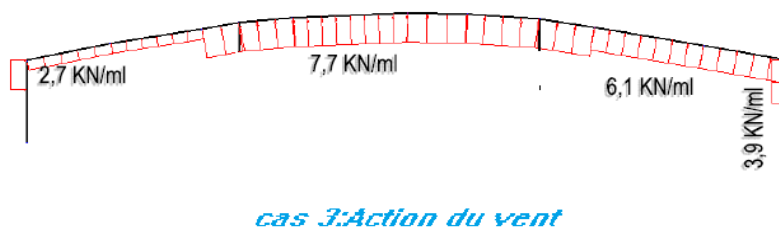


$$N=0,13\text{KN/m}^2$$

$$\text{pour un portique courant : } N= 0,13 \times 7,25 = 0,94\text{KN/m}$$

■ Action du vent

Valeurs caractéristiques en kN/m de la charge de vent pour un portique Courant



Combinaisons ELU :

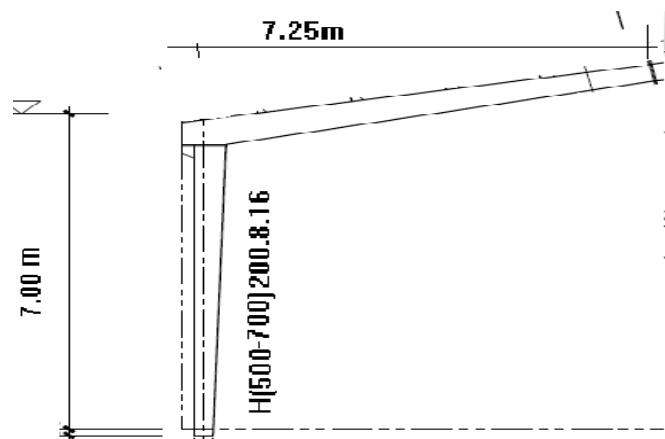
$$1,35G+1,5V=13,61\text{KN/m}$$

$$1,35G+1,5N=3,55\text{ KN/m}$$

Combinaisons ELS :

$$G+V=9,29\text{ KN/m}$$

$$G+N=2,53\text{ KN/m}$$

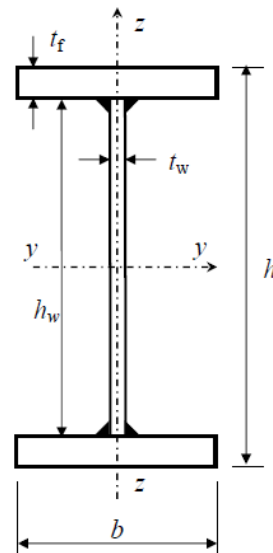
**VIII.3-caractéristique du portique :**

Poteau :

PRS - Nuance S355 ($\varepsilon = 0,81$)

◆ **Propriétés de section maximale :**

Hauteur totale	$h = 732\text{mm}$
Hauteur de l'âme	$h_w = 700\text{ mm}$
Largeur semelle	$b = 200\text{ mm}$
Epaisseur de l'âme	$t_w = 8\text{ mm}$
Epaisseur semelles	$t_f = 16\text{ mm}$
Gorge du cordon	$a = 3\text{ mm}$
Masse linéique	$82,9\text{ kg/m}$
Aire de la section	$A = 117,44\text{ cm}^2$
Moment d'inertie /yy	$I_y = 94742\text{ cm}^4$
Moment d'inertie /zz	$I_z = 2766\text{ cm}^4$
Inertie de torsion	$I_t = 64,51\text{ cm}^4$
Inertie de gauchissement	$I_w = 2,498570\text{ }10^6\text{ cm}^6$
Module élastique /yy	$W_{el,y} = 2707,0\text{ cm}^3$
Module plastique /yy	$W_{pl,y} = 3081\text{ cm}^3$
Module élastique /zz	$W_{el,z} = 230,5\text{ cm}^3$
Module plastique /zz	$W_{pl,z} = 352,8\text{ cm}^3$



◆ **Propriété de la Section médiane (à 3,35m de la base du poteau) :**

Hauteur totale	$h = 632\text{mm}$
Hauteur de l'âme	$h_w = 600\text{ mm}$
Largeur semelle	$b = 200\text{ mm}$
Epaisseur de l'âme	$t_w = 8\text{ mm}$
Epaisseur semelles	$t_f = 16\text{ mm}$
Gorge du cordon	$a = 3\text{ mm}$
Aire de la section	$A = 112,44\text{ cm}^2$
Moment d'inertie /yy	$I_y = 42135,46\text{ cm}^4$
Moment d'inertie /zz	$I_z = 2135\text{ cm}^4$
Inertie de torsion	$I_t = 64,51\text{ cm}^4$

Inertie de gauchissement	$I_w = 2,498570 \cdot 10^6 \text{ cm}^6$
Module élastique /yy	$W_{el,y} = 1764 \text{ cm}^3$
Module plastique /yy	$W_{pl,y} = 1961 \text{ cm}^3$

◆ **Propriétés de la section minimale :**

Hauteur totale	$h = 532 \text{ mm}$
Hauteur de l'âme	$h_w = 500 \text{ mm}$
Largeur semelle	$b = 200 \text{ mm}$
Epaisseur de l'âme	$t_w = 8 \text{ mm}$
Epaisseur semelles	$t_f = 16 \text{ mm}$
Gorge du cordon	$a = 3 \text{ mm}$
Aire de la section	$A = 104,44 \text{ cm}^2$
Moment d'inertie /yy	$I_y = 42135,46 \text{ cm}^4$
Moment d'inertie /zz	$I_z = 2135 \text{ cm}^4$
Inertie de torsion	$I_t = 64,51 \text{ cm}^4$
Inertie de gauchissement	$I_w = 2,498570 \cdot 10^6 \text{ cm}^6$
Module élastique /yy	$W_{el,y} = 1764 \text{ cm}^3$
Module plastique /yy	$W_{pl,y} = 1961 \text{ cm}^3$

VIII.5 .Vérification du poteau :

VIII.5 .1.Efforts sollicitants :

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 sont :

- $N_{Sd} = 524,9 \text{ KN}$ (supposé constant sur toute la longueur)
- $V_{Sd} = 98 \text{ KN}$
- $M_{Sd} = 271,9 \text{ KN}$

VIII.5. 3.Résistance au voilement local sous contraintes normales :

Classement de la section transversale :

Section maximale :

❖ **Classe de l'âme fléchie :**

$$h_w = 700 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$c = 700 - 2 \times \sqrt{2} \times 4 = 688,68 \text{ mm}$$

- Elancement de l'âme : $c / t_w = 86,08 \text{ mm}$

L'âme est fléchie et comprimée. Le rapport des contraintes des fibres extrêmes : $\psi = -1$

La limite pour la Classe 3 est :

$$\frac{42\varepsilon}{(0,67+0,33\psi)} \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

$$\rightarrow \frac{42 \times 0,81}{(0,67-0,33 \times 1)} = 100,05$$

D'où $\frac{c}{t_w} = 86,09 < 100,05 \quad \leftrightarrow \text{L'âme est de Classe 3.}$

❖ Classe de la semelle comprimée :

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

$$c = 91,77 \text{ mm}$$

- L'élanement de la semelle est : $c / t_f = 7,64$

La limite pour la Classe 3 est : $14 \varepsilon = 14 \times 0,81 = 11,3$

D'où $\frac{c}{t_f} = 7,64 < 11,3 \quad \leftrightarrow \text{La semelle comprimée est de classe 3.}$

- ✓ la section maximale (700×200×16×8) est de **Classe 3**

Section médiane :

$$h=450 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$c=438,72 \text{ mm}$$

- L'élanement de la semelle : $\frac{c}{t_w} = 54,84 < 72\varepsilon$

La limite pour la Classe 1 est : $72 \varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,38$

D'où : $\frac{c}{t_w} = 54,84 < 58,38$

- ✓ la section médiane (450×200×16×8) est de **Classe 1**

La section globale est donc de **Classe 3** et le calcul sera conduit en élasticité.

