

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par : TOUAHRI Ahmed

**Thème : CALCUL D'UN BATIMENT ADMINISTRATIF
R+2 EN CHARPENTE METALLIQUE**

Sous la direction de : Pr. BOUDJEHEM Rafik

Semestre 2 année 2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Au terme de ce travail, nous remercions en premier lieu le Dieu le tout-puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier, notre encadreur « Mr. BOUDJEHEM RAFIK » de nous avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nos remerciements vont également :

À tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué à notre formation.

Aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Touahri Ahmed

Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à ... 

Mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon père.

La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

Mes sœurs, pour leur soutien moral.

Tous les membres de ma famille et mes proches, petits et grands Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous tous.

Mon cher binôme « BOUCHEBOUT Fayçal » et à toute sa famille.

Tous mes enseignants tout au long de mes études.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude.

Touahri Ahmed

Dédicaces



Nous dédions ce mémoire à ... 

À mes parents

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous m'avez cessés de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte
Veuillez trouver dans ce modeste travail notre reconnaissance pour tous vos efforts.*

*Mes frères et mes sœurs pour leur soutien moral
Je vous exprime à travers ce modeste travail mes sentiments de fraternité et d'amour
Sans vos aides, vos conseils et vos encouragements ce travail n'aurait pas vu le jour.*

À tous les membres de ma familles et mes proches, petits et grands Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous tous.

À mes chers amis En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble.

Touahri Ahmed

Résumer

Notre projet est une étude et Calcul d'un bâtiment administratif R+2 en charpente métallique à Guelma wilaya de Guelma

L'étude à commencer par la descente des charges, le calcul des surcharges de neige et vent ainsi que le pré dimensionnement et l'étude séismique selon différent règlement tel que RNV2013, CCM97 et le RPA99v2003 et aussi une étude des fondations suivant le CBA93 et pour le dimensionnement on a fait une vérification par logiciel de modélisation et calcul

Mot clés : Charpente métallique, RNV2013, CCM97, RPA99V2003, CBA93

الملخص

مشروعنا هو عبارة عن دراسة وتصميم مبنى إداري بهيكل معدني مكون من طابقين + الطابق الأرضي بدائرة قالمة ولاية قالمة بدأنا بدراسة نزول الأحمال ثم حساب أحمال الثلوج والرياح وقبل التحجيم وبعدها قمنا بدراسة زلزالية وفقا لعدة أنظمة جزائرية مختلفة، خاصة بالهندسة المدنية مثل RNV2013, CCM97, RPA97 كما قمنا بدراسة الأساسات وفقا للنظام CBA93 و من أجل التحجيم قمنا بالتحقق بواسطة برنامج خاص بالحساب

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني, RNV2013, CCM97, RPA99v2003, CBA93,

Summary

Our project is a study and design of a steel structure in building for habitation use with 2 storeys and ground floor in Guelma, Guelma state

The study started by the descent of the load, calculation of overload of snow and wind as well as the pre-dimensioning and seismic study differ according to regulations as RNV2013, CCM97 and RPA99v2003 and also a study of the foundation following the CBA93 and for sizing we conducted an audit by modeling software and computing

Key words: Metal framework, RNV2013, CCM97, RPA99V2003, CBA93

Table des matières

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	12
I. CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS	13
I.1 Introduction	13
I.2 Généralités.....	13
I.2.1 Présentation du projet.....	13
I.2.2 Données géométriques du projet	13
I.2.3 Localisation et données concernant le site	13
I.3 Règlements techniques	13
I.4 Matériaux utilisés	13
I.4.1 Acier	13
I.4.2 Béton	14
I.5 Conception de l'ouvrage	15
I.6 Conception architecturale.....	15
I.7 Conception structurale.....	16
I.7.1 Structure horizontale	16
I.7.2 Structure verticale.....	17
II. CHAPITRE II : ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	18
II.1 Introduction	18
II.2 Charges permanentes.....	18
II.2.1 Plancher courant.....	19
II.2.2 Plancher terrasse “inaccessible“	19
II.2.3 Escalier	19
II.2.4 Murs extérieurs.....	20
II.2.5 Murs intérieurs	20
II.2.6 Acrotère.....	20
II.3 Surcharges d’exploitation.....	21
II.4 Charges climatiques	21
II.4.1 Effet de la neige.....	21
II.4.2 Effet du vent	22
III. CHAPITRE III : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEURS	49
III.1 Introduction	49
III.2 Quelques notions relatives au règlement CCM97	49
III.2.1 Objectif.....	49
III.2.2 Coefficient partiel de sécurité.....	49
III.2.3 Valeurs limites des flèches	49
III.3 Pré-dimensionnement.....	50

III.3.1	Pré-dimensionnement des solives.....	50
III.3.2	Pré-dimensionnement des poutres	53
III.3.3	Pré-dimensionnement des poteaux	57
IV.	CHAPITRE IV : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.....	64
IV.1	Pré-dimensionnement des escaliers	64
IV.1.1	Introduction	64
IV.1.2	Surcharges d'exploitation.....	64
IV.1.3	Charges permanentes.....	64
IV.1.4	Dimensionnement des éléments porteurs	65
IV.2	Pré-dimensionnement de la poutre palière	67
IV.3	Étude de l'acrotère.....	68
IV.3.1	Évaluation des charges	68
IV.3.2	Excentricité.....	69
IV.3.3	Détermination du ferrailage.....	69
V.	CHAPITRE V : ÉTUDE DU PLANCHER.....	70
V.1	Introduction	70
V.2	Calcul de plancher mixte.....	70
V.2.1	Section mixte.....	70
V.2.2	Moment d'inertie.....	71
V.2.3	Calcul du moment.....	72
V.2.4	Calcul des contraintes de flexion.....	72
V.2.5	Vérification de l'effort tranchant.....	73
V.2.6	Vérification de la flèche	73
V.2.7	Contraintes additionnelles de retrait.....	73
V.2.8	Calcul du ferrailage	74
V.3	Étude des connecteurs	75
V.3.1	Définition.....	75
V.3.2	Résistance du connecteur isolé.....	75
V.3.3	Calcul du nombre des connecteurs.....	75
V.3.4	Espacement entre goujons	76
VI.	CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE.....	77
VI.1	Introduction	77
VI.2	Méthode statique équivalente	77
VI.2.1	Principe.....	77
VI.2.2	Calcul de la force sismique totale.....	77
VI.2.3	Calcul de la période.....	78
VI.2.4	Calcul du T_2	78

VI.2.5	Coefficient de comportement global de la structure (R)	79
VI.2.6	Facteur de qualité (Q).....	79
VI.2.7	Calcul du poids de la structure (W).....	80
VI.2.8	Calcul des surfaces de la structure.....	81
VI.3	Modélisation par brochette	81
VI.3.1	Force sismique.....	81
VI.3.2	Vérifications	83
VI.3.3	Calcul des déplacements.....	83
VI.3.4	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	84
VII.	CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS.....	85
VII.1	Introduction	85
VII.2	Solives "terrasse et plancher courant"	85
VII.2.1	Vérification de résistance (effort tranchant).....	85
VII.2.2	Condition de résistance (moment fléchissant).....	85
VII.3	Poutres.....	85
VII.3.1	Poutres principale de rive "terrasse et étage courant "	85
VII.3.2	Poutre secondaire "terrasse et étage courant"	85
VII.4	Poteaux	86
VII.4.1	Condition de résistance.....	86
VII.4.2	Résistance au flambement	87
VII.4.3	Résistance au déversement	89
VII.4.4	Vérification du déversement.....	89
VII.5	Contreventements	90
VII.5.1	Direction Y	90
VII.5.2	Direction X	91
VIII.	CHAPITRE VIII : ÉTUDE DES ASSEMBLAGES.....	93
VIII.1	Introduction	93
VIII.2	Fonctionnement des assemblages.....	93
VIII.3	Calcul des assemblages	93
VIII.3.1	Assemblage Poutre-Poteau.....	93
VIII.3.2	Assemblage Solive-Poutre.....	97
VIII.3.3	Assemblage Poutre-poutre.....	98
VIII.3.4	Assemblage Poteau-poteau.....	100
VIII.3.5	Assemblage des contreventements	103
VIII.3.6	Assemblage des pieds de poteaux	104
IX.	CHAPITRE IX : ÉTUDE DES FONDATIONS	107
IX.1	Introduction	107

IX.2	Rappelle.....	107
IX.3	Choix des fondations	107
IX.4	Rapport géotechnique.....	107
IX.5	Dimensionnement des fondations.....	108
IX.5.1	Faux-puits	108
IX.5.2	Semelles isolée	109
IX.5.3	Longrines.....	114
X.	CONCLUSION.....	116

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1 : Caractéristiques mécaniques	14
--	----

Chapitre II

Tableau II. 1 : Caractéristiques du bac d'acier cofraplus 60	18
Tableau II. 2 : Charge permanente de plancher courant.....	19
Tableau II. 3 : Charge permanente de la terrasse	19
Tableau II. 4 : Charge permanente de l'escalier volée	19
Tableau II. 5 : Charge permanente de l'escalier palier.....	20
Tableau II. 6 : Charge permanente du mur extérieur.....	20
Tableau II. 7 : Charge permanente du mur intérieur	20
Tableau II. 8 : Valeurs des pressions dynamiques.....	23
Tableau II. 9 : C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiments à base rectangulaire.....	25
Tableau II. 10 : C_{pe} pour les toitures plates d'un bâtiments à base rectangulaire	26
Tableau II. 11 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le RDC (V1).....	26
Tableau II. 12 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 1 ^{er} étage (V1).....	27
Tableau II. 13 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 2 ^{ème} étage (V1).....	27
Tableau II. 14 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la toiture (V1).....	27
Tableau II. 15 : C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire	29
Tableau II. 16 : C_{pe} pour les toitures plates des bâtiments à base rectangulaire	30
Tableau II.17 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur RDC (V2).....	31
Tableau II. 18 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 1 ^{er} étage (V2)	31
Tableau II. 19 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 2 ^{ème} étage (V2).....	32
Tableau II. 20 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la toiture (V2).....	32
Tableau II. 21 : C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire	33
Tableau II. 22 : C_{pe} pour les toitures plates des bâtiments à base rectangulaire	35
Tableau II.23 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur RDC (V3).....	35
Tableau II. 24 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 1 ^{er} étage (V3)	36
Tableau II. 25 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 2 ^{ème} étage (V3).....	36
Tableau II. 26 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la toiture (V3).....	36
Tableau II. 27: Valeurs de coefficient dynamique C_d	41
Tableau II. 28 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V1- V3).....	42
Tableau II. 29 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V2).....	42
Tableau II. 30 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC	43
Tableau II. 31 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1 ^{er} étage	43
Tableau II. 23 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2 ^{ème} étage	43
Tableau II. 33 : Valeurs des forces de pression extérieures sur la toiture	43
Tableau II. 34 : Valeurs des forces de pression intérieures sur les étages.....	44
Tableau II. 35 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.....	44
Tableau II. 36: Valeurs des forces de frottement direction V1	44
Tableau II. 37 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC	44
Tableau II. 38: Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1 ^{er} étage	45
Tableau II. 39 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2 ^{ème} étage	45
Tableau II. 40 : Valeurs des forces pression extérieures sur la toiture	45

Tableau II. 41 : Valeurs des forces de pression intérieures sur les 4 étages.....	45
Tableau II. 42 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.....	46
Tableau II. 43 : Valeurs des forces de frottement dans la direction V2	46
Tableau II. 44: Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC	46
Tableau II. 45 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1 ^{er} étage	46
Tableau II. 46 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2 ^{ème} étage	47
Tableau II. 47 : Valeurs des forces de pression extérieures sur la toiture	47
Tableau II. 48 : Valeurs des forces de pression intérieures sur les étages.....	47
Tableau II. 49 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture.....	47
Tableau II. 50: Valeurs des forces de frottement direction V3	47

Chapitre III

Tableau III. 1 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales.....	50
Tableau III. 2 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la solive de la terrasse IPE 220	51
Tableau III. 3 : Caractéristiques du profilé utilisé pour les solives des planchers courants IPE 220	52
Tableau III. 4 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la poutre principale de la terrasse IPE 360.....	53
Tableau III. 5 : Caractéristiques de profilé utilisé pour la poutre principale de l'étage courant IPE 360	54
Tableau III. 6 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la poutre secondaire de la terrasse IPE 330.....	55
Tableau III. 7 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la poutre secondaire de l'étage courant IPE 300	56
Tableau III. 8 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la poutre secondaire de l'étage courant IPE 330	56
Tableau III. 9 : Descente des charges « poteaux de rive »	58
Tableau III. 10 : Pré-dimensionnement des poteaux de rive	58
Tableau III. 11 : Caractéristiques du profilé HEA 160.....	59
Tableau III. 12 : Valeurs de $N_{b,Rd}$	60
Tableau III. 13 : Descente des charges « poteaux intermédiaires ».....	61
Tableau III. 14 : Pré-dimensionnement des poteaux intermédiaires	61
Tableau III. 15 : Caractéristiques du profilé HEA 280.....	62
Tableau III. 16 : Valeurs de $N_{b,Rd}$	63

Chapitre VI

Tableau VI. 1 : Valeurs de pénalité P_q	79
Tableau VI. 2 : Poids des étages.....	80
Tableau VI. 3 : Valeurs de la force horizontale F_i dans le sens X	82
Tableau VI. 4 : Valeurs de V_i dans le sens X.....	82
Tableau VI. 5 : Valeurs de la force horizontale F_i dans le sens Y	83
Tableau VI. 6 : Valeurs de V_i dans le sens Y.....	83
Tableau VI. 7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	83
Tableau VI. 8 : Déplacements dans le sens X	84
Tableau VI. 9 : Déplacements dans le sens Y	84
Tableau VI. 10 : Vérification dans le sens X de l'effet P- Δ	84
Tableau VI. 11 : Vérification dans le sens Y de l'effet P- Δ	84

Chapitre VII

Tableau VII. 1 : Vérification de la condition de résistance des poteaux de rive	86
Tableau VII. 2 : Vérification de la condition de résistance des poteaux intermédiaires	87
Tableau VII. 3 : Vérification l'élancement réduit pour les poteaux de rive	87
Tableau VII. 4 : Vérification de l'élancement réduit pour les poteaux intermédiaires	88
Tableau VII. 5 : Vérification de la résistance de flambement des poteaux de rive	88
Tableau VII. 6 : Vérification de la résistance de flambement des poteaux intermédiaires	88
Tableau VII. 7 : Valeurs de l'élancement réduit pour les poteaux de rive.....	89
Tableau VII. 8 : Valeurs de l'élancement réduit pour les poteaux intermédiaires.....	89
Tableau VII. 9 : Vérification de déversement pour les poteaux de rive	89
Tableau VII. 10 : Vérification de déversement pour les poteaux intermédiaires	90
Tableau VII. 11 : Éléments structuraux constituant le bâtiment (Poteaux).....	92
Tableau VII. 12 : Éléments structuraux constituant le bâtiment (Poutre)	92

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I. 1 : Ossature de la construction.....	15
Figure I. 2 : Composition d'un plancher collaborant.....	16
Figure I. 3 : Composition d'un plancher terrasse	16