VIII.5. 4.Vérification de Déplacements en tête des poteaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 7 \text{ m} \\ \delta_{max} = 36,9 \text{ mm} = H/190 \quad \text{OK} \end{array} \right.$$

VIII.5. 5.Condition de résistance des sections d'extrémité :

On vérifie la résistance des sections d'extrémité selon EN- §6 .2.9 pour l'interaction

$$M_y + N$$

Section maximale :

$$N_{c,sd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} = 4169 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{M0}} = 961 \text{ KN}$$

$$V_{pl,sd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}} / \gamma_{M0} \quad \text{Avec} \quad A_v = (h - 2t_f) t_w$$

$$V_{pl,sd} = 1095 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{pl,sd} \rightarrow \text{pas d'interaction avec } V_{sd}$$

Donc :

$$\eta_1 = \frac{N_{sd}}{\frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,sd}}{\frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

$$\eta_1 = \frac{524000}{\frac{355 \times 11744}{1,1}} + \frac{271,9 \times 10^6}{\frac{355 \times 2707000}{1,1}}$$

$$\eta_1 = 0,488 \leq 1$$

Condition vérifiée

Section minimale :

$$N_{c,sd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} = 2891 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{c,sd}$$

Condition vérifiée

$$V_{pl,sd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}} / \gamma_{M0} = 357 \text{ KN}$$

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

$$V_{sd} < V_{pl,sd}$$

Condition vérifiée

VIII.5. 6. Vérification de la résistance du poteau au voilement par cisaillement :

$$\frac{h_w}{t_w} = 133 > 72\varepsilon/\eta \quad \text{avec } \eta = 1$$

La résistance au voilement par cisaillement doit donc être vérifiée. → Aucun

raidisseur transversal intermédiaire n'est prévu.

La résistance au voilement par cisaillement est calculée par :

$$V_{b,sd} = V_{bf,sd} + V_{bw,sd} < \eta \frac{f_y h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}$$

$$V_{bw,sd} : \text{la contribution de l'âme} \quad V_{bw,sd} = \frac{\eta f_y h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}$$

$V_{bf,sd}$: la contribution des semelle

La paramètre η utilisé également pour calculer la résistance au cisaillement

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1,2 \rightarrow \text{nuances d'acier jusqu'à Fe 460} \\ \eta=1 \rightarrow \text{au-delà} \end{array} \right.$$

$$V_{bw,sd} = 664 \text{KN}$$

La contribution des semelles peut être ignorée : $V_{bf,sd} = 0$

La contribution des semelles peut être ignorée

$$\frac{V_{sd}}{V_{bw,sd}} = 0,11 < 1$$

Il est à noter que pour $\frac{V_{sd}}{V_{bw,sd}} < 0,5$, l'influence de l'effort tranchant sur la résistance en flexion peut être négligée

VIII.5. 7.Vérification de la résistance au flambement :

La résistance au flambement du poteau est vérifiée en utilisant les critères suivants (pas de flexion par rapport à l'axe faible, $M_{z,Ed} = 0$) :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{yy} \times N_{RK}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{\gamma_{M0} M_{y,RK}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_x \times N_{RK}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \gamma_{M1} M_{y,RK}} \leq 1$$

Les coefficients k_{yy} et k_{zy} est calculé d'après l'Annexe A (EN 1993-1-1).

La longueur de flambement dans le plan peut donc être prise égale à la longueur d'épave.

$$L_{cr,y} = 6,7 \text{ m}$$

En ce qui concerne le flambement hors plan, le poteau est maintenu latéralement à mi-hauteur et à ses deux extrémités.

$$\text{D'où :} \quad L_{cr,z} = 3,35 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_{cr,LT} = 3,35 \text{ m}$$

Résistance au flambement du poteau

VIII.5. 7.1 .Flambement par rapport à l'axe yy :($L_{cr,y} = 6,7$ m)

- Effort normal critique $N_{cr,y}$

La barre étudiée est un élément du poteau..On doit déterminer l'effort normal critique N_{cr} de flambement par flexion du poteau dans le plan du portique

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{(r L_{cr}^0)^2}$$

D'après l'abaque de l'annexe

$$\frac{I_{min}}{I_{max}} = 0.2 \Leftrightarrow r = 0.65$$

La longueur de flambement dans le plan est :

$$L_{cr}^0 = \frac{3+0.7R_j}{3+R_j} \quad \text{le coefficient d'encastrement élastique } R_j = 1$$

$$L_{cr}^0 = 0.92 L = 6,20 \text{ m} =$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \frac{10 \times 210000 \times 9465}{(0,65 \times 620)^2}$$

$$N_{cr,y} = 12066.71 \text{ KN}$$

- l'élancement réduit $\bar{\lambda}_y$ et coefficient χ_y

χ_y : coefficient de réduction pour le flambement par flexion dans le plan de portique

l'aire de la section à mi-longueur de la barre étudiée est $A=99.44 \text{ cm}^2$ et la courbe de flambement associé (selon **EN-Tableau 6.2**) est la courbe b ($\alpha = 0.34$)

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = 1.7 \rightarrow \chi_y = 0,2781 \quad (\text{EN- §6.3.1.2(1)})$$

- calcul de k_{yy}

Avec $C_{m,y,0} = 1.0$ on obtient :

$$k_{yy} = \frac{C_{m,y,0}}{1 - \chi_y \frac{N_{sd}}{N_{cr,y}}} = 1,012$$

On a : $h=700\text{mm}$; $A=117.44\text{cm}^2$; $N_{RK} = 4169\text{KN}$; $M_{y,RK} = 961\text{KNm}$

$$k_{yy} = 1,012 ; \chi_y = 0,2781 ; M_{y,sd} = 271.9\text{KNm} ; N_{sd} = 524.9\text{KN}$$

On trouve la valeur maximale de l'expression

$$\frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{\frac{M_{y,Rd}}{\gamma_{M0}}} = 0.739 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.5. 7.2 .Flambement par rapport à l'axe ZZ: ($L_{cr,z} = m$)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{RK}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- déterminer l'élanement réduit $\bar{\lambda}_z$ et coefficient χ_z :

χ_z : coefficient de réduction pour le flambement par flexion hors-plan

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{crz}}}$$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr,z}^2} = \pi^2 \frac{10 \times 210000 \times 2136}{(3500)^2} = 3610,30KN$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,07 \geq 0,2$$

la courbe de flambement par rapport à l'axe zz est c($\alpha_z = 0,49$)

$$\bar{\lambda}_z = 1,07 \quad \rightarrow \chi_z = 0,4932$$

- calcul k_{zy} :

$$k_{zy} = \frac{C_{mlt,0}}{1 - \chi_z \frac{N_{sd}}{N_{cr,z}}} = 0,528 \quad \text{avec } C_{mlt} = 1$$

VIII.5. 8. Résistance du poteau déversement :

Le moment critique est calculé par :

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right)^2$$

$$I_z = 2136 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 249,85 * 10^3 \text{ cm}^6$$

$$I_t = \frac{1}{3} (h \times t_w^3 + 2 \times b \times t_f^3) = 64,51 \text{ cm}^4$$

$$G = 820 \times 10^3 \text{ KN/cm}^2$$

$$W_{PL} = 1307,26 \text{ cm}^2$$

Application numérique : $M_{cr} = 1679,3 \text{ KNm}$

- d l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ et coefficient χ_{LT}

χ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

χ_{LT} : est le coefficient de réduction pour le déversement

$$\phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

α_{LT} : facteur d'imperfection profilé soudée $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,49$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ely} f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{pour les sections transversales de Classe 3})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{355 \times 2707}{1679,3 \times 10^3}} = 0,583$$

$$\phi_{Lt} = 1/2 [1 + 0,49(0,583 - 0,2) + 0,583^2] = 0,885$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{0,885 + \sqrt{0,885^2 - 0,583^2}} = 0,645$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times N_{RK}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0,480 \leq 1$$

Condition vérifié

Conclusion : La résistance de poteau est satisfaisante

VIII.6.Vérification de la traverse :

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 sont :

- $N_{sd} = 421,5 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 91 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 271,9 \text{ KN}$

VIII.6.1.Résistances des sections d'extrémité :

Classement de la section transversale :

Section maximale :

❖ **Classe de l'âme fléchie :**

$$h_w = 700 \text{ mm et } t_w = 8 \text{ mm}$$

$$c = 700 - 2 \times \sqrt{2} \times 4 = 688,68 \text{ mm}$$

- Elancement de l'âme : $c / t_w = 86,08 \text{ mm}$

L'âme est fléchiée et comprimée. Le rapport des contraintes des fibres extrêmes : $\psi = -1$