Chapitre II

Figure II. 1 : Dimensions de la dalle collaborante.....	18
Figure II. 2 : Dimensions de l'acrotère.....	20
Figure II. 3 : Action du vent	23
Figure II. 4 : Légende pour les parois verticales	24
Figure II. 5 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.....	25
Figure II. 6 : Légende pour les toitures plates	25
Figure II. 7 : Valeurs de C_{pe} pour les toiture plates	26
Figure II. 8 : Valeurs des pressions $W_{(z)}$ sur la construction en direction V1.....	28
Figure II. 9 : Légende pour les parois verticales	29
Figure II. 10 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.....	30
Figure II. 11 : Légende pour les toitures plates	30
Figure II. 12 : Valeurs de C_{pe} pour les toitures plates.....	31
Figure II. 13 : Valeurs des pressions $W_{(z)}$ sur la construction en direction V2.....	32
Figure II. 14 : Légende pour les parois verticales	33
Figure II.15: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.....	34
Figure II. 16 : Légende pour les toitures plates	34
Figure II. 17 : Valeurs de C_{pe} pour les toitures plates.....	35
Figure II. 18 : Valeurs des pressions $W_{(z)}$ sur la construction en direction V2.....	37

Chapitre III

Figure III. 1 : Disposition des poteaux	57
---	----

Chapitre IV

Figure IV. 1 : Escalier en charpente métallique.	64
Figure IV. 2 : Inclinaison de la paillasse	65
Figure IV. 3 : Disposition et dimensions des éléments de l'escalier	65
Figure IV. 4 : Charges appliqués sur limon.....	67
Figure IV. 5 : Schéma statique	68

Chapitre V

Figure V. 1 : Montage poutre-dalle	70
Figure V. 2 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle mixte	72
Figure V. 3 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle mixte	74
Figure V. 4 : Espacement entre goujon.....	76

Chapitre VI

Figure VI. 1 : Spectre de réponse d'accélération.....	79
Figure VI. 2 : Trois modes de vibration lors du séisme.	80
Figure VI. 3 : Distribution des poids sur chaque étage	81

Chapitre VII

Figure VII. 1 : Contreventement en X dans le sens y.....	90
Figure VII. 2 : Contreventement en V dans le sens x.....	91

Chapitre VIII

Figure VIII. 1 : Assemblage poutre-poteau sens x.....	94
Figure VIII. 2 : Assemblage poutre-poteau sens y.....	96
Figure VIII. 3 : Assemblage solive-poutre.....	98
Figure VIII. 4 : Assemblage poutre-poutre.....	99
Figure VIII.5 : Assemblage poteau- poteau "couvre-joint de l'âme".....	101
Figure VIII. 6 : Assemblage poteau-poteau "couvre-joint de la semelle".....	102
Figure VIII. 7 : Assemblage des contreventements.....	104
Figure VIII. 8 : Dimensionnement de la plaque d'assise.....	105
Figure VIII. 9 : Assemblage pied de poteau.....	106

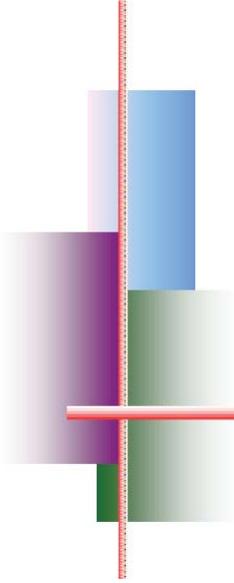
Chapitre IX

Figure IX. 1 : Vue en plan du ferrailage.....	108
Figure IX. 2 : Disposition des armateurs de faux-puits.....	109
Figure IX. 3 : Description des Dimensions.....	110
Figure IX. 4 : Dimensions de la semelle.....	111
Figure IX. 5 : Dessin du ferrailage.....	113
Figure IX. 6 : Vue en plan "armatures principales".....	113
Figure IX. 7 : Vue en plan "armatures de peau".....	113
Figure IX. 8 : Disposition des cadres.....	115

Liste des notations

A : Section brute d'une pièce
 A_{net} : Section nette d'une pièce
 $A_{réf}$: Surface élémentaire
 A_w : Section de l'âme
 A_V : Aire de cisaillement
 b_f : La largeur de la solive
 b_e : La largeur associée aux solives
 C_f : Coefficient de force
 C_t : Coefficient de topographie
 C_r : Coefficient de rugosité
 $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette
 C_e : Coefficient d'exposition
 C_d : Coefficient dynamique
 E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier
 G : Charge permanente
 G : Module de Young
 G_C : Effort appliqué sur le connecteur
 I : Moment d'inertie
 $I_{V(Z)}$: Intensité de la turbulence
 K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre - Poteau
 K_0 : Coefficient de flambement
 K_t : Facteur de terrain
 M_{Sd} : Moment sollicitant en générale
 M : Moment fléchissant
 M_{Rd} : Moment résistant
 M_{Pl} : Moment plastique
 M_{cr} : Moment critique
 $M_{b,Rd}$: 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 sollicitant
 $N_{t,Sd}$: Effort normal de traction
 N_{pl} : Effort normal plastique
 $N_{c,Rd}$: La résistance de calcul à la compression de la section transversale
 n : le coefficient d'équivalence acier/ béton
 P_K : Poids total de la structure
 Q : Charge d'exploitation
 $q_{p(Z_e)}$: Pression dynamique de pointe
 R : Coefficient de comportement de la structure
 S : Surface
 S : Charge de la neige
 S_k : Charge de la neige sur le sol
 V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant
 $V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent
 W : Pression aérodynamique
 $W_{(Z_j)}$: Pression dynamique
 W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de de la hauteur z_e

W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de de la hauteur z_e
 W_{pl} : Module de résistance plastique
 W_{el} : Module de résistance élastique
 d : Diamètre d'une section circulaire
 f : Flèche
 f_y : Limite d'élasticité
 f_u : Résistance à la traction
 f_{cj} : Résistance à la compression à "j" jours
 f_{bu} : Contrainte admissible de compression a l'état limite ultime
 H : Hauteur d'une pièce
 L : Longueur d'une pièce
 L_f : Longueur de flambement
 r : Rayon d'une section circulaire
 t : Épaisseur d'une pièce
 t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau)
 t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau)
 Z : Hauteur au-dessus du sol
 Z_0 : Paramètre de rugosité
 $Z_{éq}$: Hauteur équivalente
 Z_{min} : Hauteur minimale
 α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement 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
 γ_M : Coefficient partiel de sécurité
 γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1, 2,3)
 γ_{M1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4)
 γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous
 γ_b : Coefficient de sécurité
 λ : Élancement
 $\bar{\lambda}_{lt}$: Élancement de déversement
 α : Facteur d'imperfection
 ϕ : Rotation
 ϕ_{lt} : Rotation de déversement
 η : 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
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression a l'état limite de service
 σ_{st} : La contrainte admissible de l'acier à l'ELU
 $\bar{\tau}$: Contrainte limite de cisaillement
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 η : Facteur de correction d'amortissement
 δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique Fi
 Δk : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »
 μ : Coefficient de forme de la charge de neige



Chapitre I



GÉNÉRALITÉS

I.CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS

I.1 Introduction

Notre projet de fin d'études consiste à étudier un bâtiment administratif en charpente métallique, il se situe à Guelma wilaya de Guelma.

On va essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur ce projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans la formation construction métallique

I.2 Généralités

I.2.1 Présentation du projet

Il s'agit d'un bâtiment administratif à deux étages en charpente métallique, ce projet est implanté en zone sismique IIa.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton-acier)

La stabilité du bloc est assurée par des portiques auto-stables et par des palets de stabilité verticaux en X et en V

I.2.2 Données géométriques du projet

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

- Longueur totale40,30 m
- Largeur totale12,30 m
- Hauteur du rez-de-chaussée 4,00 m
- Hauteur des étages4,00 m
- Hauteur totale du bâtiment12,6 m

I.2.3 Localisation et données concernant le site

Le bâtiment est implanté au niveau de la nouvelle zone d'extension de la ville de Guelma wilaya de Guelma dont :

- La contrainte admissible du sol est de $=1,5$ bars (rapport du sol du laboratoire)
- Altitude = 256 m
- Le site est classé dans la zone IIa

I.3 Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation. [1]

RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent. [2]

CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier. [3]

RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003. [4]

CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armée. [5]

CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 . Jean Morel. [6]

I.4 Matériaux utilisés

I.4.1 Acier

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

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPa.

- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de Young : $G = E / (2(1+\nu)) = 80769 = 81000 \text{ MPa}$.

I.4.2 Béton

- Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .
- Béton de rattrapage est dosé à 250 kg/m^3 .

I.4.2.1 Résistance de béton

– Caractéristiques du béton

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

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

I.4.2.2 Contraintes limites :

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

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

– État limite de service

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

– Contraintes de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

– Coefficient de Poisson

Selon le CBA93 [5], les valeurs sont les suivantes :

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

Caractéristiques mécaniques

Nuances		F_y (MPa)
Ronds lisses	$F_e 220$	215
	$F_e 240$	235
Barres HA	$F_e 400$	400
	$F_e 500$	500

Tableau I. 1 : Caractéristiques mécaniques

- **Contraintes limites**
- **État limite ultime**

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas accidentelles $\sigma_{st} = 400$ MPa.
- En cas normales $\sigma_{st} = 348$ MPa.

- **État limite de service**

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

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

- **Moyen d'assemblages**

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance et boulons ordinaires
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées

I.5 Conception de l'ouvrage

L'une des phases déterminantes dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure. Celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

I.6 Conception architecturale

Notre bâtiment est de forme rectangulaire de type barre composé d'un RDC et 2 tages.

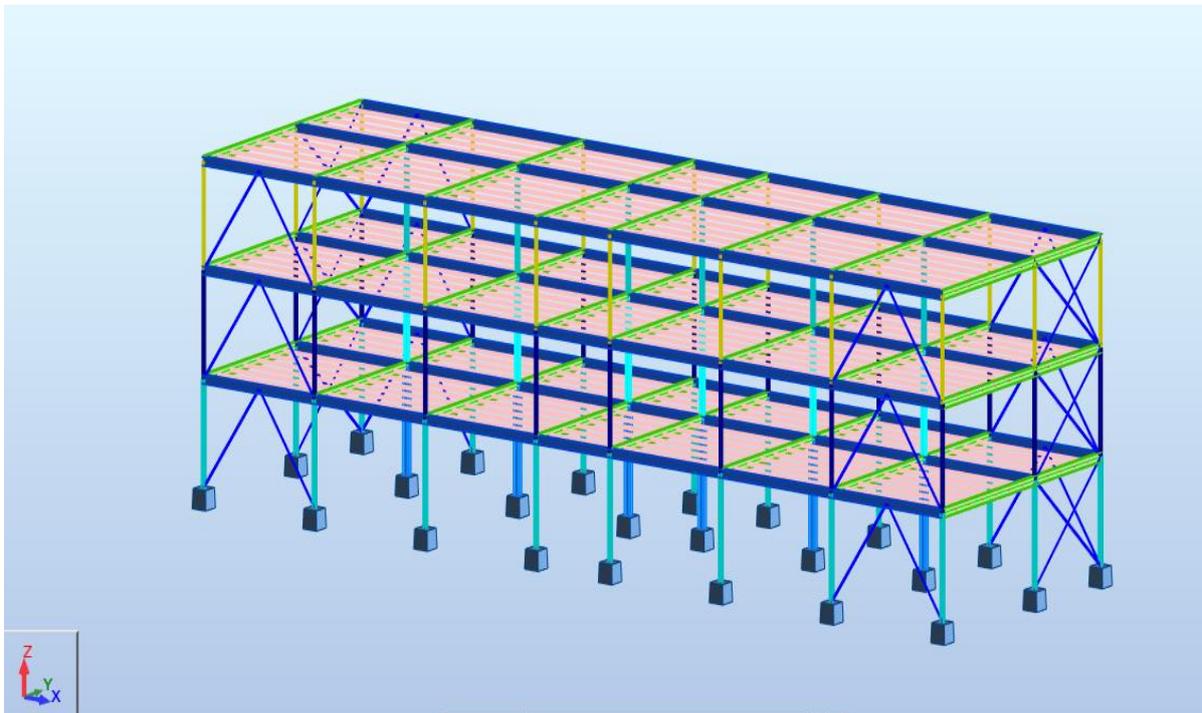


Figure I. 1 : Ossature de la construction

I.7 Conception structurale

I.7.1 Structure horizontale

Elle désigne les planchers courants et terrasses

a) Plancher courant :

Les planchers courants sont mixtes à dalle collaborante dont la composition est illustrée sur la figure ci-dessous.

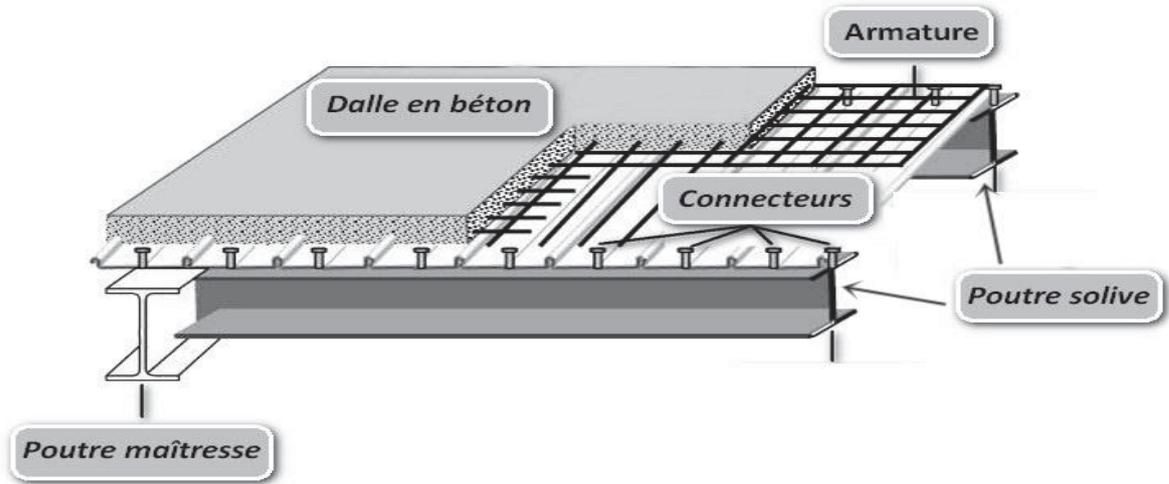


Figure I. 2 : Composition d'un plancher collaborant

b) plancher terrasse :

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires :

- Étanchéité
- Gravillon
- Isolant

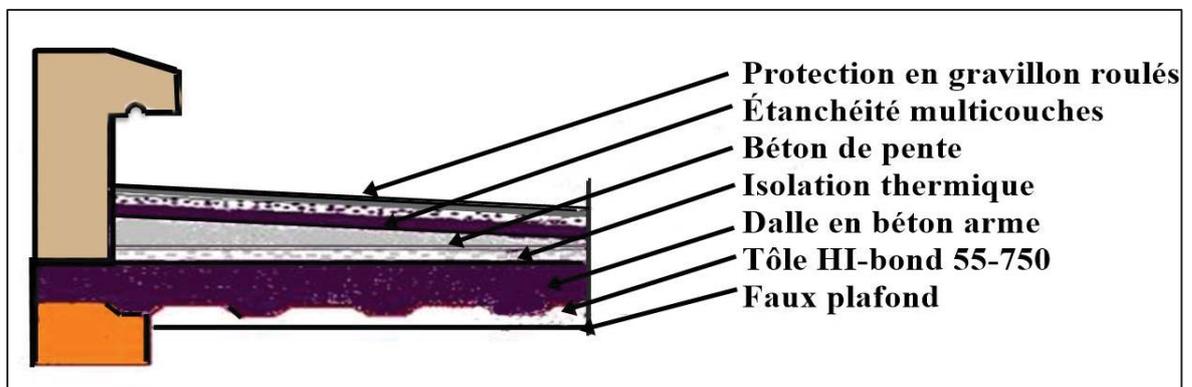


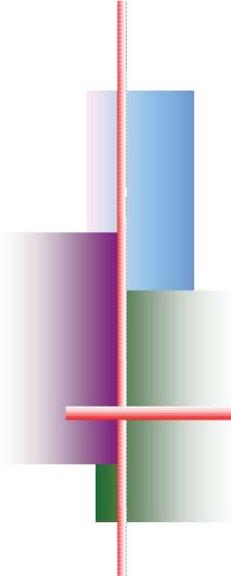
Figure I. 3 : Composition d'un plancher terrasse

I.7.2 Structure verticale

a. Systèmes de stabilités : La structure est une ossature poutres-poteaux auto-stables en charpente métallique.

b. Escaliers

Les escaliers qui permettent l'accès du niveau RDC aux étages, sont constitués de garde-corps et d'un palier intermédiaire en acier.



Chapitre II



ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II. CHAPITRE II : ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.1 Introduction

N'importe quelle structure est sollicitée à différents type de charges « permanent, d'exploitation » y compris les effets climatiques. Dans ce chapitre on va définir leurs valeurs à l'aide du document technique DTR B.C.2.2 (charge et surcharge). [1]

II.2 Charges permanentes

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

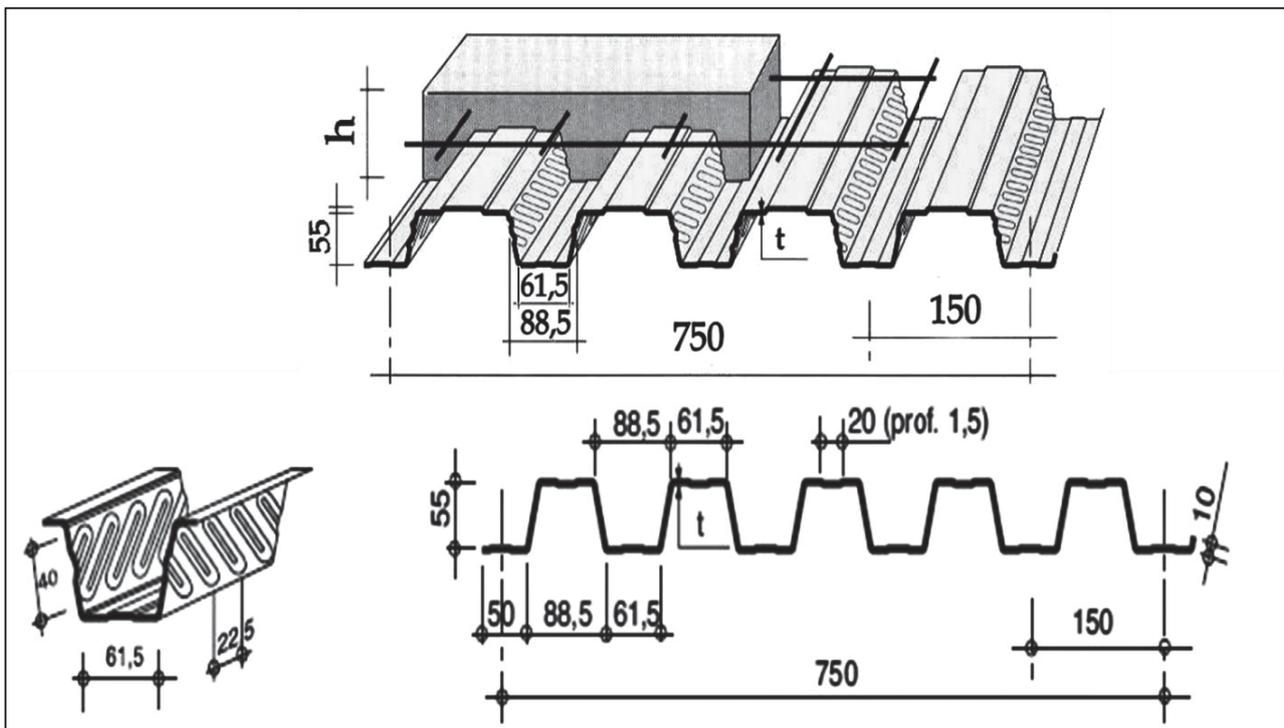


Figure II. 1 : Dimensions de la dalle collaborante

Hauteur des nervures (mm)	55
Nombre de nervures par bac	5
Espacement des nervures (mm)	150
Largeur outils du bac (mm)	750
Épaisseur de tôle (mm)	0.75
Poids (daN/m ²)	9

Tableau II. 1 : Caractéristiques du bac d'acier cofraplus 60

II.2.1 Plancher courant

L'épaisseur de la dalle pour le plancher courant est de 10 cm

Type	ρ (kg/m ³)	ép (m)	G (daN/m ²)
Cloison de répartition	-	0,1	90
Revêtement en carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Isolation thermique	400	0,04	16
Poids de la dalle	2500	0,10	250
Tôle HI-bond 55-750	-	-	9
Faux plafond	-	-	10
			$\Sigma G = 459 \text{ daN/m}^2$

Tableau II. 2 : Charge permanente de plancher courant

II.2.2 Plancher terrasse "inaccessible"

L'épaisseur de la dalle pour le plancher terrasse est de 8 cm

Type	ρ (kg/m ³)	ép (m)	G (daN/m ²)
Protection en gravillon roulés	1700	0,05	85
Étanchéité multicouches	-	0,02	12
Béton de pente	2200	0,10	220
Isolation thermique	400	0,04	16
Dalle en béton arme	2500	0,08	200
Tôle HI-bond 55-750	-	-	9
Faux plafond	-	-	10
			$\Sigma G = 552 \text{ daN/m}^2$

Tableau II. 3 : Charge permanente de la terrasse

II.2.3 Escalier

II.2.3.1 Volée

Type	ρ (kg/m ³)	ép (m)	G (daN/m ²)
Tôle striée	-	0,05	45
Mortier de pose	2000	0,02	40
Revêtement en carrelage	2200	0,02	44
			$\Sigma G = 129 \text{ daN/m}^2$

Tableau II. 4 : Charge permanente de l'escalier volée

II.2.3.2 Palier

Type	ρ (kg/m ³)	ép (m)	G (daN/m ²)
Tôle HI-bond 55-750	-	-	9
Poids de la dalle	2500	0,08	200
Mortier de pose	2000	0,02	40
Revêtement en carrelage	2200	0,02	44
			$\sum G = 293 \text{ daN/m}^2$

Tableau II. 5 : Charge permanente de l'escalier palier

II.2.4 Murs extérieurs

Les murs extérieurs sont réalisés en double parois

Type	ρ (kg/m ³)	ép (m)	G (daN/m ²)
Brique	900	0,1	$90 \times 2 = 180$
Revêtement extérieur	-	-	18
Revêtement intérieur	-	-	10
			$\sum G = 208 \text{ daN/m}^2$

Tableau II. 6 : Charge permanente du mur extérieur

II.2.5 Murs intérieurs

Type	ρ (kg/m ³)	ép (m)	G (daN/m ²)
Brique	900	0,1	90
Revêtement intérieur	-	-	40×2
			$\sum G = 170 \text{ daN/m}^2$

Tableau II. 7 : Charge permanente du mur intérieur

II.2.6 Acrotère

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,069 \times 2500) = 172,5 \text{ Kg/ml}$$

$$G = G_{\text{Acrotère}} + G_{\text{mortier}}$$

$$G = 172,5 + 2,76 = 175,26 \text{ Kg/ml}$$

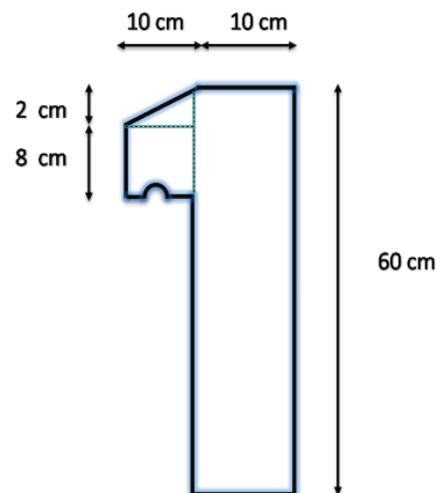


Figure II. 2 : Dimensions de l'acrotère

II.3 Surcharges d'exploitation

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges). [1]

Plancher terrasse inaccessible -----	100 daN/m ²
Plancher étage courant (usage d'habitation) -----	250 daN/m ²
Escalier -----	250 daN/m ²

II.4 Charges climatiques

II.4.1 Effet de la neige

II.4.1.1 Introduction

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement RNV2013 [2] 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 256 m.

II.4.1.2 Calcul des charges de la neige

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{\S}3.1.1. \text{RNV2013}) [2]$$

- S_k (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone.
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture, "appelé coefficient de forme".

Le bâtiment étudié est situé à GUELMA wilaya de GUELMA. Il est en zone A selon la classification de RNV2013. [2]

La valeur de S_k en kN/m² est déterminée par la loi de variation. Il est en fonction de l'altitude H (en m) du site considéré :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 0,8 \quad \rightarrow \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \text{ (\S}6.2.2.1 \text{Tableau 2. RNV2013)} [2] \\ S_k = \frac{((0,07 \times H) + 15)}{100} \\ S_k = \frac{((0,07 \times 256) + 15)}{100} \end{array} \right.$$

$$s_k = 0,3292 \text{ kN/m}^2$$

$$S = \mu \cdot S_k$$

$$S = 0,8 \times 0,3292 = 0,26336 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0,263 \text{ kN/m}^2$$

II.4.2 Effet du vent

II.4.2.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction 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 2013**. [2] Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

II.4.2.2 Données relatives au site

- Catégorie du terrain III (Tableau 2.4. RNV2013) [2]
- Site plat : $C_r=1$ (Tableau 2.5. RNV2013) [2]
- Zone du vent II (ANNEXE.1. RNV2013) [2]
- $q_{réf}= 43,5 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.2. RNV2013) [2]
- Facteur de terrain : $K_r= 0,215$
- Paramètre de rugosité $Z_0= 0.3 \text{ m}$
- Hauteur minimale $Z_{min}=5 \text{ m}$
- ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d (Tableau 2.4. RNV2013) [2]

$$\varepsilon = 0,61$$

- $V_{réf} = 27 \text{ m/s}$: est la vitesse de référence du vent (ANNEXE 1. RNV2013) [2]

II.4.2.3 Calcul

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- La direction **V1** du vent
- La direction **V2** du vent
- La direction **V3** du vent

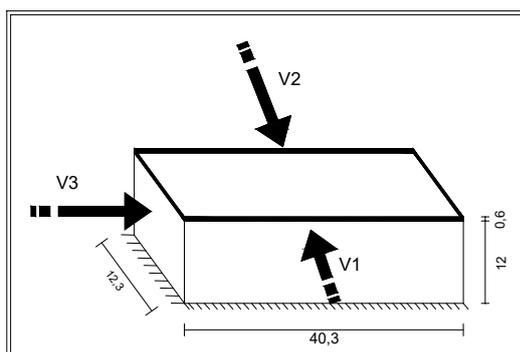


Figure II. 3 : Action du vent

II. 4.2.3.1 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times c_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2]$$

- $q_{\text{réf}} = 43,5 \text{ daN/m}^2$
- C_e : coefficient d'exposition au vent.

a- Détermination du coefficient d'exposition $c_e(z_e)$

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

$$c_e(z_e) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \quad (\text{\S}2.4.2. \text{RNV2013}) [2]$$

C_r : Coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4. RNV2013) [2]

C_t : Coefficient de topographie (Cf. §2.4.5. RNV2013) [2]

$I_v(z)$: Intensité de la turbulence (Cf. §2.4.6. RNV2013) [2]

Z (en m) : hauteur considéré

$C_t = 1$ pour $\phi < 0.05$ (site plat) (§2.4.5. RNV2013) [2]

$C_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$ Pour $Z_{\text{min}} < Z < 200 \text{ m}$ (§2.4.4. RNV2013) [2]

$I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$ pour $Z > Z_{\text{min}}$ (§2.4.6. RNV2013) [2]

Niveau	$Z_e(\text{m})$	C_e	$q_{\text{réf}}$	$q_p (\text{daN/m}^2)$
RDC	4	1.276	43.5	55.506
1 ^{er} étage	8	1.532	43.5	66.642
2 ^{eme} étage	12	1.811	43.5	78.779

Tableau II. 8 : Valeurs des pressions dynamiques

II.4.2.3.2 Calcul de la pression due au vent

a- Détermination de la pression aérodynamique

La pression dynamique $W_{(z_j)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante
 $w_{(z_j)} = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$ (§2.5.2. RNV2013) [2]

II.4.2.3.3 Détermination de coefficient de pression

1- Calcul des coefficients de pressions extérieures

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \text{ (§5.1.RNV2013) [2]}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

S est la surface chargée de la paroi considérée

Alors $C_{pe} = C_{pe,10}$

— Direction du vent V1

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; $b = 40,30 \text{ m}$.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; $d = 12,30 \text{ m}$.