La limite pour la Classe 3 est :

$$\frac{42\varepsilon}{(0,67+0,33\psi)} \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

$$\rightarrow \frac{42 \times 0,81}{(0,67-0,33 \times 1)} = 100,05$$

D'où $\frac{c}{t_w} = 86,09 < 100,05 \quad \leftrightarrow \text{L'âme est de classe 3.}$

❖ **Classe de la semelle comprimée :**

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

$$c = 91,77 \text{ mm}$$

- L'élanement de la semelle est : $c / t_f = 7,64$

La limite pour la Classe 2 est : $10 \varepsilon = 14 \times 0,81 = 8,1$

D'où $\frac{c}{t_f} = 7,64 < 8,1 \quad \leftrightarrow \text{La semelle comprimée est de classe 2.}$

✓ la section maximale (700×200×16×8) est de **Classe 3**

Section médiane :

$$\hat{\text{Âme}} : \begin{cases} h_w = 600 \text{ mm et } t_w = 8 \text{ mm} \\ c = 588,72 \text{ mm} \end{cases}$$

Elancement de l'âme : $c / t_w = 73,59 < 124\varepsilon \rightarrow \text{l'âme est de classe 3.}$

$$\text{Semelle} : \begin{cases} b = 200 \text{ mm et } t_f = 16 \text{ mm} \\ c = 91,77 \text{ mm} \end{cases}$$

Elancement de la semelle est : $c / t_f = 5,73 < 9\varepsilon \rightarrow \text{la semelle comprimée est de classe 1.}$

Section minimale :

$$\hat{\text{Âme}} : \begin{cases} h_w = 500 \text{ mm et } t_w = 8 \text{ mm} \\ c = 488,72 \text{ mm} \end{cases}$$

Elancement de l'âme : $c / t_w = 61,09 < 83\varepsilon \rightarrow$ l'âme est de **classe 2**.

$$\text{Semelle : } \begin{cases} b = 200 \text{ mm et } t_f = 16 \text{ mm} \\ c = 91,77 \text{ mm} \end{cases}$$

Elancement de la semelle est : $c / t_f = 5,73 < 9\varepsilon \rightarrow$ la semelle comprimé est de **classe 1**.
La section globale est donc de **Classe 3** et le calcul sera conduit en élasticité.

VIII.6.2.Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

Avec : $\delta = 47,9 \text{ mm}$ (calculé par SAP2000)

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{2500}{200} = 12,5 \text{ cm} \Leftrightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

$$\Leftrightarrow \delta = \frac{l}{522}$$

La flèche est donc vérifiée .

VIII.6. 3.Condition de résistances des sections d'extrémité :

On vérifie la résistance des sections d'extrémité selon « **Eurocode 3- §6 .2.9** » pour l'interaction $M_y + N$

Section maximale : $(700 \times 200 \times 16 \times 8)\text{mm}$

$$N_{C,Rd} = \frac{f_{y \times A}}{\gamma_{M0}} = 4169 \text{ KN}$$

$$M_{y,Rd} = \frac{f_{y \times W_{el,y}}}{\gamma_{M0}} = 961 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}} / \gamma_{M0} \quad \text{avec} \quad A_v = (h - 2t_f) t_w$$

$$V_{pl,Rd} = 1095 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{pl,Rd} \rightarrow \text{pas d'interaction avec } V_{sd}$$

Donc :

$$\eta_1 = \frac{N_{sd}}{\frac{f_{y \times A}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,sd}}{\frac{f_{y \times W_{el,y}}}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

$$\eta_1 = \frac{421500}{\frac{355 \times 11744}{1,1}} + \frac{271,9 \times 10^6}{\frac{355 \times 2707000}{1,1}}$$

$$\eta_1 = 0,404 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Section minimale : (500× 200× 16× 8)mm

$$N_{c,sd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} = 3706,2 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{c,sd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{pl,sd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}} / \gamma_{M0} = 767,36 \text{ KN} \quad \text{avec } A_v = (h - 2t_f)t_w = 3744 \text{ mm}$$

$$V_{sd} < V_{pl,sd}$$

VIII.6.4.Vérification de la résistance au flambement :

La résistance au flambement du poteau est vérifiée en utilisant les critères suivants (pas de flexion par rapport à l'axe faible, $M_{z,Ed} = 0$) :

$$\frac{N_{sd}}{\frac{\chi_y \times N_{Rd}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{\frac{M_{y,Rd}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\frac{\chi \times N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{\frac{\chi_{LT} \times M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Les coefficient k_{yy} et k_{zy} est calculé d'après l'Annexe A (EN 1993-1-1).

VIII.6.4.1.Flambement par rapport à l'axe yy :

- Effort normal critique $N_{cr,y}$

La barre étudiée est un élément du poteau..On doit déterminer l'effort normal critique N_{cr} de flambement par flexion du poteau dans le plan du portique

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{(2L_v)^2} =$$

L_v :longueur de versant =7,25 m

$$N_{cr,y} = \pi^2 \frac{10 \times 210000 \times 9465}{(2 \times 725)^2}$$

$$N_{cr,y} = 92746.73KN$$

- l'élanement réduit $\bar{\lambda}_y$ et coefficient χ_y

l'aire de la section à mi-longueur de la barre étudiée est $A=99.44 \text{ cm}^2$ et la courbe de flambement associé(selon **EN-Tableau 6.2**) est la courbe b ($\alpha = 0.34$)

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = 0,201 \leq 0,2 \rightarrow \text{Les effets du flambement dans le plan peuvent être}$$

ignoré : $\chi_y = 1$

Par conséquent, la résistance au flambement par rapport à l'axe fort est prise égale à la résistance de la section à l'effort axial de compression :

$$N_{c,y,Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} = 4169 \text{ KN}$$

VIII.6.4.2 Flambement par rapport à l'axe zz ($L_{cr,z} = 7,25 \text{ m}$)

En ce qui concerne le flambement hors plan, la traverse est maintenue latéralement tous les 7,25 mètres.

- déterminer l'élanement réduit $\bar{\lambda}_z$ et coefficient χ_z :

χ_z : coefficient de réduction pour le flambement par flexion hors-plan

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{crz}}}$$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr,z}^2} = \pi^2 \frac{10 \times 210000 \times 2136}{(3600)^2} = 3412,50KN$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{11744 \times 355}{3412,5 \times 10^3}} = 1,1$$

Courbe de flambement : c ($\alpha_z = 0,49$)

$$\lambda_z = 1,1$$

$$\phi_z = 0,781$$

$$\chi_z = 0,4842 \leq 1$$

La résistance au flambement par rapport à l'axe faible est :

$$N_{bz,Rd} = \chi_z A f_y / \gamma_{M0} = 0,4842 \times 11744 \times 355 / 1,1 \times 10^{-3} = 2018,68 \text{ KN}$$

VIII.6.5 .Résistance de la traverse au déversement ($L_{cr,LT} = 7,25 \text{ m=L}$)

Le moment critique de déversement est calculé par :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{K \cdot L^2} \times \left\{ \frac{I_w}{I_z} + \frac{K \cdot l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right\}$$

Le coefficient C_1 est fonction du rapport des moments aux extrémités :

$$\left. \begin{array}{l} M_{y,sd} \text{ moment maximum} = 255,7 \text{ KN} \\ M_{y,sd} \text{ moment tronçon gauche} = 196 \text{ KN} \end{array} \right\} \psi = \frac{196}{255,7} = 0,776$$

On obtient $C_1 = 1,01$

$$M_{cr} = 1,01 \times \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2136}{7250 \cdot 10^6} \times \sqrt{\frac{2498570}{2136} + \frac{.7250^2 \cdot 80770 \cdot 645100}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2136 \cdot 10^4}}$$

$$M_{cr} = 1696.093 \text{ KNm}$$

L'élancement réduit pour le déversement est obtenu par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{ely} f_y}{M_{cr}}} = 0,513 \rightarrow \chi_{LT} = 0,7653$$

$$D'où : M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} w_{ely} f_y}{\gamma_{M1}} = 25855,8 \text{ KNm}$$

$$k_{yy} = 1,001$$

$$H = 700 \text{ mm},$$

$$A = 117,44 \text{ cm}^2,$$

$$w_{ely} = 2707 \text{ cm}^3,$$

$$N_{sd} = 421,5 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 271,5 \text{ KN}$$

$$M_{b,Rd} = 25855,8 \text{ KNm}$$

$$N_{bz,Rd} = 2018,68 \text{ KN}$$

$$N_{c,y,Rd} = 4169 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{c,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = 0,957 \leq 1$$