$e = \min [b ; 2h] = \min [40,30 ; 24] \quad e = 24 \text{ m}$

$d < e \rightarrow$ La paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

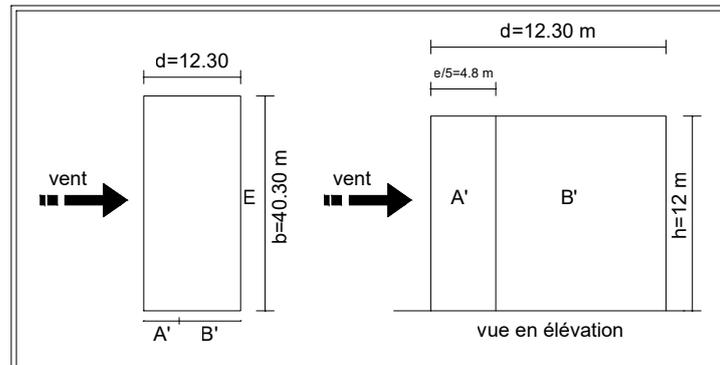


Figure II. 4 : Légende pour les parois verticales

-la surface de la paroi considérée $S = 40,30 \times 12 = 483,60 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$. Selon la formule (§5.1. RNV2013) [2] donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) [2] on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau II. 9 : C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiments à base rectangulaire

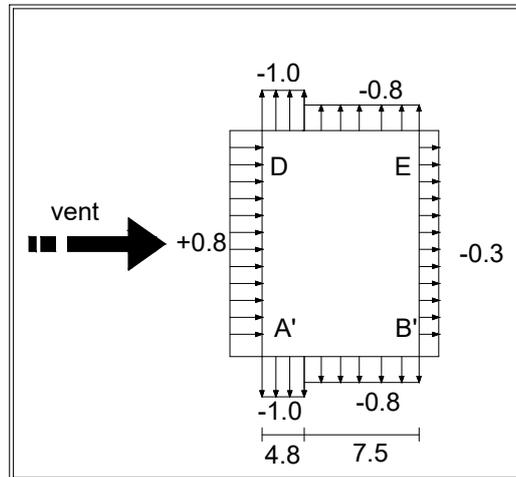


Figure II. 5 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

b. Terrasse

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) [2] les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$e = \text{Min} [b ; 2h] = 24$ m

b : Dimension du côté perpendiculaire au vent

$d = 12,30$ m

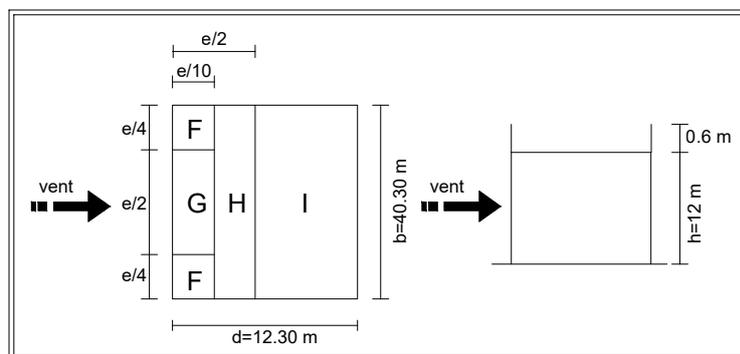


Figure II. 6 : Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) [2] on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/12 = 0,05$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et $h_p/h = 0,05$ on trouve :

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,40	-0,9	-0,7	+,-0,2

Tableau II. 10 : C_{pe} pour les toitures plates d'un bâtiments à base rectangulaire

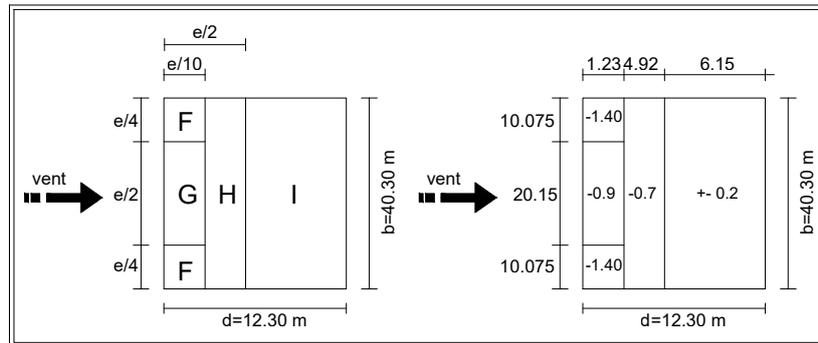


Figure II. 7 : Valeurs de C_{pe} pour les toiture plates

• Coefficient de pression intérieure C_{pi}

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) [2] on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :
 $C_{pi} = -0,5$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans le tableau suivant :

RDC +4 m :

Zone	C_d	$q_p(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j) (\text{daN/m}^2)$
A'	1	55.506	-1	-0.05	-52.730
B'	1	55.506	0,8	-0.05	-41.630
D	1	55.506	+0,8	-0,05	47.180
E	1	55.506	-0,3	-0,05	-13.877

Tableau II. 11 : Valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur le RDC (V1)

(R+1) +8 m :

Zone	C _d	q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z _j) (daN/m ²)
A'	1	66.642	-1	-0.05	-63.310
B'	1	66.642	0,8	-0.05	-49.982
D	1	66.642	+0,8	-0,05	56.646
E	1	66.642	-0,3	-0,05	-16.661

Tableau II. 12 : Valeurs des pressions W(z_j) sur le 1er étage (V1)**(R+2) +12 m :**

Zone	C _d	q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z _j) (daN/m ²)
A'	1	78.779	-1	-0.05	-74.840
B'	1	78.779	0,8	-0.05	-59.084
D	1	78.779	+0,8	-0,05	69.326
E	1	78.779	-0,3	-0,05	-19.695

Tableau II. 13 : Valeurs des pressions W(z_j) sur le 2^{eme} étage (V1)**Toiture :**

Zone	C _d	q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z _j) ₂ (daN/m ²)
F	1	78.779	-1.4	-0.05	-106,352
G	1	78.779	-0.9	-0.05	-66,962
H	1	78.779	-0.7	-0.05	-51.206
I	1	78.779	-0.2	-0.05	-11.817
	1	78.779	+0.2	-0.05	19.695

Tableau II. 14 : Valeurs des pressions W(z_j) sur la toiture (V1)

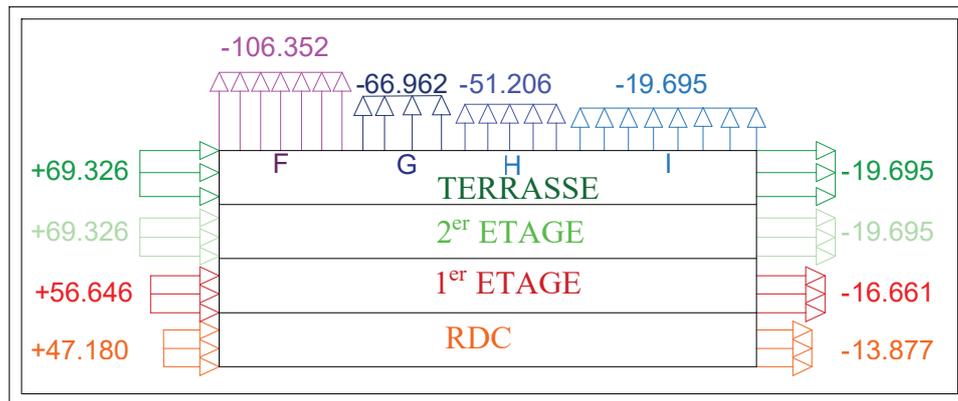


Figure II. 8 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la construction en direction V1

— Direction V2 du vent

On suit les mêmes étapes que pour la direction V1.

Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

a. Parois verticales

$b = 12,30 \text{ m}$; $d = 40,30 \text{ m}$; $e = 12,30 \text{ m}$

$d > e \Rightarrow$ La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante.

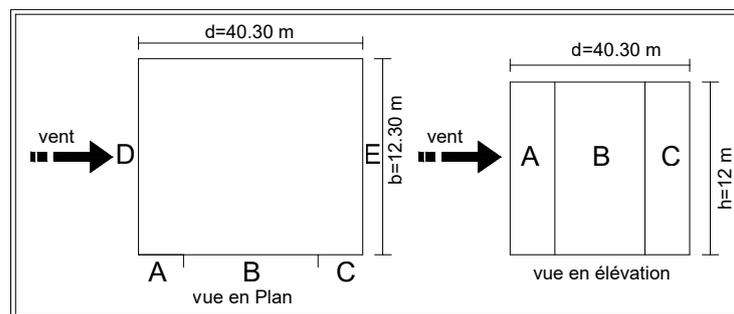


Figure II. 9 : Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S = 40,30 \times 17 = 483,60 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$. Selon la formule (5.1. RNV2013) [2] donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$

-D'après le tableau (5.1. RNV2013) [2] on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II. 15: C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire

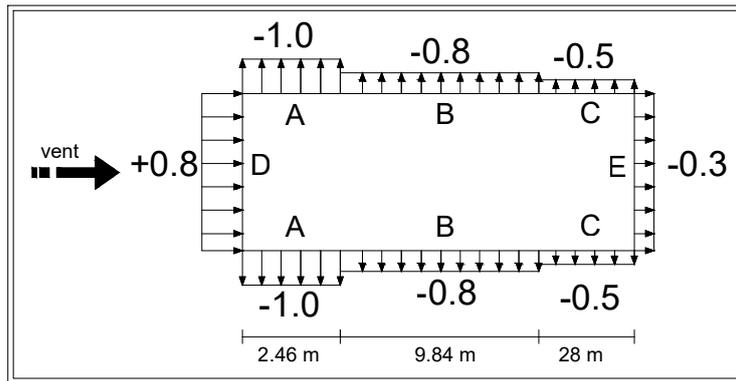


Figure II. 10 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

b- la Terrasse

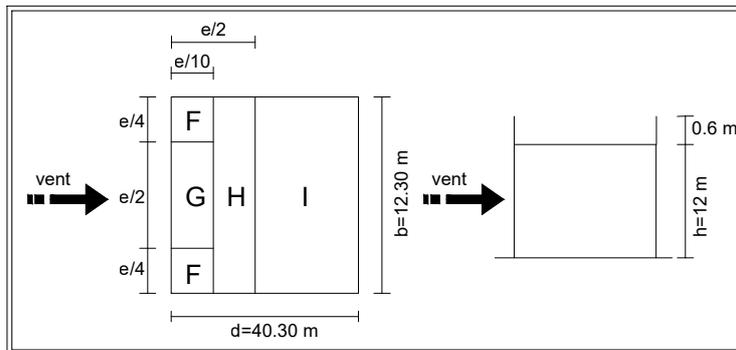


Figure II. 11 : Légende pour les toitures plates

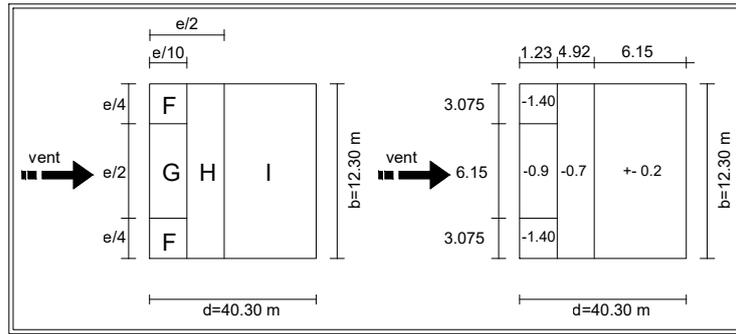
Selon le tableau (5.2. RNV2013) [2] on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/12 = 0,05$.

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0,025$ et $h_p/h = 0,05$ on trouve :

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,40	-0,90	-0,7	+0,2

Tableau II. 16 : C_{pe} pour les toitures plates des bâtiments à base rectangulaire

Figure II. 12 : Valeurs de C_{pe} pour les toitures plates

Coefficient de pression interne C_{pi} :

$$C_{pi} = -0,3$$

Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sont données dans le tableau suivant :

RDC +4 m :

Zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ (daN/m ²)
A	1	55,506	-1,00	-0,30	-38,854
B	1	55,506	-0,80	-0,30	-27,753
C	1	55,506	-0,50	-0,30	-11,101
D	1	55,506	+0,80	-0,30	61,056
E	1	55,506	-0,30	-0,30	0

Tableau II. 17 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur RDC (V2)

(R+1) +8 m :

Zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ (daN/m ²)
A	1	66,642	-1,00	-0,30	-46,645
B	1	66,642	-0,80	-0,30	-33,321
C	1	66,642	-0,50	-0,30	-13,328
D	1	66,642	+0,80	-0,30	73,306
E	1	66,642	-0,30	-0,30	0

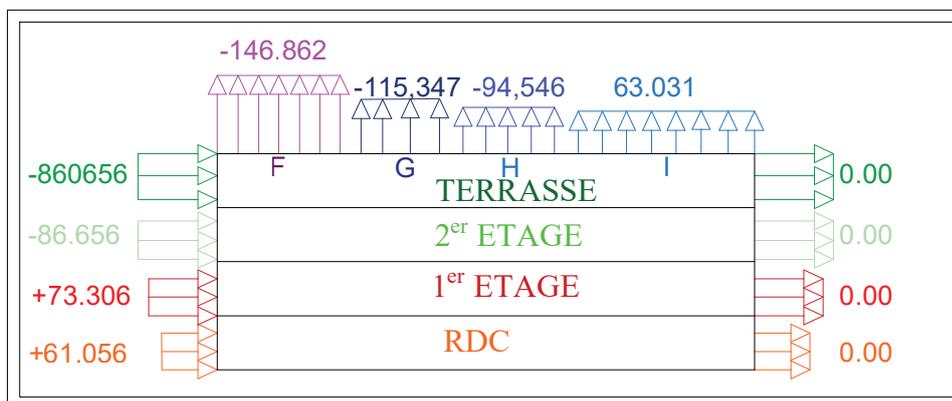
Tableau II. 18 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 1^{er} étage (V2)

(R+2) +12 m :

Zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ (daN/m ²)
A	1	78,779	-1,00	-0.30	-55.145
B	1	78,779	-0.80	-0.30	-39.389
C	1	78,779	-0.50	-0.30	-15.755
D	1	78,779	+0.80	-0.30	-86.656
E	1	78,779	-0.30	-0.30	0

Tableau II. 19 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur le 2^{ème} étage (V2)**Toiture :**

Zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ (daN/m ²)
F	1	78,779	-1.4	-0.30	-146,862
G	1	78,779	-0.9	-0.30	-115,347
H	1	78,779	-0.7	-0.30	-94,546
I	1	78,779	-0.2	-0.30	-63,031
	1	78,779	+0.2	-0.30	-37,819

Tableau II. 20 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la toiture (V2)Figure II. 13 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la construction en direction V2

— Direction du vent V3

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; $b = 40,30$ m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V3 ; $d = 12,30$ m.

$e = \min [b ; 2h] = \min [40,30 ; 24]$ $e = 24$ m

$d < e$ La paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

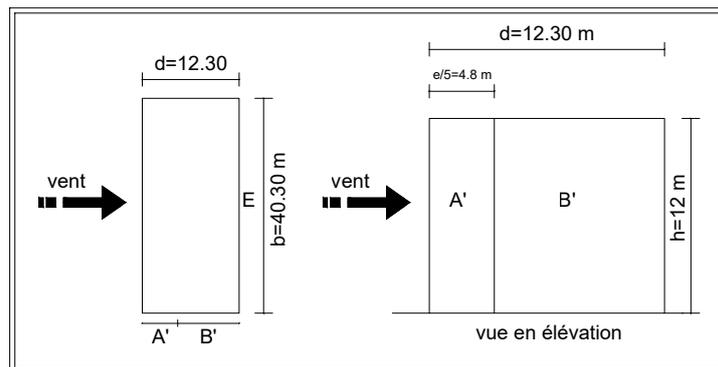


Figure II. 14 : Légende pour les parois verticales

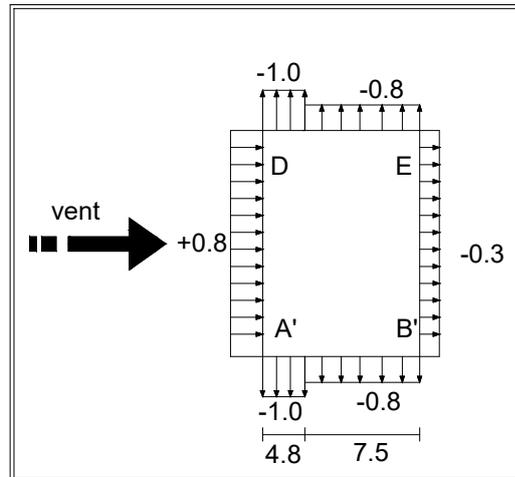
-la surface de la paroi considérée $S = 40,30 \times 12 = 483,60 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$. Selon la formule (§5.1.