Condition vérifiée

$$\frac{N_{sd}}{\frac{\chi \times N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{\frac{\chi_{LT} \times M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0,902 \leq 1$$

Condition vérifiée

La résistance de poteau est satisfaisante

CHAPITRE X : CALCUL DES FONDATION

X.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

D'après le RPA99 version 2003, les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0,8G \pm E$

Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie (ferraillage)

Mais on se limitera dans notre projet sur le choix du type de la fondation essentiellement a la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol est de **2 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

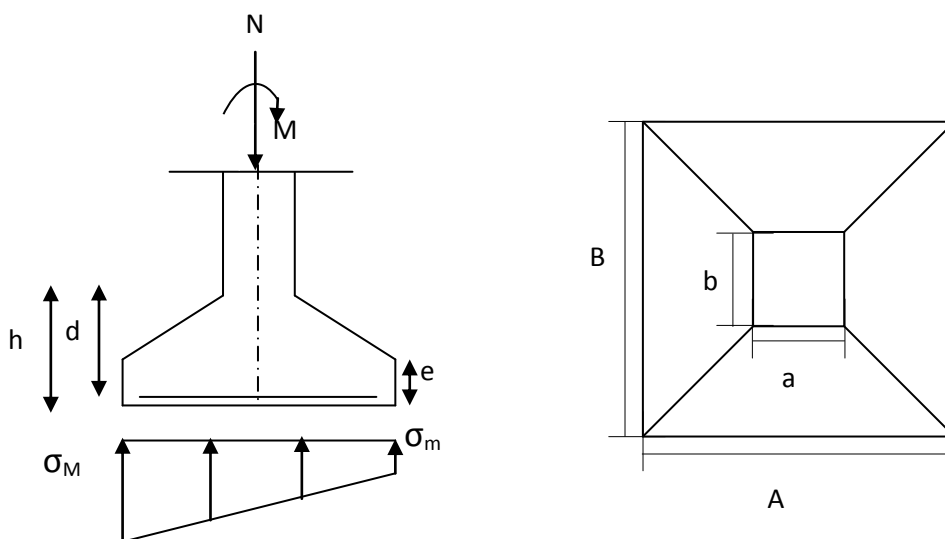


Figure X.1 : Digramme des contraintes agissant sur les fondations

X.2 SEMELLE CENTRALE :**X.2.1 Charges à prendre en considération :**

Selon logiciel SAP 2000, on obtient :

Efforts	ELU	ELS
N_{sd}	209,30 KN	178,50 KN
M_{sd}	8,5 KN.m	3,25 KN.m

Tableau X.1 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle centrale

$$\delta_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

X.2.2 Dimensionnement des semelles :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a : $a = b = 60 \text{ cm}$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}}$$

$$A \times B \geq \frac{178,50}{200} \rightarrow A \times B = 0,89 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A = B = \sqrt{0,89}$$

$$A = B = 0,94 \text{ m}$$

Donc on prend : $A = B = 1 \text{ m}$

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \rightarrow \frac{1-0,60}{4} \leq d \leq 1-0,60$$

$$\rightarrow 0,1 \leq d \leq 0,40$$

On a: $d_{\min} = 30 \text{ cm} \rightarrow d = 35 \text{ cm}$

$$\rightarrow h = d + 5 \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

X.2.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{S} + \frac{Ms}{I/V} = \frac{178,50}{1^2} + \frac{3,25}{1/12} \times 0,5 \quad S=B^2 \quad ; \quad V=\frac{B}{2} \quad ; \quad I=\frac{B^4}{12}$$

$$\sigma_{sol} = 198 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

X.2.4 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{3,25}{178,50} \leq \frac{1}{4}$$

$$e_0 = 0,018 \text{ m} \leq 0,25 \text{ m}$$

*Condition vérifiée***X.2.5 Calcul de ferrailages :****X.2.5.1 Ferrailage dans le sens A et B :**ELU :

$$A_{au} = \frac{N_{sdu}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } \begin{cases} \sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPA} \\ N_{sdu}' = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 233,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{au} = \frac{0,233 \times (1-0,60)}{8 \times 0,60 \times 347,82} = 0,55 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{as} = \frac{N_{sds}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } \begin{cases} \sigma_{sts} = 201,6 \text{ MPA} \\ N_{sds}' = N_{sds} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 199,38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{as} = \frac{0,199 \times 0,40}{8 \times 0,60 \times 201,6} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon RPA 99/version 2003 ($\emptyset 12$) avec un espacement (min 15 cm , max 25 cm)

X.2.5.2 Calcul nombre de barre :

Le choix d'espacement est 20 cm

$$n_a = n_b = \frac{A - 2 \text{ enrobage}}{\text{espacement}} + 1 = 5,6 \quad \text{donc : } 6(\emptyset 12)$$

X.2.5.3 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max (6 \emptyset + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm} , 12 \emptyset + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } e = 21 \text{ cm}$$

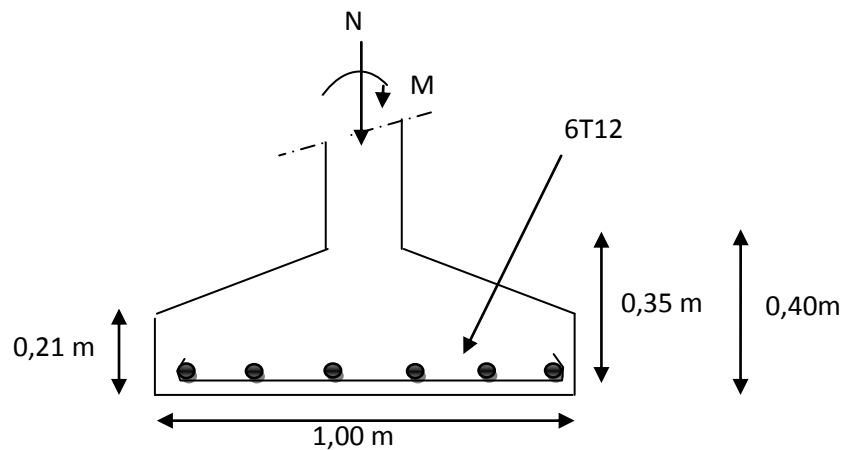


Figure X.2 : Ferrailage de la semelle centrale.

X.3 SEMELLE D'ANGLE :

X.3.1 Charges à prendre en considération :

Selon logiciel SAP 2000

Efforts	ELU	ELS
N_{sd}	140,06 KN	112,32 KN
M_{sd}	7,56 KN.m	5,25 KN.m

Tableau X.2 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle d'angle

$$\delta_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

X.3.2 Dimensionnement des semelles :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a : $a = b = 60 \text{ cm}$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}}$$

$$A \times B \geq \frac{112,32}{200} \rightarrow A \times B = 0,56 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A = B = \sqrt{0,56}$$

$$A = B = 0,74 \text{ m}$$

Donc on prend : $A = B = 0,95 \text{ m}$

$$h = d + 5$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \quad \rightarrow \quad \frac{0,95-0,6}{4} \leq d \leq 0,95-0,6$$

$$0,08 \leq d \leq 0,35$$

$$\text{On a: } d_{\min} = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \quad h = d + 5$$

$$\rightarrow \quad h = 35 \text{ cm}$$

X.3.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{Ns}{S} + \frac{Ms}{I/V} = \frac{112,32}{0,95^2} + \frac{5,25}{1/12} \times 0,47$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 154,06 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{C.V}$$

X.3.4 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_{\text{Sd}}}{N_{\text{Sd}}} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{5,25}{112,32} \leq \frac{0,95}{4}$$

$$e_0 = 0,046 \text{ m} \leq 0,23 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

X.3.5 Calcul de ferrailages :

X.3.5.1 Ferrailage dans le sens A et B :

ELU :

$$A_{\text{au}} = \frac{N_{\text{sdu}}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{stu}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPA} \\ N_{\text{sdu}}' = N_{\text{sdu}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 160,73 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A_{\text{au}} = \frac{0,160 \times (0,95-0,60)}{8 \times 0,60 \times 347,82} = 0,20 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{\text{as}} = \frac{N_{\text{sds}}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sts}} = 201,6 \text{ MPA} \\ N_{\text{sds}}' = N_{\text{sds}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 128,63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A_{\text{as}} = \frac{0,128 \times 0,35}{8 \times 0,60 \times 201,6} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon RPA 99/version 2003 (Ø12) avec un espacement (min 15cm, max 25 cm).

X.3.5.2 Calcul nombre de barre :

Le choix d'espacement est 20 cm.

$$n_a = n_b = \frac{A - 2 \text{ enrobage}}{\text{espacement}} + 1 = 5,72 \quad \text{donc : } 6(\text{Ø}12)$$

X.3.5.3 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max (6 \text{ Ø} + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm} , 12 \text{ Ø} + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } e = 21 \text{ cm}$$

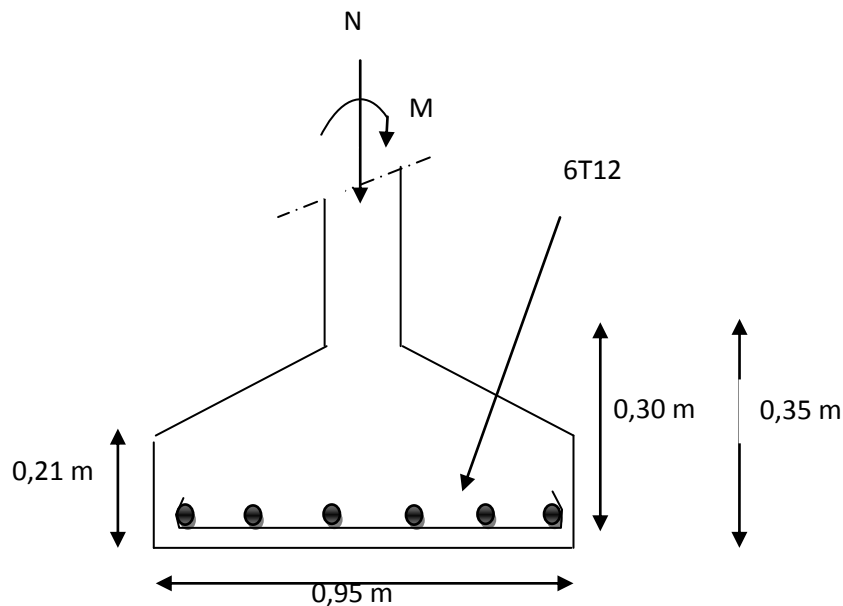


Figure X.3 : Ferrailage de la semelle d'angle.

X.3 SEMELLE INTERMEDIAIRE:**X.3.1 Charges à prendre en considération :**

Selon logiciel SAP 2000

Efforts	ELU	ELS
N_{sd}	326,06 KN	210,62 KN
M_{sd}	5,77 KN.m	3,89 KN.m

Tableau X.2 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle intermediaire

$$\delta_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

X.3.2 Dimensionnement des semelles :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a : $a = b = 60 \text{ cm}$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}}$$

$$A \times B \geq \frac{210,62}{200} \rightarrow A \times B = 1,05 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A = B = \sqrt{1,05}$$

$$A = B = 1,02 \text{ m}$$

Donc on prend : $A = B = 1,20 \text{ m}$

$$h = d + 5$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \rightarrow \frac{1,20-0,6}{4} \leq d \leq 1,20-0,6$$

$$0,15 \leq d \leq 0,6$$

$$\begin{aligned} \text{On a: } d_{\min} = 50 \text{ cm} &\rightarrow d = 50 \text{ cm} \\ &\rightarrow h = d + 5 \\ &\rightarrow h = 55 \text{ cm} \end{aligned}$$

X.3.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} = \frac{210,62}{1,20^2} + \frac{3,89}{1/12} \times 0,6$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 174,27 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{\text{SOL}}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{C.V}$$

X.3.4 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_{\text{Sd}}}{N_{\text{Sd}}} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{3,89}{210,62} \leq \frac{1,20}{4}$$

$$e_0 = 0,018 \text{ m} \leq 0,3 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

X.3.5 Calcul de ferrailages :

X.3.5.1 Ferrailage dans le sens A et B :

ELU :

$$A_{au} = \frac{N_{sdu}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \begin{cases} \sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPA} \\ N_{sdu}' = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 340,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{au} = \frac{0,340 \times (1,20 - 0,60)}{8 \times 0,60 \times 347,82} = 1,22 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{as} = \frac{N_{sds}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \begin{cases} \sigma_{sts} = 201,6 \text{ MPA} \\ N_{sds}' = N_{sds} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 220,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{as} = \frac{0,220 \times 0,6}{8 \times 0,60 \times 201,6} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon RPA 99/version 2003 ($\emptyset 12$) avec un espacement (min 15cm, max 25 cm).

X.3.5.2 Calcul nombre de barre :

Le choix d'espacement est 20 cm.

$$n_a = n_b = \frac{A - 2 \text{ enrobage}}{\text{espacement}} + 1 = 6,5 \quad \text{donc : } 7(\emptyset 12)$$

X.3.5.3 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max(6 \emptyset + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm}, 12 \emptyset + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } e = 21 \text{ cm}$$

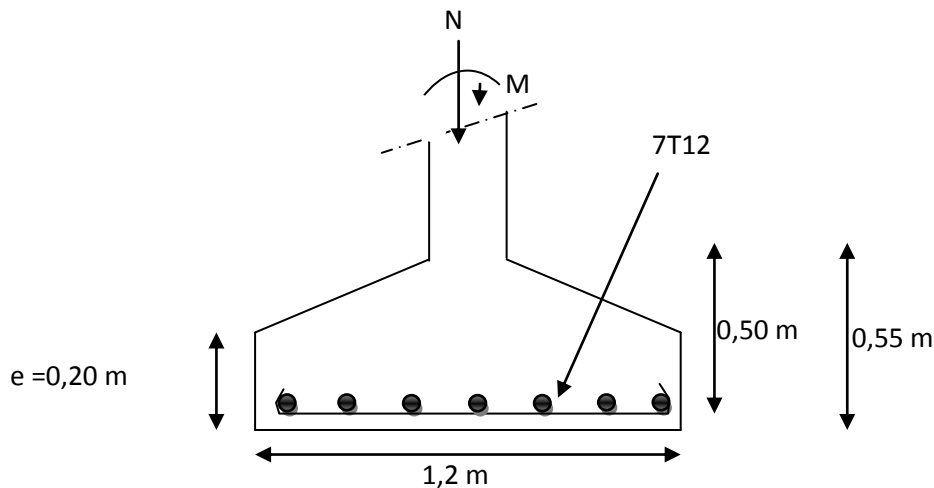


Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle centrale et intermédiaire

X.4 ETUDE DES LONGRINES :

X.4.1 Dimensionnement des longrines :

Longrines sont des éléments d'infrastructure; qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort de traction.

Selon le RPA 99 version 2003 :
les dimensionnements minimaux sont de (25×30) cm².
On prend des longrines de dimensions (30×35) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 Øl).

$$A_{min}=0,6.30.35=6,3\text{cm}^2$$

$$e=18\text{cm}$$

Annexe A

Chapitre III : Etude Climatique

A.1 Effet de la neige :

A.1 Coefficient de forme – toitures cylindriques

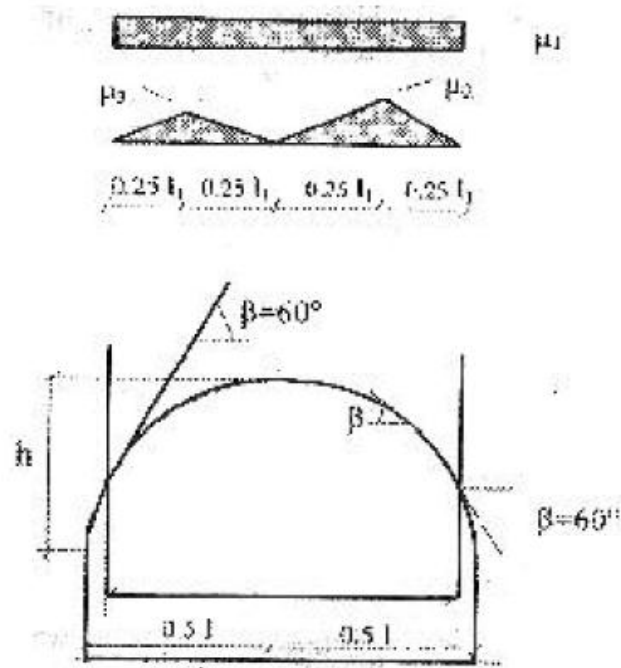


Figure 6.6 : Coefficients de forme - Toitures cylindriques

Les coefficients de forme se calculent comme suit :

$$\begin{aligned} \text{Pour } \beta \leq 60^\circ \quad & \mu_1 = 0.8 \\ & \mu_2 = 0.2 + 10 h / l \text{ avec limitation } \mu_2 \leq 2.0 \text{ (} l \text{ étant la portée de la voûte} \\ & \text{ou coupole, voir figure 6.6)} \\ & \mu_3 = 0.5\mu_2 \end{aligned}$$

$$\text{Pour } \beta > 60^\circ \quad \mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = 0$$