RNV2013) [2] donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) [2] on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau II. 21 : C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiments à base rectangulaire

Figure II. 15 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales**b. Terrasse**

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) [2] les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$e = \text{Min} [b ; 2h] = 24$ m

b : Dimension du côté perpendiculaire au vent

$d = 12,30$ m

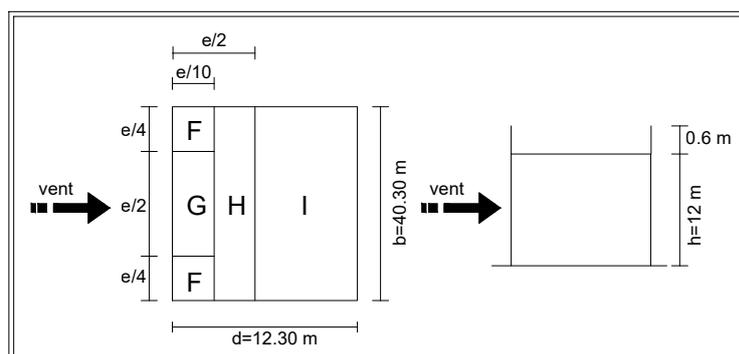


Figure II. 16 : Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) [2] on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/12 = 0,05$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et $h_p/h = 0,05$ on trouve :

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,40	-0,9	-0,7	+ -0,2

Tableau II. 22 : C_{pe} pour les toitures plates d'un bâtiments à base rectangulaire

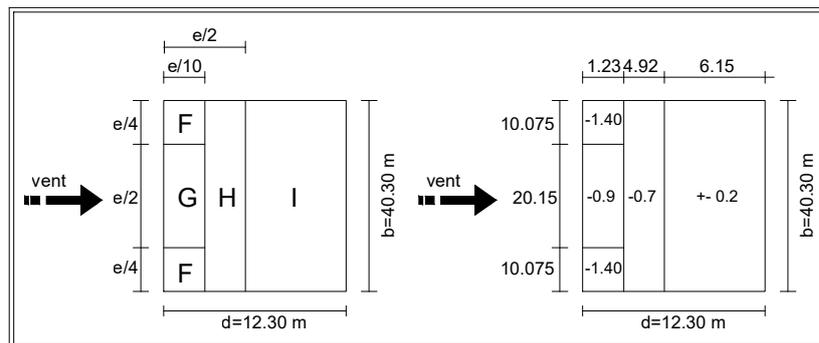


Figure II. 17 : Valeurs de C_{pe} pour les toiture plates

• Coefficient de pression intérieure C_{pi}

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) [2] on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$$C_{pi}=0,1$$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans le tableau suivant :

RDC +4 m :

Zone	C_d	$q_p(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j) (\text{daN/m}^2)$
A'	1	55,506	-1	0.1	-61,056
B'	1	55,506	-0,8	0.1	-49,955
D	1	55,506	-0,8	0.1	38,854
E	1	55,506	-0,3	0.1	-22,202

Tableau II. 23 : Valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur le RDC (V3)

(R+1) +8 m :

Zone	C _d	q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z _j) (daN/m ²)
A'	1	66.642	-1	0.1	-73,306
B'	1	66.642	-0,8	0.1	-59,977
D	1	66.642	-0,8	0.1	46,649
E	1	66.642	-0,3	0.1	-26,656

Tableau II. 24 : Valeurs des pressions W(z_j) sur le 1er étage (V3)**(R+2) +12 m :**

Zone	C _d	q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z _j) (daN/m ²)
A'	1	78,779	-1	0.1	-86,565
B'	1	78,779	-0,8	0.1	-59,977
D	1	78,779	-0,8	0.1	55,145
E	1	78,779	-0,3	0.1	-31,511

Tableau II. 25 : Valeurs des pressions W(z_j) sur le 2^{eme} étage (V3)**Toiture :**

Zone	C _d	q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z _j) ² (daN/m ²)
F	1	78.779	-1.4	0.1	-118,168
G	1	78.779	-0.9	0.1	-78,779
H	1	78.779	-0.7	0.1	-63,023
I	1	78.779	-0.2	0.1	-23,633
	1	78.779	+0.2	0.1	7,8779

Tableau II. 26 : Valeurs des pressions W(z_j) sur la toiture (V3)

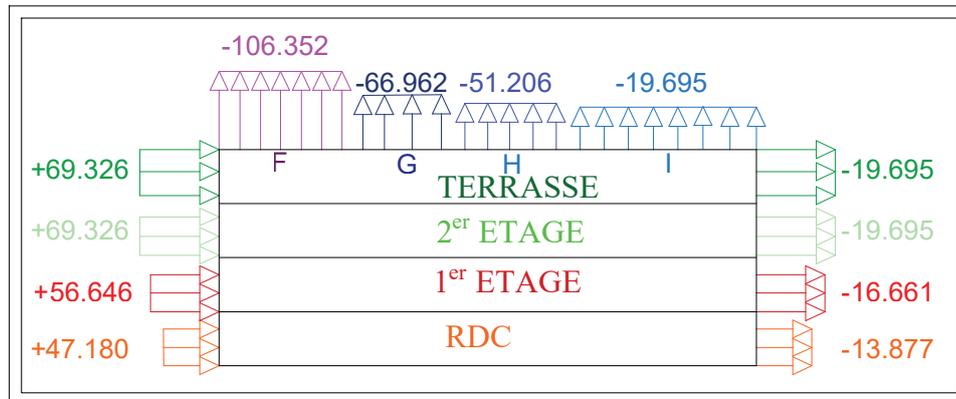


Figure II. 18 : Valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la construction en direction V3

II.4.2.3.4 Action d'ensemble

a- Calcul des F_w à l'aide des coefficients de forces

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \quad [N] \quad (\S 2.6.1. RNV2013) [2]$$

C_d : Coefficient dynamique

C_f : Coefficient de force

A_{ref} : Surface élémentaire

1- Calcul du coefficient dynamique C_d

— Direction V1

$b = 40,30$ m et $h = 12$ m

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

- Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction
- $Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$ (figure 3.1 §3.3. RNV2013) [2]
 $h = 12 \text{ m}$
 $Z_{eq} = 0,6 \times 12 = 7,2 \text{ m} \geq Z_{min} = 5 \text{ m}$

- $I_v(z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $Z = Z_{eq}$
 $I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)}$ pour $Z > Z_{min}$ (§2.4.6. RNV2013) [2]

$$I_v(z_{eq}) = 0,314$$

- Q^2 : Partie quasi statique
 $Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{l_i(z_{eq})}\right)^{0,63}}$ (§3.3.1. RNV2013) [2]

$$l_i(z) = 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\varepsilon \text{ Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad (§3.3.1. RNV2013) [2]$$

$$l_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{Z_{eq}}{200}\right)^\varepsilon$$

$$l_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{7,2}{200}\right)^{0,67} = 32,35 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{40,30 + 12}{32,35}\right)^{0,63}} = 0,450$$

- R^2 : Partie résonnante
 $1 - R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$ (§3.3.2 RNV2013) [2]
 δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural
 $\delta = \delta_s + \delta_a$
 $\delta_s = 0,05$ (Tableau 3.1 RNV2013) [2]
 $\delta_a = 0$ (§3.3.2. RNV2013) [2]
 $\delta = 0,05 + 0 = 0,05$

n_{lx} : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction x

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}} \quad (§3.3.2. RNV2013) [2]$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par :

$$N_x = \frac{n_{lx} \times l_i(z_{eq})}{V_{m(z_{eq})}} \quad (§3.3.2. RNV2013) [2]$$

- $V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{ref}$ (ANNEXE 2. RNV2013) [2]
 $V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{ref}$
 $c_r(z_{eq}) = k_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)$ Pour $Z_{min} < Z < 200 \text{ m}$

$$c_r(z_{eq}) = 0,215 \times \ln\left(\frac{7,2}{1}\right) = 0,424$$

$$C_{t(z_{eq})} = 1$$

$$V_{ref} = 27 \text{ m/s}$$

(ANNEXE 2. RNV2013) [2]

$$V_{m(z_{eq})} = 0,424 \times 1 \times 27 = 11,45 \text{ m/s}$$

- Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale dans la direction V1

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} \quad [\text{Hz}] \quad (\S 3.3.4. \text{ RNV2013}) [2]$$

f : est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration

$$f = \frac{h}{100} = \frac{12}{100} = 0,120 \text{ m}$$

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,12}} = 1,443 \text{ [Hz]}$$

$$N_x = \frac{1,443 \times 32,35}{11,45} = 4,077$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 4,077}{(1 + 10,2 \times 4,077)^{5/3}} = 0,053$$

2- R_h et R_b : Fonctions d'admittance aérodynamique

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ pour } \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ pour } \eta_b > 0$$

Avec

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{l_{i(z_{eq})}}$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{l_{i(z_{eq})}}$$

$$\eta_h = 6,956$$

$$\eta_b = 23,363$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6,956}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 6,956^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 6,956}) = 0,133$$

$$R_b = \left(\frac{1}{23,363}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 23,363^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 23,363}) = 0,041$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,053 \times 0,133 \times 0,041 = 0,028$$

- Calcul de facteur de pointe « g »

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\S 3.3.3. \text{ RNV2013}) [2]$$

Calcul de la fréquence moyenne

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$v = 0,349 \text{ Hz} \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,349)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,349)}} = 3,452 \geq 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,452 \times 0,314 \times \sqrt{0,45 + 0,028}}{1 + 7 \times 0,314} = 0,781$$

– **Direction V2**

1- Calcul de coefficient dynamique Cd

b= 12,30 m et h = 12 m

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

h = 12 m

$Z_{eq} = 0,6 \times 12 = 7,2 \text{ m} \geq Z_{\min} = 5 \text{ m}$

- Intensité de la turbulence pour $Z = Z_{eq}$

$$I_v(z_{eq}) = 0,314$$

- Partie quasi statique Q^2 :

$$I_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{7,2}{200} \right)^{0,67} = 32,35 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{12,30 + 12}{32,35} \right)^{0,63}} = 0,570$$

- Partie résonnante R^2 :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\text{\S}3.3.2. RNV2013) [2]$$

- Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

- Calcul de la fréquence propre de mode fondamentale dans la direction AB

$$n_{lx} = \frac{0,5}{\sqrt{0,12}} = 1,443 \text{ Hz}$$

$$N_x = \frac{1,443 \times 32,35}{11,45} = 4,077$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 4,077}{(1 + 10,2 \times 4,077)^{5/3}} = 0,053$$

- Fonctions d'admittance aérodynamique R_h et R_b

Avec

$$\eta_h = 6,956$$

$$\eta_b = 7,130$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6,956} \right) - \left(\frac{1}{2 \times 6,956^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times 6,956}) = 0,133$$

$$R_b = \left(\frac{1}{7,130} \right) - \left(\frac{1}{2 \times 7,130^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times 7,130}) = 0,130$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,053 \times 0,133 \times 0,130 = 0,090$$

- Calcul de facteur de pointe « g »

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

- Fréquence moyenne

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \quad [\text{Hz}]$$

$$v = 0,532 \text{ Hz} \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,532)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,532)}} = 3,572 \geq 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,572 \times 0,314 \times \sqrt{0,09 + 0,570}}{1 + 7 \times 0,314} = 0,882$$

- **Direction V3**
V1=V3

	La direction du vent	Le coefficient dynamique C_d
H = 12 m b = 40,30 m	V1	0,781
H = 12 m b = 12,30 m	V2	0,882
H = 12 m b = 40,30 m	V3	0,781

Tableau II. 27 : Valeurs de coefficient dynamique C_d

2- Calcul du coefficient de forme

- $C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda$ (§4.1. RNV2013) [2]

$C_{f,0}$: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

ψ_λ : Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) [2] en fonction de l'élancement effectif λ_e

- $C_{f,0} = 1,3$ (Figure 4.4 §4.2.RNV2013) [2]

- $\lambda_e = \min(2 \times l/b ; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2RNV2013) [2]

$$\lambda_e = (2 \times \frac{12,30}{40,30} ; 70) = 0,610$$

- ψ_λ Pour $\varphi = 1$ et $\lambda_e = 0,610$ (§4.1.1RNV2013) [2]

$$\psi_\lambda = 0,26 \quad (\text{Figure 4.1 §4.1.1RNV2013}) [2]$$

$$C_f = 1,3 \times 0,26 = 0,338$$

3- Calcul de la surface élémentaire $A_{\text{réf}}$:

$$A_{\text{réf}} = l \times h \quad (\text{Rectangle})$$

– **Direction V1-V3**

(La face de toiture considérée rectangulaire)

Niveau	H (m)	L (m)	C _d	C _f	q _p (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _w (daN)
RDC	4	40,30	0,781	0,338	55,506	161,20	2361,960
1 ^{er} étage	4	40,30	0,781	0,338	66,642	161,20	2835,833
2 ^{ème} étage	4	40,30	0,781	0,338	78,779	161,20	3352,302

Tableau II. 28 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V1-V3)– **Direction V2**

Niveau	H (m)	L (m)	C _d	C _f	q _p (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _w (daN)
RDC	4	12,30	0,882	1,386	55,506	49,20	3338,388
1 ^{er} étage	4	12,30	0,882	1,386	66,642	49,20	4008,159
2 ^{ème} étage	4	12,30	0,882	1,386	78,779	49,20	4738,134

Tableau II. 29 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V2)**c- Calcul des forces à l'aide des pressions de surface**

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces F_{w,e} ; F_{w,i} et F_{fr} donnée par :

$$\text{Force extérieure} \quad F_{w,e} = c_d \times \sum W_e \times A_{ref} \quad (\S 2.6.2. RNV2013) [2]$$

$$\text{Force intérieure} \quad F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref} \quad (\S 2.6.2. RNV2013) [2]$$

$$\text{Force de frottement} \quad F_{fr} = C_{fr} \times q_{p(z_e)} \times A_{fr} \quad (\S 2.6.2. RNV2013) [2]$$

W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de d'hauteur z_e donnée par :

$$W_e = q_{p(z_e)} \times C_{pe}$$

W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire d'hauteur z_e donnée par :

$$W_i = q_{p(z_i)} \times C_{pi}$$

A_{fr} : Aire de la surface extérieure parallèle au vent

z_e; z_i : Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures

C_{fr} : Coefficient de frottement (Tableau 2.8 §2.6.3 RNV2013) [2]

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

– Direction V1

1- Calcul des forces de pression extérieur

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	q _p (daN/m ²)	W _e (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (daN)
RDC	A'	0,781	-1	55,506	-55,506	161,20	-6988,049
RDC	B'	0,781	-0,8	55,506	-44,404	161,20	-5590,339
RDC	D	0,781	+0,8	55,506	+44,404	161,20	+5590,339
RDC	E	0,781	-0,3	55,506	-16,651	161,20	-2096,314
						ΣW _e = -72,157	-9084,363