A.2 Effet du vent :

A.2.1 Valeur de $C_T(z)$

Site	$C_f(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de $C_f(z)$

A.2.2 Valeur de la pression dynamique de référence

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau 2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

A.2.3 Définition de catégorie de terrain

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

A.2.4 Valeurs de c_d pour les structures métallique

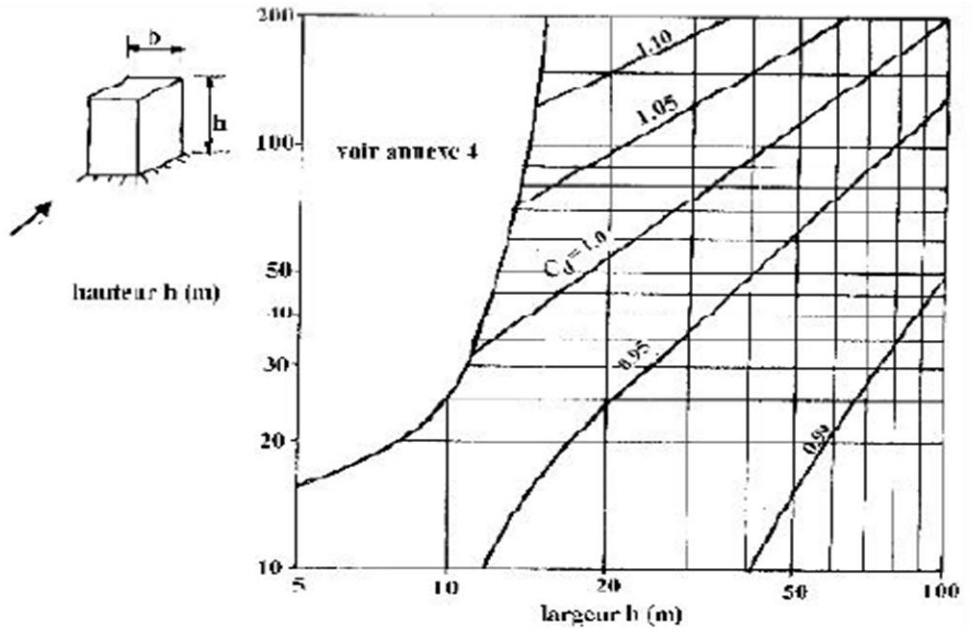


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

A.3 Force de frottement :

A.3.1 Aire de frottement S_{fr}

Type de paroi	Schéma	S_{fr} ou $S_{fr,j}$ (en m^2)
Paroi verticale		$S_{fr,i} = d \times h_j$ $S_{fr} = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$S_{fr} = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$S_{fr} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples-Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$S_{fr} = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$S_{fr} = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$S_{fr} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.2. : Aire de frottement S_{fr}

A.3.2 Valeurs des coefficients de frottements C_{fr}

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

Tableau 2.1. : Valeurs des coefficients de frottement

C_{pe} pour toitures en voûtes de base rectangulaire.

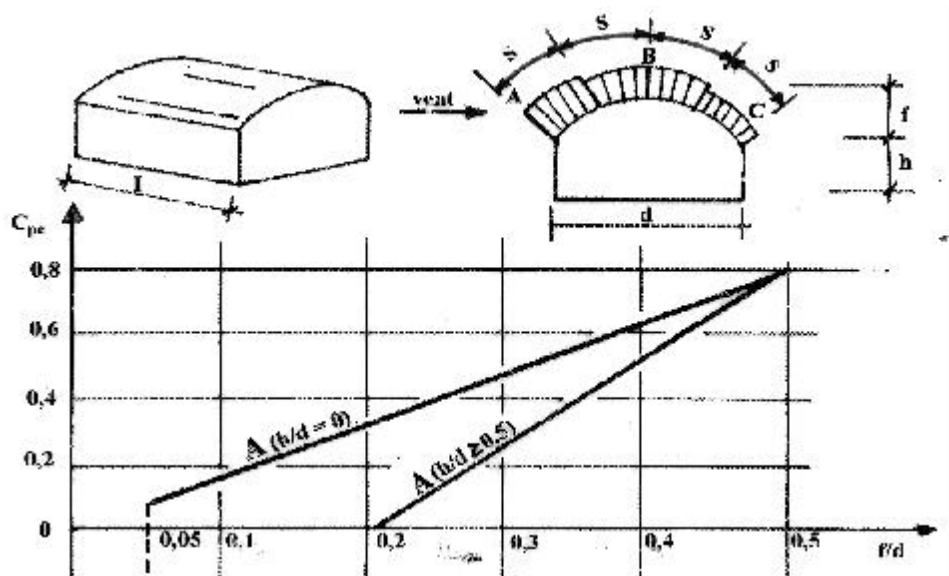


Figure 5.8 : C_{pe} pour toitures en voûtes de base rectangulaire.

Annexe B

Chapitre VI : Étude sismique

C.1 Coefficient d'accélération de ZONE A

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

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

C.2 Pourcentage d'amortissement (ξ)

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

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

C.3 Coefficient de comportement global (R)

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

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

C.4 Valeurs de T_1 et T_2

Tableau 4.7 : Valeurs de T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

C.5 Valeur du coefficient C_T**Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T**

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

Chapitre VIII : Étude des assemblages

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

Caractéristique des boulons

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

Tableau : entraxe des boulons et pinces

CHAPITRE X : CALCUL DES FONDATION

X.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

D'après le RPA99 version 2003, les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0,8G \pm E$

Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie (ferraillage)

Mais on se limitera dans notre projet sur le choix du type de la fondation essentiellement a la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol est de **2 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

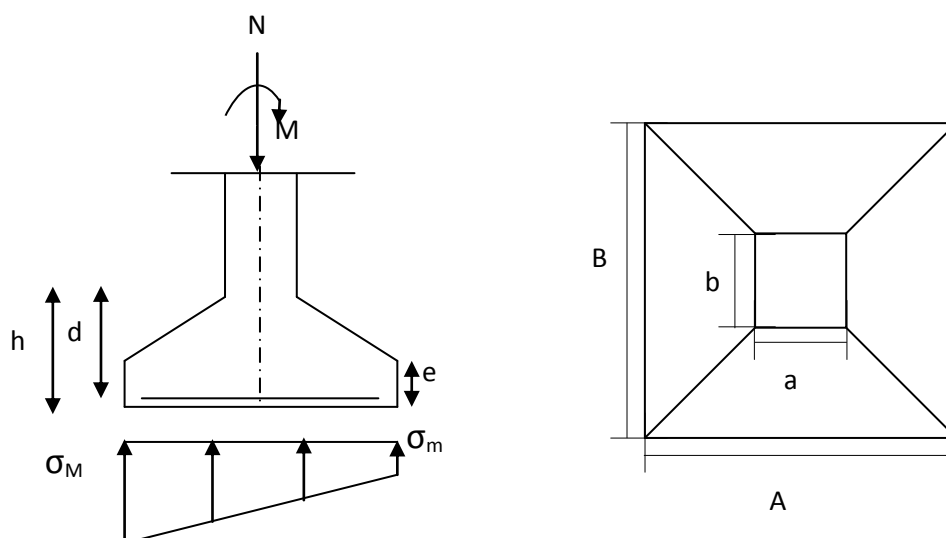


Figure X.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

X.2 SEMELLE CENTRALE :

X.2.1 Charges à prendre en considération :

Selon logiciel SAP 2000, on obtient :