Tableau II. 30 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	q _p (daN/m ²)	W _e (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (daN)
1 ^{er} étage	A'	0,781	-1	66,642	-66,642	161,20	-8390,041
1 ^{er} étage	B'	0,781	-0,8	66,642	-53,313	161,20	-6711,957
1 ^{er} étage	D	0,781	+0,8	66,642	+53,313	161,20	+6711,957
1 ^{er} étage	E	0,781	-0,3	66,642	-19,992	161,20	-2516,936
						ΣW _e = -86,634	-10906,977

Tableau II. 31 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1^{er} étage

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	q _p (daN/m ²)	W _e (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (daN)
2 ^{ème} étage	A'	0,781	-1	78,779	-78,779	161,20	-9918,055
2 ^{ème} étage	B'	0,781	-0,8	78,779	-63,023	161,20	-7934,419
2 ^{ème} étage	D	0,781	+0,8	78,779	+63,023	161,20	+7934,419
2 ^{ème} étage	E	0,781	-0,3	78,779	-23,633	161,20	-2975,328
						ΣW _e = -102,412	-12893,383

Tableau II. 32 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2^{ème} étage

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	q (daN/m ²)	W _e (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (daN)
Toiture	F	0,781	-1,40	78,779	-110,290	161,20	-13885,202
Toiture	G	0,781	-0,9	78,779	-70,901	161,20	-8926,237
Toiture	H	0,781	-0,7	78,779	-55,145	161,20	-6942,601
Toiture	I	0,781	-0,2	78,779	-15,755	161,20	-1983,510
Toiture	I	0,781	+0,2	78,779	+15,755	161,20	+1983,510
						ΣW _e = -236,336	-29754,04

Tableau II. 33 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le toiture

2- Calcul des forces de pression intérieure

Niveau	$q_p(z_e)$	C_{pi}	$W_i(\text{daN/m}^2)$	$A_{\text{réf}}(\text{m}^2)$	$F_{w_i}(\text{daN})$
RDC	55,506	-0.05	-2,775	161,20	-447,330
1 ^{er} étage	66,642	-0.05	-3,332	161,20	-537,118
2 ^{ème} étage	78,779	-0.05	-3,938	161,20	-634,805
$\Sigma W_i = -10,045$					-1619,253

Tableau II. 34 : Valeurs des forces de pression intérieures sur les étages

Niveau	$q_p(z_e)$	C_{pi}	W_i	$A_{\text{réf}}(\text{m}^2)$	$F_{w_i}(\text{daN})$
Toiture	78,779	-0.05	-3,938	161,20	-634,805

Tableau II. 35 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture

3- Calcul de A_{fr}

$A_{fr} = d \times h_i$ Paroi vertical

$$A_{fr} = 40,30 \times 4 = 161,20 \text{ m}^2$$

$A_{fr} = b \times d$ Toiture plate ou couverture

$$A_{fr} = 12,30 \times 40,30 = 495,690 \text{ m}^2$$

Niveau	C_{fr}	$q_p(z_e)$	A_{fr}	F_{fr}
RDC	0,01	55,506	161,20	89,475
1 ^{er} étage	0,01	66,642	161,20	107,426
2 ^{ème} étage	0,01	78,779	161,20	126,991
Toiture	0,01	78,779	495,690	390,499

Tableau II. 36: Valeurs des forces de frottement direction V1

- Direction V2**1- Calcul des forces de pression extérieur**

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	$q_p (\text{daN/m}^2)$	$W_e(\text{daN/m}^2)$	$A_{\text{réf}} (\text{m}^2)$	$F_{w,e} (\text{daN})$
RDC	A'	0,882	-1	55,506	-55,506	49,20	-2408,649
RDC	B'	0,882	-0,8	55,506	-44,404	49,20	-1926,884
RDC	C	0,882	-0,5	55,506	-27,753	49,20	-1204,324
RDC	D	0,882	+0,8	55,506	+44,404	49,20	+1926,884
RDC	E'	0,882	-0,3	55,506	-16,651	49,20	-722,560
$\Sigma W_e = -99,904$							-4335,533

Tableau II. 37 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	q _p (daN/m ²)	W _e (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (daN)
1 ^{er} étage	A'	0,882	-1	66,642	-66,642	49,20	-2891,889
1 ^{er} étage	B'	0,882	-0,8	66,642	-53,313	49,20	-2313,485
1 ^{er} étage	C	0,882	-0,5	66,642	-33,321	49,20	-1445,944
1 ^{er} étage	D	0,882	+0,8	66,642	+53,313	49,20	+2313,485
1 ^{er} étage	E'	0,882	-0,3	66,642	-19,992	49,20	-867,540
						ΣW _e = -119,955	-5205,373

Tableau II. 38 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1^{er} étage

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	q _p (daN/m ²)	W _e (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (daN)
2 ^{ème} étage	A'	0,882	-1	78,779	-78,779	49,20	-3418,567
2 ^{ème} étage	B'	0,882	-0,8	78,779	-63,023	49,20	-2734,845
2 ^{ème} étage	C	0,882	-0,5	78,779	-39,389	49,20	-1709,262
2 ^{ème} étage	D	0,882	+0,8	78,779	+63,023	49,20	+2734,845
2 ^{ème} étage	E'	0,882	-0,3	78,779	-23,633	49,20	-1025,539
						ΣW _e = -141,801	-6153,368

Tableau II. 39 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2^{ème} étage

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	q (daN/m ²)	W _e (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (daN)
Toiture	F	0,882	-1,40	78,779	-110,290	49,20	-4785,968
Toiture	G	0,882	-0,9	78,779	-70,901	49,20	-3076,709
Toiture	H	0,882	-0,7	78,779	-55,145	49,20	-2392,984
Toiture	I	0,882	-0,2	78,779	-15,755	49,20	-683,678
Toiture	I	0,882	+0,2	78,779	+15,755	49,20	+683,678
						ΣW _e = -236,336	-10255,661

Tableau II. 40 : Valeurs des forces pression extérieures sur la toiture

2- Calcul des forces de pression intérieure

Niveau	q _{p(ze)}	C _{pi}	W _i (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{wi} (daN)
RDC	55,506	-0.3	-16,651	49,20	-819,229
1 ^{er} étage	66,642	-0.3	-19,992	49,20	-983,606
2 ^{ème} étage	78,779	-0.3	-23,633	49,20	-1162,743
				ΣW _i = -60,276	-2965,572

Tableau II. 41 : Valeurs des forces de pression intérieures sur les 2 étages

Niveau	$q_p(z_e)$	C_{pi}	W_i	$A_{réf}(m^2)$	$F_{wi}(daN)$
Toiture	78,779	-0.3	-23,633	49,20	-1162,743

Tableau II. 42 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture

3- Calcul de A_{fr}

$$A_{fr} = d \times h_i \text{ Paroi verticale}$$

$$A_{fr} = 12.30 \times 4 = 49,20m^2$$

$$A_{fr} = d \times b$$

$$A_{fr} = 12,3 \times 40,3 = 495,69 m^2$$

Niveau	C_{fr}	$q_p(z_e)$	A_{fr}	F_{fr}
RDC	0,01	55,506	49,20	27,308
1 ^{er} étage	0,01	66,642	49,20	32,787
2 ^{eme} étage	0,01	78,779	49,20	38,759
Toiture	0,01	78,779	495,690	390,499

Tableau II. 43 : Valeurs des forces de frottement dans la direction V2

– Direction V3**1- Calcul des forces de pression extérieur**

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	q_p (daN/m ²)	W_e (daN/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	$F_{w,e}$ (daN)
RDC	A'	0,781	-1	55,506	-55,506	161,20	-6988,049
RDC	B'	0,781	-0,8	55,506	-44,404	161,20	-5590,339
RDC	D	0,781	+0,8	55,506	+44,404	161,20	+5590,339
RDC	E	0,781	-0,3	55,506	-16,651	161,20	-2096,314
$\Sigma W_e = -72,157$							-9084,363

Tableau II. 44 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le RDC

Niveau	Zone	C_d	C_{pe}	q_p (daN/m ²)	W_e (daN/m ²)	$A_{réf}$ (m ²)	$F_{w,e}$ (daN)
1 ^{er} étage	A'	0,781	-1	66,642	-66,642	161,20	-8390,041
1 ^{er} étage	B'	0,781	-0,8	66,642	-53,313	161,20	-6711,957
1 ^{er} étage	D	0,781	+0,8	66,642	+53,313	161,20	+6711,957
1 ^{er} étage	E	0,781	-0,3	66,642	-19,992	161,20	-2516,936
$\Sigma W_e = -86,634$							-10906,977

Tableau II. 45 : Valeurs des forces de pression extérieures sur le 1^{er} étage

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	q _p (daN/m ²)	W _e (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (daN)
2 ^{ème} étage	A'	0,781	-1	78,779	-78,779	161,20	-9918,055
2 ^{ème} étage	B'	0,781	-0,8	78,779	-63,023	161,20	-7934,419
2 ^{ème} étage	D	0,781	+0,8	78,779	+63,023	161,20	+7934,419
2 ^{ème} étage	E	0,781	-0,3	78,779	-23,633	161,20	-2975,328
						ΣW _e = -102,412	-12893,383

Tableau II. 46: Valeurs des forces de pression extérieures sur le 2^{ème} étage

Niveau	Zone	C _d	C _{pe}	q (daN/m ²)	W _e (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{w,e} (daN)
Toiture	F	0,781	-1,40	78,779	-110,290	161,20	-13885,202
Toiture	G	0,781	-0,9	78,779	-70,901	161,20	-8926,237
Toiture	H	0,781	-0,7	78,779	-55,145	161,20	-6942,601
Toiture	I	0,781	-0,2	78,779	-15,755	161,20	-1983,510
Toiture	I	0,781	+0,2	78,779	+15,755	161,20	+1983,510
						ΣW _e = -236,336	-29754,04

Tableau II. 47 : Valeurs des forces de pression extérieures sur la toiture

2- Calcul des forces de pression intérieure

Niveau	q _{p(ze)}	C _{pi}	W _i (daN/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _{wi} (daN)
RDC	55,506	0,1	5,550	161,20	894,660
1 ^{er} étage	66,642	0,1	6,664	161,20	1074,236
2 ^{ème} étage	78,779	0,1	7,877	161,20	1269,772
				ΣW _e = 20,091	3238,668

Tableau II. 48 : Valeurs des forces de pression intérieures sur les étages

Niveau	q _{p(ze)}	C _{pi}	W _i	A _{réf} (m ²)	F _{wi} (daN)
Toiture	78,779	0.1	7,877	161,20	1269,772

Tableau II. 49 : Valeurs des forces de pression intérieures sur la toiture

3- Calcul de A_{fr}

A_{fr} = d × h_i Paroi vertical

$$A_{fr} = 40,30 \times 4 = 161,20 \text{ m}^2$$

A_{fr} = b × d Toiture plate ou couverture

$$A_{fr} = 12,30 \times 40,30 = 495,690 \text{ m}^2$$

Niveau	C _{fr}	q _{p(ze)}	A _{fr}	F _{fr}
RDC	0,01	55,506	161,20	89,475
1 ^{er} étage	0,01	66,642	161,20	107,426
2 ^{ème} étage	0,01	78,779	161,20	126,991
Toiture	0,01	78,779	495,69	390,499

Tableau II. 50 Valeurs des forces de frottement direction V3

4- Calcul des forces de frottement F_{fr}

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

- Direction V1

$$(40,30 \times 12) \times 2 \times 4 = 3868,80 \text{ m}^2$$

$$(12,30 \times 12) \times 2 = 295,20 \text{ m}^2 \leq 3868,80 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est négligeable dans la direction **V1**

- Direction V2

$$(12,30 \times 12) \times 2 \times 4 = 1180,80 \text{ m}^2$$

$$(40,30 \times 12) \times 2 = 967,20 \text{ m}^2 \leq 1180,80 \text{ m}^2$$

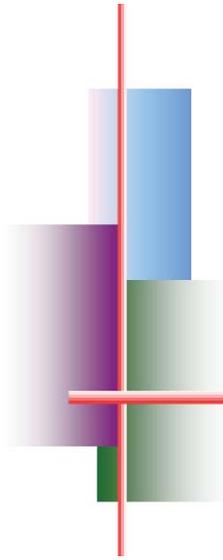
La condition est vérifiée alors la force de frottement est négligeable dans la direction **V2**

- Direction V3

$$(40,30 \times 12) \times 2 \times 4 = 3868,80 \text{ m}^2$$

$$(12,30 \times 12) \times 2 = 295,20 \text{ m}^2 \leq 3868,80 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est négligeable dans la direction **V3**



Chapitre III



PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEURS

III. CHAPITRE III : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEURS

III.1 Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaires et solives), on pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- Puis la vérification faite selon la condition de résistance
- Et on termine par le calcul de séisme

III.2 Quelques notions relatives au règlement CCM97

III.2.1 Objectif

Le règlement CCM97 a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous

III.2.2 Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

- ⇒ Section de classe (1, 2,3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- ⇒ Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$
- ⇒ Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- ⇒ Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$

III.2.3 Valeurs limites des flèches

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

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

Conditions $\delta_{V \max}$	Flèche dans l'état final
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400
Cas où $\delta_{V \max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau III. 1 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

III.3 Pré-dimensionnement

III.3.1 Pré-dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent en flexion simple.

Leur écartement (la distance entre une solive et une autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq L \leq 1,5 \text{ m}$$

(LES CHARPENTES METALLIQUES, Chapitre 2.2) [7]

Leur écartement varie de 0,70 m à 1,50 m, suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation).

On opte pour une distance de $L=1,00 \text{ m}$

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

III.3.1.1 Solive de terrasse

$$G = 552 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 100 \text{ daN/m}^2$$

On prend en compte la surcharge de la neige

$$N_N = 26,30 \text{ daN/m}^2$$

a) Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

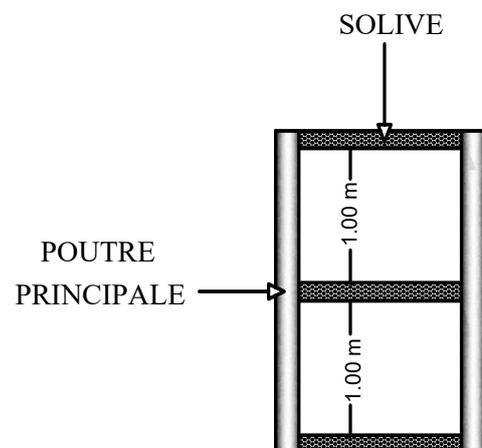
$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

Pour une poutre bi-articulée

$$f_{\max} = \frac{5Ql^4}{384 EI}$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

Q : la charge non pondérée ($Q=G+q+N_N$)



$$Q = (552+100+26.3) = 678,3 \text{ daN/m}^2$$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

- La charge sur la solive

$$Q = 678,3 \times 1,00 = 678,30 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 210000 \text{ MPa}$

$$L = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^3 \times 2,5}{384 \times E} = 2271,09 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 2271,09 \Rightarrow \text{IPE220}$$

Caractéristiques de la poutrelle utilisée "IPE 220"

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE220	26,2	33,37	220	110	9,2	2772	204,9	285,4	58,11	9,11	2,48

Tableau III. 2 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la solive de la terrasse IPE 220

a) Classe de la section transversale

- Semelle

$$b = 110 \text{ mm}$$

$$c = b/2 = 110/2 = 55 \text{ mm}$$

$$t_f = 9,2 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 5,97 < 10\varepsilon \approx 10 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- Âme fléchie

$$d = 177,6 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,9 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 30,10 < 72\varepsilon \approx 72 \text{ Donc l'âme est de classe 1.}$$

→ La section globale est de classe 1.

b) Vérification de résistance (effort tranchant)

Vérification si $V_{Sd} \leq 0,5 V_{Pl,Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{q \times L}{2} \text{ et } V_{Pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{Sd} = \frac{970,02 \times 6}{2} = 2910,06 \text{ daN} = 29,10 \text{ kN}$$

$$A_V = A - 2 b \times t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

$$A_V = 33,37 - 2(11) \times 0,92 + (0,59 + 2(1,2))0,92$$

$$A_V = 15,88 \text{ cm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{15,88 \times 10^2 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 195868,70 \text{ N} = 195,868 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 29,10 \text{ kN} < 0,5 \times V_{Pl,Rd} = 97,93 \text{ kN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

c) Condition de résistance (moment fléchissant)

$$G = 552 + 26,2 = 578,20 \text{ daN/m}^2$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 1,35 G + 1,5 (q + N_N)$$

Pour une bonde de 1 m

$$Q = 970,02 \times 1 = 970,02 \text{ daN/m}$$

$$M_y = M_{Sd} = \frac{q_y \times L^2}{8} = \frac{970,02 \times 6^2}{8} = 4365,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{Pl,y} = \frac{f_y \times W_{Pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{23,5 \times 285,4}{1,1} = 6097,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 4365,09 \text{ daN.m} ; M_{pl,y} = 6097,18 \text{ daN.m} \Rightarrow M_{sd} < M_{pl,y} \quad \text{Donc c'est vérifiée.}$$

III.3.1.2 Solives de plancher courant

$$Q : \text{ la charge non pondérée } (Q = G + q) = (439 + 150) = 589 \text{ daN/m}^2$$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

La charge sur la solive :

$$Q = 589 \times 1 = 589 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 210000 \text{ MPa}$

$$L = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$$

$$I \geq 1972,09 \Rightarrow \text{IPE220}$$

Caractéristiques de la poutrelle utilisée "IPE 220"

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE220	26,2	33,37	220	110	9,2	2772	204,9	285,4	58,11	9,11	2,48

Tableau III. 3 : Caractéristiques du profilé utilisé pour les solives des planchers courants IPE 220

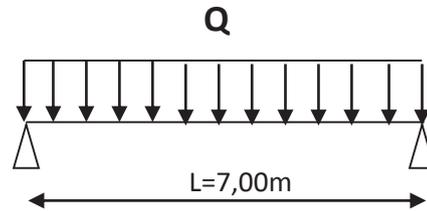
Eléments	I (cm ⁴)	Profilé choisie	Classe de section	Vérification de résistance	
				effort tranchant	moment fléchissant
Solive planché courant	1972,09	IPE220	1	Vérifiée	Vérifiée

III.3.2 Pré-dimensionnement des poutres

III.3.2.1 Poutre principale de la terrasse :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

La longueur de la poutre est de 7,00 m



Le Chargement	Charge linéaire
Chargement permanent «G» : <ul style="list-style-type: none"> • Poids propre du plancher : $G_p = 552 \text{ daN/m}^2$ • Solives : $G_s = 26,20 \text{ daN/ml}$ • $G_{\text{act}} = 175,26 \text{ daN/ml}$ 	$G_p = 552 \times 3,00 = 1656 \text{ daN/ml}$ $G_s = (26,20 \times 6) = 157,20 \text{ daN/ml}$ $G_{\text{total}} = 1988,46 \text{ daN/ml}$
$G_{\text{total}} = 1988,46 \text{ daN/ml}$	
Charge d'exploitation «Q»: $Q = 100 \text{ daN/m}$ Charge de neige $N_n = 26,30 \text{ daN/m}$	$Q + N_n = (100 + 26,30) \times 3,00 = 378,90 \text{ daN/ml}$
$Q_{\text{total}} = 378,90 \text{ daN/ml}$	
Pondérée	Non pondérée
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
$3252,77 \text{ daN/ml}$	$2367,36 \text{ daN/ml}$

$$I_y \geq 12586,87 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE 360}$$

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 360	57,1	72,73	360	170	12,7	16270	1043	1019	191,1	14,95	3,79

Tableau III. 4 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la poutre principale de la terrasse
IPE 360

Eléments	I (cm ⁴)	Profilé choisie	Classe de section	Vérification de résistance	
				effort tranchant	moment fléchissant
Poutre principale terrasse	12586,87	IPE 360	1	Vérifiée	Vérifiée

III.3.2.2 Poutre principale de l'étage courant

Le Chargement	Charge linéaire
Chargement permanent «G» : <ul style="list-style-type: none"> Poids propre du plancher : G_p = 459 daN/m² Solives : G_s = 26,20 daN/ml 	G _p = 439 × 3,00 = 1317 daN/ml G _s = (26,2 × 6) = 157,20 daN/ml G _{total} = 1474,20 daN/ml
G = 1474,20 daN/ml	
Charge d'exploitation «Q» : Charge d'essai Q = 150 daN/m	Q = (150) × 3 = 450 daN/ml
Q = 450 daN/ml	
Pondérée	Non pondérée
1,35G + 1,5Q	G+Q
2665,17 daN/ml	1514,20 daN/ml

$$I \geq 8050,75 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE 360}$$

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE 360	57,1	72,73	360	170	12,7	16270	1043	1019	191,1	14,95	3,79

Tableau III. 5 : Caractéristiques de profilé utilisé pour la poutre principale de l'étage courant IPE 360

Eléments	I (cm ⁴)	Profilé choisie	Classe de section	Vérification de résistance	
				effort tranchant	moment fléchissant
Poutre principale planché courant	8050,75	IPE 360	1	Vérifiée	Vérifiée

III.3.2.3 Poutre secondaire de la terrasse :

Chargement	Charge linéaire
Chargement permanent «G» : <ul style="list-style-type: none"> Poids propre du plancher : $G_p = 552 \text{ daN/m}^2$ Solives : $G_s = 26,20 \text{ daN/ml}$ $G_{act} = 175,26 \text{ daN/ml}$ 	$G_p = 552 \times 3,5 = 1932 \text{ daN/ml}$ $G_s = (26,20 \times 6) = 157,20 \text{ daN/ml}$ $G_{total} = 2264,46 \text{ daN/ml}$
$G = 2264,46 \text{ daN/ml}$	
Charge d'exploitation «Q» : Charge d'essai $Q = 100 \text{ daN/m}$ Charge de neige $N_n = 26,30 \text{ daN/m}$	$Q = (100 + 26,30) \times 3,5 = 442,05 \text{ daN/ml}$
$Q + N_n = 442,05 \text{ daN/ml}$	
Pondérée	Non pondérée
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
$3720,09 \text{ daN/ml}$	$2706,51 \text{ daN/ml}$

$I \geq 9061,97 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ On augmente la section, on choisit "IPE 330"

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm^2	h mm	b mm	t_f mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{pl-y} cm^3	W_{pl-z} cm^3	i_y cm	i_z cm
IPE 330	49,1	62,61	330	160	11,5	11770	788,1	804,3	153,7	13,71	3,55

Tableau III. 6 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la poutre secondaire de la terrasse IPE 330

Eléments	I (cm^4)	Profilé choisie	Classe de section	Vérification de résistance	
				effort tranchant	moment fléchissant
Poutre secondaire terrasse	9061,97	IPE 330	1	Vérifiée	Vérifiée

III.3.2.4 Poutre secondaire de l'étage courant

Le Chargement	Charge linéaire
Chargement permanent «G» : <ul style="list-style-type: none"> Poids propre de plancher : $G_p=459 \text{ daN/m}^2$ Solives : $G_s = 26,20 \text{ daN/ml}$ 	$G_p = 459 \times 3,5 = 1606,5 \text{ daN/ml}$ $G_s = (26,20 \times 6) = 157,20 \text{ daN/ml}$ $G_{\text{total}} = 1763,70 \text{ daN/ml}$
G=1763,70 daN/ml	
Charge d'exploitation «Q» : Charge d'essai Q=150 daN/m	Q= (150) \times 3,5 = 450 daN/ml
Q = 450 daN/ml	
Pondérée	Non pondérée
1,35G + 1,5Q	G+Q
3055,99 daN/ml	2213,70 daN/ml

$$I \geq 7411,94 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE300}$$

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B Mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 300	42,2	53,81	300	150	10,7	8356	603,8	628,4	125,2	12,46	3,35

Tableau III. 7 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la poutre secondaire de l'étage courant IPE 300

Eléments	I (cm ⁴)	Profilé choisie	Classe de section	Vérification de résistance	
				effort tranchant	moment fléchissant
Poutre secondaire planché courant	7411,94	IPE 300	1	Non vérifiée	Non vérifiée

On augmente la section, on choisit "IPE 330"

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 330	49,1	62,61	330	160	11,5	11770	788,1	804,3	153,7	13,71	3,55

Tableau III. 8 : Caractéristiques du profilé utilisé pour la poutre secondaire de l'étage courant IPE 330

Eléments	I (cm ⁴)	Profilé choisie	Classe de section	Vérification de résistance	
				effort tranchant	moment fléchissant
Poutre secondaire planché courant	9061,97	IPE 330	1	vérifiée	vérifiée

III.3.3 Pré-dimensionnement des poteaux

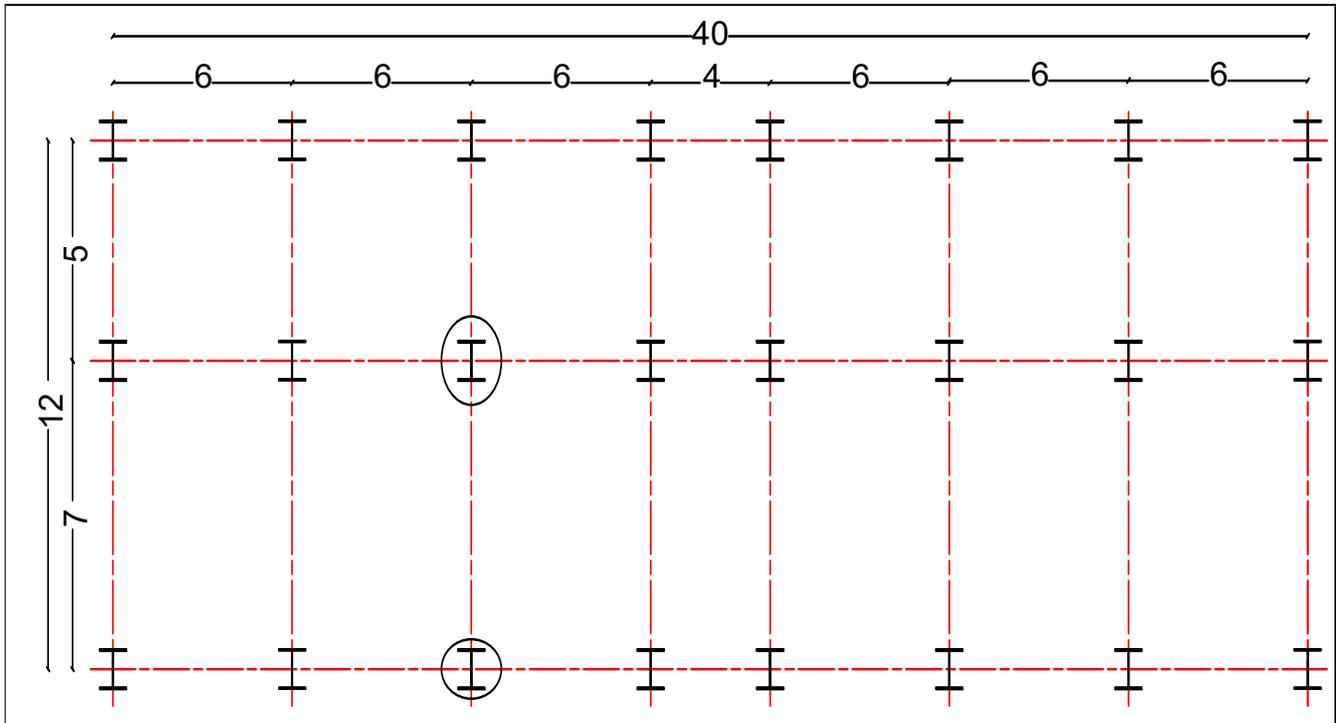


Figure III. 1 : Disposition des poteaux

III.3.3.1 Poteau de rive

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.

Le poteau de rive le plus sollicité a une surface de : 21 m²

- Niveau terrasse

$$G_{\text{terrasse}} = 5,52 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{Gt} = 5,52 \times 21 = 115,92 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ kN}$$

$$N_{Qt} = 1 \times 21 = 21 \text{ kN}$$

– Acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = 0,1752 \times 6 = 1,051 \text{ kN}$$

– Solive : IPE 220

$$N_s = (0,262 \times 6 \times 3) = 4,716 \text{ kN}$$

– Poutre s : IPE 330

$$N_{ps} = 6 \times 0,491 = 2,946 \text{ kN}$$

– Poutre p : IPE 360

$$N_{pp} = 3,5 \times 0,571 = 1,998 \text{ kN}$$

Niveau	Surface (m ²)	Q(kN/m ²)	Q (kN)	Éléments	G (kN/m ²)	G (kN)
2 ^{ème} étage	21	1	21	Plancher	5,52	115,92
				IPE220	0,262	4,716
				IPE330	0,491	2,946
				IPE360	0,571	1,998
				acrotère	0,1752	1,051
Somme de G pour le 2 ^{ème} étage						126,631
1 ^{er} étage	21	2,5	52,50	Plancher	4,59	96,39
				IPE220	0,262	4,716
				IPE330	0,491	2,946
				IPE360	0,571	1,998
Somme de G pour le 2 ^{ème} + 1 ^{er} étage						232,681
RDC	21	4	84	Plancher	4,59	96,39
				IPE220	0,262	4,716
				IPE330	0,491	2,946
				IPE360	0,571	1,998
Somme de G pour le 2 ^{ème} + 1 ^{er} "étage"+ RDC						338,731

Tableau III. 9 : Descente des charges « poteaux de rive »

a- Détermination du profilé

$$N_t = N_{Gt} + N_{acr} + N_s + N_{ptr}$$

- Dimensionnement a la compression :

$$N_{sd} = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

Niveau	G (kN)	Q (kN)	N _{sd} (kN)	A (mm ²)	Profilé
2 ^{ème} étage	126,631	21	202,45	947,63	HEA100
1 ^{er} étage	232,681	52,50	392,86	1838,91	HEA120
RDC	338,731	84	583,28	2730,24	HEA160

Tableau III. 10 : Pré-dimensionnement des poteaux de rive

b- Vérification des poteaux

Pour le RDC :

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 160	30,4	38,8	152	160	9	1673	615,6	245,1	117,6	6,57	3,98

Tableau III. 11 : Caractéristiques du profilé HEA 160

- **Longueur de flambement (ENCASTRÉE-ENCASTRÉE)**

$$l_f = 0,5 \times l \quad \text{et} \quad L = 4 \text{ m}$$

$$l_f = 0,5 \times 4 = 2 \text{ m}$$

- **Élancement maximal**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{200}{3,98} = 50,25 \quad \text{Et} \quad \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{200}{6,57} = 30,44$$

$\lambda_z > \lambda_y \rightarrow$ Le plan de flambement (xoy) et l'axe de flambement z-z

- **Élancement réduit**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{50,25}{93,9} = 0,53 > 0,2 \quad \text{il faut vérifier le flambement}$$

- **Vérification du flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0,95 \leq 1,2$$

$$t_f = 9 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

} la courbe de flambement est « c » et $\alpha = 0,49$

- **Condition de vérification**

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd} \quad \text{et} \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\beta_A = 1$ Section de class 1.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\phi = 0,72 \quad \text{et} \quad \chi = 0,82$$

$N_{b,Rd} = 679,70 \text{ kN} \geq N_{Sd} = 583,28 \text{ kN}$ La condition est vérifiée.