Efforts	ELU	ELS
N_{sd}	209,30 KN	178,50 KN
M_{sd}	8,5 KN.m	3,25 KN.m

Tableau X.1 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle centrale

$$\delta_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

X.2.2 Dimensionnement des semelles :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a : $a = b = 60 \text{ cm}$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{178,50}{200} \rightarrow A \times B = 0,89 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A = B = \sqrt{0,89}$$

$$A = B = 0,94 \text{ m}$$

Donc on prend : $A = B = 1 \text{ m}$

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \rightarrow \frac{1-0,60}{4} \leq d \leq 1-0,60$$

$$\rightarrow 0,1 \leq d \leq 0,40$$

On a: $d_{\min} = 30 \text{ cm} \rightarrow d = 35 \text{ cm}$

$$\rightarrow h = d + 5 \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

X.2.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} = \frac{178,50}{1^2} + \frac{3,25}{1/12} \times 0,5 \quad S=B^2 \quad ; \quad V=\frac{B}{2} \quad ; \quad I=\frac{B^4}{12}$$

$$\sigma_{sol} = 198 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

X.2.4 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{Msd}{Nsd} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{3,25}{178,50} \leq \frac{1}{4}$$

$$e_0 = 0,018 \text{ m} \leq 0,25 \text{ m}$$

*Condition vérifiée***X.2.5 Calcul de ferrailages :****X.2.5.1 Ferrailage dans le sens A et B :**ELU :

$$A_{au} = \frac{N_{sdu}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPA} \\ N_{sdu}' = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 233,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{au} = \frac{0,233 \times (1-0,60)}{8 \times 0,60 \times 347,82} = 0,55 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{as} = \frac{N_{sds}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \sigma_{sts} = 201,6 \text{ MPA} \\ N_{sds}' = N_{sds} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 199,38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{as} = \frac{0,199 \times 0,40}{8 \times 0,60 \times 201,6} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon RPA 99/version 2003 ($\emptyset 12$) avec un espacement (min 15 cm , max 25 cm)

X.2.5.2 Calcul nombre de barre :

Le choix d'espacement est 20 cm

$$n_a = n_b = \frac{A - 2 \text{ enrobage}}{\text{espacement}} + 1 = 5,6 \quad \text{donc : } 6(\emptyset 12)$$

X.2.5.3 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max (6 \emptyset + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm} , 12 \emptyset + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } e = 21 \text{ cm}$$

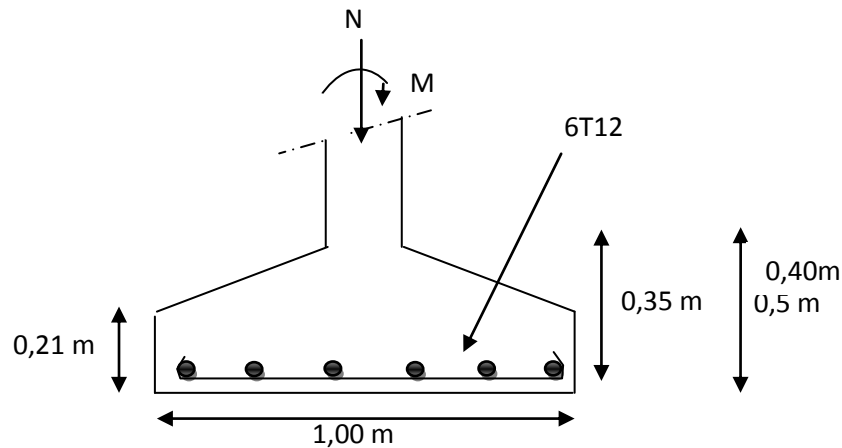


Figure X.2 : Ferrailage de la semelle centrale.

X.3 SEMELLE D'ANGLE :

X.3.1 Charges à prendre en considération :

Selon logiciel SAP 2000

Efforts	ELU	ELS
N_{sd}	140,06 KN	112,32 KN
M_{sd}	7,56 KN.m	5,25 KN.m

Tableau X.2 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle d'angle

$$\delta_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

X.3.2 Dimensionnement des semelles :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

$$\text{On a : } a = b = 60 \text{ cm}$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{112,32}{200} \rightarrow A \times B = 0,56 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A = B = \sqrt{0,56}$$

$$A = B = 0,74 \text{ m}$$

$$\text{Donc on prend : } A = B = 0,95 \text{ m}$$

$$h = d + 5$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \quad \rightarrow \quad \frac{0,95-0,6}{4} \leq d \leq 0,95-0,6$$

$$0,08 \leq d \leq 0,35$$

$$\text{On a: } d_{\min} = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \quad h = d + 5$$

$$\rightarrow \quad h = 35 \text{ cm}$$

X.3.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} = \frac{112,32}{0,95^2} + \frac{5,25}{1/12} \times 0,47$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 154,06 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{\text{SOL}}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

X.3.4 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_{\text{Sd}}}{N_{\text{Sd}}} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{5,25}{112,32} \leq \frac{0,95}{4}$$

$$e_0 = 0,046 \text{ m} \leq 0,23 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

X.3.5 Calcul de ferrillages :

X.3.5.1 Ferrailage dans le sens A et B :

ELU :

$$A_{\text{au}} = \frac{N_{\text{sdu}}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \sigma_{\text{stu}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPA} \\ N_{\text{sdu}}' = N_{\text{sdu}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 160,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{\text{au}} = \frac{0,160 \times (0,95-0,60)}{8 \times 0,60 \times 347,82} = 0,20 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{\text{as}} = \frac{N_{\text{sds}}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \sigma_{\text{sts}} = 201,6 \text{ MPA} \\ N_{\text{sds}}' = N_{\text{sds}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 128,63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{\text{as}} = \frac{0,128 \times 0,35}{8 \times 0,60 \times 201,6} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon RPA 99/version 2003 (Ø12) avec un espacement (min 15cm, max 25 cm).

X.3.5.2 Calcul nombre de barre :

Le choix d'espacement est 20 cm.

$$n_a = n_b = \frac{A-2 \text{ enrobage}}{\text{espacement}} + 1 = 5,72 \quad \text{donc : } 6(\text{Ø}12)$$

X.3.5.3 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max (6 \varnothing + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm} , 12 \varnothing + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } e = 21 \text{ cm}$$

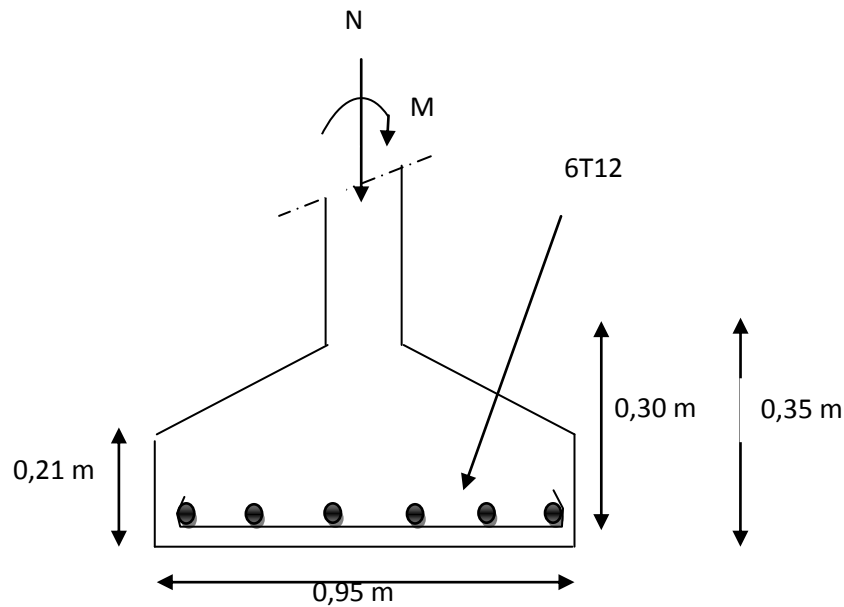


Figure X.3 : Ferrailage de la semelle d'angle.

X.4 INTERMEDIAIRE:**X.4.1 Charges à prendre en considération :**

Selon logiciel SAP 2000

Efforts	ELU	ELS
N_{sd}	326,06 KN	210,62 KN
M_{sd}	5,77 KN.m	3,89 KN.m

Tableau X.2 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle intermediaire

$$\delta_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

X.4.2 Dimensionnement des semelles :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

$$\text{On a : } a = b = 60 \text{ cm}$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{210,62}{200} \rightarrow A \times B = 1,05 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A = B = \sqrt{1,05}$$

$$A = B = 1,02 \text{ m}$$

Donc on prend : $A = B = 1,20 \text{ m}$

$$h = d + 5$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \quad \rightarrow \quad \frac{1,20-0,6}{4} \leq d \leq 1,20-0,6$$

$$0,15 \leq d \leq 0,6$$

$$\text{On a: } d_{\min} = 50 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d = 50 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \quad h = d + 5$$

$$\rightarrow \quad h = 55 \text{ cm}$$

X.4.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} = \frac{210,62}{1,20^2} + \frac{3,89}{1/12} \times 0,6$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 174,27 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{C.V}$$

X.4.4 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_{\text{Sd}}}{N_{\text{Sd}}} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{3,89}{210,62} \leq \frac{1,20}{4}$$

$$e_0 = 0,018 \text{ m} \leq 0,3 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

X.4.5 Calcul de ferrillages :

X.4.5.1 Ferrailage dans le sens A et B :

ELU :

$$A_{\text{au}} = \frac{N_{\text{sdu}}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}} \quad \text{avec} : \begin{cases} \sigma_{\text{stu}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPA} \\ N_{\text{sdu}}' = N_{\text{sdu}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 340,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{\text{au}} = \frac{0,340 \times (1,20-0,60)}{8 \times 0,60 \times 347,82} = 1,22 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{\text{as}} = \frac{N_{\text{sds}}' \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}} \quad \text{avec} : \begin{cases} \sigma_{\text{sts}} = 201,6 \text{ MPA} \\ N_{\text{sds}}' = N_{\text{sds}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 220,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{\text{as}} = \frac{0,220 \times 0,6}{8 \times 0,60 \times 201,6} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon RPA 99/version 2003 ($\text{Ø}12$) avec un espacement (min 15cm, max 25 cm).

X.4.5.2 Calcul nombre de barre :

Le choix d'espacement est 20 cm.

$$n_a = n_b = \frac{A-2 \text{ enrobage}}{\text{espacement}} + 1 = 6,5 \quad \text{donc : } 7(\text{Ø}12)$$

X.4.5.3 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max (6 \text{ Ø} + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm} , 12 \text{ Ø} + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } e = 21 \text{ cm}$$

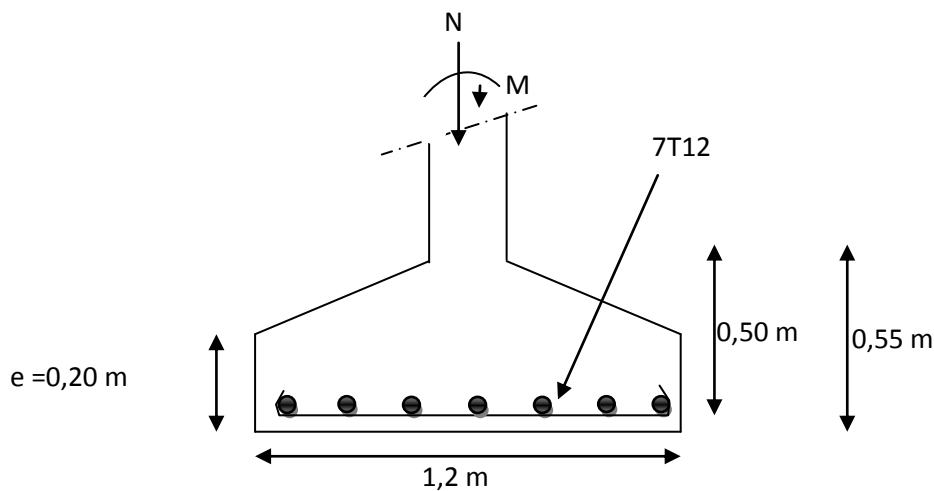


Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle centrale et intermédiaire

X.5 ETUDE DES LONGRINES :

X.5.1 Dimensionnement des longrines :

Longrines sont des éléments d'infrastructure; qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort de traction.

Selon le RPA 99 version 2003 :

les dimensionnements minimales sont de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

On prend des longrines de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 Ø).

$$A_{\min} = 0,6 \cdot 30 \cdot 35 = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$e = 18 \text{ cm}$$

CHAPITRE XI :

PROTECTION DE LA STRUCTURE.

XI.1 Introduction

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Il existe divers types de protections, ces types différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

XI.2 La corrosion.

En présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin, l'acier a tendance à se dégrader et perdre ainsi de sa résistance et de ces caractéristiques mécaniques. Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses : la protection par peinture ou autre revêtement de surface, ou la protection cathodique. Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

XI.2.1 Protection par peinture.

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, il est plus particulièrement utilisé en milieu marin. Ce système a l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement elle est réalisée en partie en atelier puis en partie sur chantier. La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs.

Avant traitement contre la corrosion comprenant :

- Décalaminage et brossage soigné.
- Application d'une couche primaire au minimum de plomb épaisseur minimale 40 microns.

Sur chantier révision de cette couche primaire et exécution de raccords sur toutes les éraflures marquées éléments de fixation et de réglage, etc.

XI.3 Le feu.

Le principe de développement du feu est selon un processus, et il repose sur la présence de trois éléments :

- ❖ Le combustible,
- ❖ Le carburant,
- ❖ La source de chaleur.

Matériau incombustible, l'acier n'en est pas moins un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leur déformation et par suite la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profilé métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de

limiter l'échauffement des profiles en acier, pour cela divers techniques existent, on site parmi elles : le refroidissement par eau, le flochage, la peinture intumescente...etc

XI.3.1 La peinture intumescente.

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en Conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelle "meringue", elle peut être appliquée par projection, a la brosse ou au rouleau. Dans ce projet le choix est tombe sur la peinture Aithon A90, qui résiste jusqu'a 120 min au température allant de 270 C 300 C.

Conclusion

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme.

Nous rappelons que le calcul d'une charpente métallique reste un travail minutieux et doit être précis pour tous les éléments la composant : choix des profilés, des assemblages connexion ou partie sensible de la construction.

Ces étude et recherches ont été affinées de manière à sécuriser l'ouvrage avec un dimensionnement optimal pour une durée de vie et d'exploitation maximum, tout en assurant aussi une haute qualité de travail

Grâce à ce projet de fin d'études, nous avons appris à l'application des règlements de calcul et de dimensionnement telle que le CCM97, RPA99 (version 2003), l'Eurocode 3 et la maîtrise du logiciel SAP 2000

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

« J entends et j oublie je vois et je me souviens je fais et j'apprends... »

Proverbe chinois

Bibliographie

- [1] Charges permanentes et charges d'exploitation. D.T.R-B.C-2.2,
- [2] Règlement neige et vent. "RNV99", D.T.R-B.C-2.47,
- [3] Recommandations pour le calcul des PRS . "CTICM", .
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en acier. "CCM97", D.T.R-B.C-2.44,
- [5] Règles parasismiques algériennes. "RPA99"/ version 2003, D.T.R-B.C-2.48, .
- [6] Béton arme aux états limite. BAEL91,
- [7] Résistance des matériaux. "R. BASQUIN et G. LEMASSON", .
- [8] Calcul pratique des structures métalliques. "Dr. M. BELAZOUGUI", Alger (Algérie), (2008).
- [9] Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. "Lahlou DAH-MANI", (2009).
- [10] Analyse élastique d'un portique simple en PRS SX030a-FR-EU
- [11] D.T.R. • B.E.2.31 Travaux de fondations profondes.
- [12] D.T.R. - B.C.2.33.2 Méthodes de calcul des fondations profondes.
- [13] D.T.R. - B.C.2.43 Régies de conception et de calcul des structures métalliques (1999).
- [14] LEMAL HUGUES, Domaines d'utilisation et spécificités de calcul des profils minces formés à froid dans le bâtiment, 2001, Mémoire de fin d'année, Bibliothèque de Gramme.

Internet

- <http://www.steelbizfrance.com/article/d111.asp>
- <http://www.profilage.net/Profilage.htm>
- <http://www.profildefutur.com/fr/industriel/panne-lisse>
- [solive/pannes/multibeam/index.html](http://www.solive/pannes/multibeam/index.html)

- http://www.voestalpine.com/sadef/fr/site/downloads.ContentPar.0455.File.tmp/Sadef-Syst_mes_de_toitures.pdf
- [http://fr.wikipedia.org/wiki/Panne_\(charpente\)](http://fr.wikipedia.org/wiki/Panne_(charpente))
- www.steelconstruct.com
- www.canam.ws (profilés en « z »)(panne et lisses de bardage)