Niveau	N_{Sd} (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	Profilé vérifié
2 ^{ème} étage	202,45	276,31	HEA100
1 ^{er} étage	392,86	402,55	HEA120
RDC	583,28	679,70	HEA160

Tableau III. 12 : Valeurs de $N_{b,Rd}$

III.3.3.2 Poteaux intermédiaires

Le poteau de rive le plus sollicité a une surface de : 36 m²

- Niveau terrasse

$$G_{\text{terrasse}} = 5,52 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{Gt} = 5,52 \times 36 = 198,72 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ kN}$$

$$N_{Qt} = 1 \times 36 = 36 \text{ kN}$$

– Solive : IPE 220

$$N_S = 5 \times 0,262 \times (6) = 7,86 \text{ kN}$$

– Poutre : IPE 330

$$N_{ps} = 0,491 \times (6) = 2,94 \text{ kN}$$

– Poutre : IPE 360

$$N_{pp} = 0,571 \times (6) = 3,42 \text{ kN}$$

Niveau	Surface (m ²)	Q(kN/m ²)	Q (kN)	Éléments	G (kN/m ²)	G (kN)
2 ^{ème} étage	36	1	36	Plancher	5,52	198,72
				IPE220	0,262	7,860
				IPE330	0,491	2,946
				IPE360	0,571	3,42
Somme de G pour le 2 ^{ème} étage						212,946
1 ^{er} étage	36	2,5	90	Plancher	4,59	413,10
				IPE220	0,262	7,860
				IPE330	0,491	2,946
				IPE360	0,571	3,420
Somme de G pour le 2 ^{ème} + 1 ^{er} étage						640,272
RDC	36	4	144	Plancher	4,59	660,96
				IPE220	0,262	7,860
				IPE330	0,491	2,946
				IPE360	0,571	3,420
Somme de G pour le 2 ^{ème} + 1 ^{er} "étage"+ RDC						1315,458

Tableau III. 13 : Descente des charges « poteaux intermédiaires »

a- Détermination du profilé

- Dimensionnement a la compression :

Niveau	G (kN)	Q (kN)	N _{Sd} (kN)	A (mm ²)	Profilé
2 ^{ème} étage	212,946	36	341,47	1598,37	HEA160
1 ^{er} étage	642,272	90	1002,06	4690,49	HEA200
RDC	1315,458	144	1991,86	9323,60	HEA280

Tableau III. 14 : Pré-dimensionnement des poteaux intermédiaires

b- Vérification des poteaux

Pour le RDC :

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B Mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 280	76,4	97,3	270	280	13	13670	4760	1010	340	11,90	7,00

Tableau III. 15 : Caractéristiques du profilé HEA 280

- **Longueur de flambement (ENCASTRÉE-ENCNCASTRÉE)**

$$l_f = 0,5 \times l \text{ et } L = 4 \text{ m}$$

$$l_f = 0,5 \times 4 = 2 \text{ m}$$

- **Élancement maximal**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{200}{7} = 28,57 \text{ ET } \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{200}{11,9} = 16,80$$

$\lambda_z > \lambda_y \rightarrow$ Le plan de flambement (xoy) et l'axe de flambement z-z

- **Élancement réduit**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{28,57}{93,9} = 0,30 > 0,2 \text{ Il faut vérifier le flambement}$$

- **Vérification du flambement**

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0,96 \leq 1,2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

La courbe de flambement est « c » et $\alpha = 0,49$

- **Condition de vérification**

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd} \text{ et } N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\beta_A = 1 \text{ Section de class 1}$$

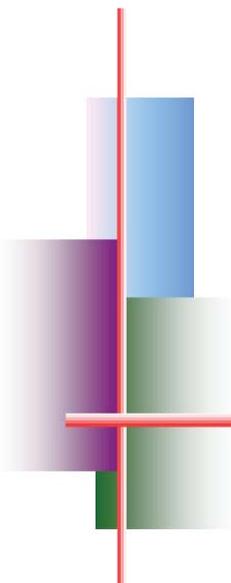
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ avec } \phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\phi = 0,56 ; \chi = 0,96$$

$$N_{b,Rd} = 1995,53 \text{ kN} \geq N_{Sd} = 1991,86 \text{ kN} \text{ La condition est vérifiée.}$$

Niveau	N_{Sd} (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	Profilé vérifié
2 ^{ème} étage	341,47	721,15	HEA160
1 ^{er} étage	1002,06	1566,54	HEA200
RDC	1991,86	1995,53	HEA280

Tableau III. 16 : Valeurs de $N_{b,Rd}$



Chapitre IV



**CALCUL DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES**

IV. CHAPITRE IV : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

IV.1 Pré-dimensionnement des escaliers

IV.1.1 Introduction

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

Longtemps réservé aux escaliers extérieurs et intérieurs pour sa durabilité et sa résistance aux intempéries, le métal s'invite aujourd'hui de plus en plus dans nos intérieurs.



Figure IV. 1 : Escalier en charpente métallique.

IV.1.2 Surcharges d'exploitation

Escalier -----250 daN/m²

IV.1.3 Charges permanentes

IV.1.3.1 Escalier

Les escaliers sont constitués en charpente métallique :

- Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contre marches (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq (g+2h) \leq 66\text{cm}$

h : Varie de 14 cm à 20 cm

g : Varie de 22 cm à 30 cm

Hauteur d'étage $h_e = 4\text{ m}$

Giron $g = 30\text{ cm}$

$14,5\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$

Pour $h = 16\text{ cm}$ on a 12 marches par volée

$N = H/2h \rightarrow n = 400/2(16) = 12,5 \rightarrow n = 13$ contre marches.

– **La longueur de la ligne de foulée sera**

$L = g(n-1) = 30(13-1)$

$L = 3,6\text{ m}$

– L'inclinaison de la paillasse (limon)

$$\tan \alpha = 200/360 = 0,55 \rightarrow \alpha = 29,05^\circ$$

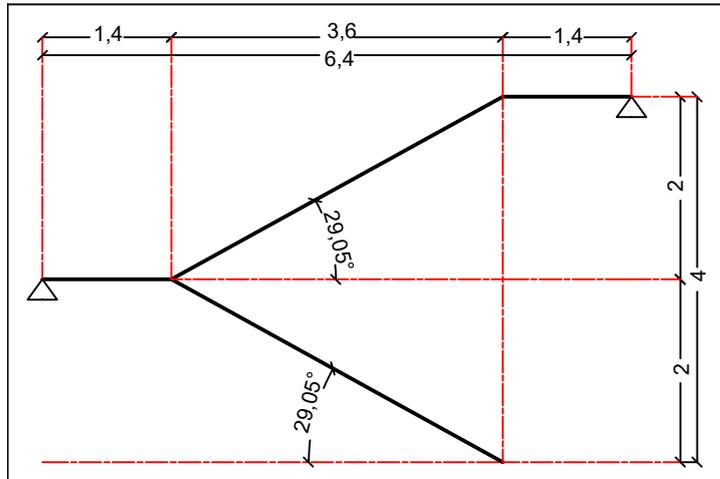


Figure IV. 2 : Inclinaison de la paillasse

– La longueur de la paillasse

$$L = 200/\sin(\alpha) \rightarrow L = 4,11 \text{ m}$$

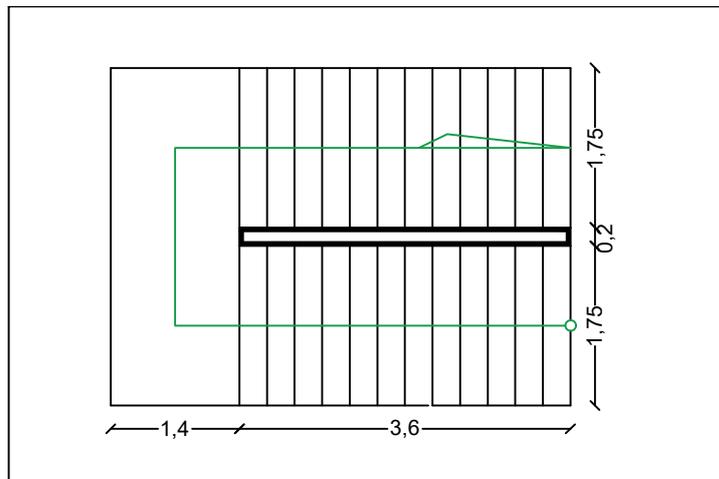


Figure IV. 3 : Disposition et dimensions des éléments de l'escalier

IV.1.4 Dimensionnement des éléments porteurs

Palier	{	Volée : $G = 129 \text{ daN/m}^2$
		$G_{\text{garde-corps}} = 10 \text{ daN/m}^2$
		$G = 293 \text{ daN/m}^2$
		Charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

IV.1.4.1 Cornière de marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

$$q = (G+Q) \times g = (139+250) \times 0,3$$

$$g = 30 \text{ cm} = 0,3 \text{ m}$$

$$q = 116,7 \text{ daN/ml}$$

Le Pré-dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivant :

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times 116,7 \times 175^3 \times 2,5}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 9,70 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales L 50×50×5

$$I_y = 10,96 \text{ cm}^4 ; P = 3,84 \text{ kg/ml}$$

- Vérification :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2$$

$$P = 1,35G + 1,5Q$$

$$P = 1,35 [(1,39 \times 0,3) + 0,0384] + 1,5 (2,50 \times 0,3)$$

$$P = 1,73 \text{ kN/ml}$$

Alors :

$$\sigma_f = \frac{M_{\text{Max}}}{W} = \frac{q \times L^2}{8 \times W}$$

$$W = \frac{I}{\sigma} = 3,05 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\text{Max}}}{W} = \frac{Q \times L^2}{8 \times W} = \frac{1,73 \times 175^2}{8 \times 3,05} = 21,36 \text{ kN/ml}$$

$$\sigma_f = 21,36 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ **Donc notre cornière est admise.**

IV.1.4.2 Limon UPN (poutre)

$$q_1 = \frac{1,75}{2} \times (139+250) = 340,37 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,75}{2} \times (293+250) = 475,12 \text{ daN/ml}$$

On vérifie selon le critère de déformation que :

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{250}$$

$$L = 370 \text{ cm}$$

$$q = 475,12 \text{ daN/ml}$$

$$I \geq 373,05 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon du profilé **UPN140** ⇒ $I_y = 541,20 \text{ cm}^4$

- Vérification

$$q_1 = \frac{1,75}{2} \times (1,35 G_1 + 1,5 Q) = 361,06 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,75}{2} \times (1,35 G_2 + 1,5 Q) = 542,98 \text{ daN/ml}$$

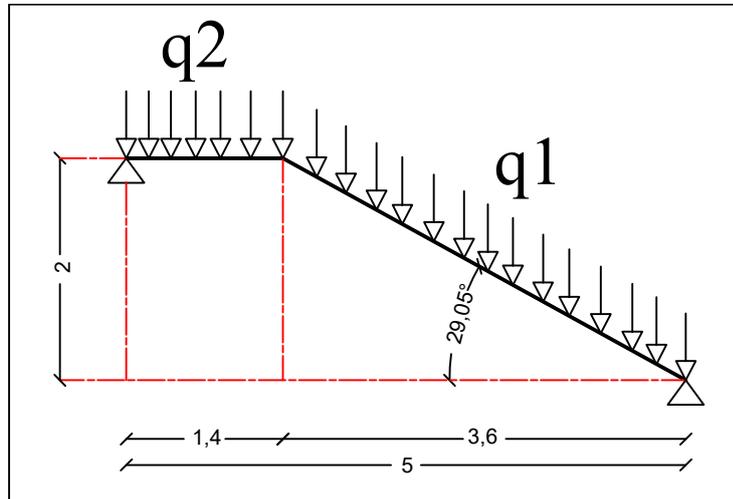


Figure IV. 4 : Charges appliqués sur limon

- Charge équivalente

$$Q_{\text{éq}} = \frac{[(q_1 \times l_1) + (q_2 \times l_2)]}{(l_1 + l_2)}$$

$$l_1 = 360 \text{ cm}$$

$$l_2 = 140 \text{ cm}$$

$$Q_{\text{éq}} = 411,99 \text{ daN/ml}$$

- Condition de résistance

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2$$

$$W = 77,32 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\text{Max}}}{w} = \frac{q \times l^2}{8 \times w} = \frac{4,1199 \times 370^2}{8 \times 77,32} = 9,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 9,11 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_e = 23,5 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

⇒ Le profilé "UPN140" est admis

IV.2 Pré-dimensionnement de la poutre palière

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus plus le palier.

$$G_{\text{cloison}} = 145,6 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 139 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{palier}} = 293 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{Total}} = G_{\text{cloison}} + G_{\text{volée}} + G_{\text{palier}}$$

$$G_{\text{Total}} = 577,6 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$q = (1,35 G_T + 1,5 Q)$$

$$q = (1,35 (577,6) + 1,5 (250)) = 1154,76 \text{ daN/m}^2$$

On vérifie selon le critère de déformation que : $f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{250}$

$$L = 370 \text{ cm}$$

$$q = 1154,76 \text{ daN/m}^2$$

$$I \geq 2906,68 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilé IPE180.

IV.3 Étude de l'acrotère

L'acrotère est un rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment au-dessus de la terrasse, Il est réalisé en maçonnerie ou en béton armé.

Il est considéré comme étant une console encastrée dans le plancher terrasse, soumise à son poids propre et une force horizontale.

On considère dans nos calculs une bonde de 1 m.

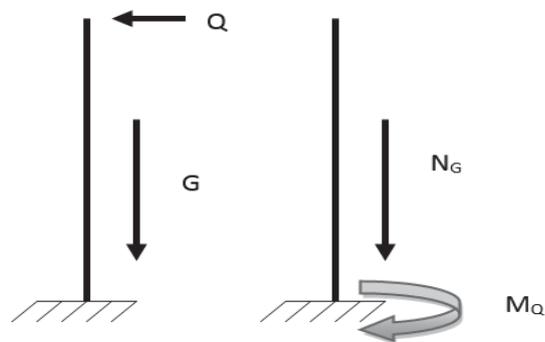


Figure IV. 5 : Schéma statique

IV.3.1 Évaluation des charges

La surface de l'acrotère :

$$S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$P_p = (0,069 \times 25) + 0,026 = 1,752 \text{ kN/ml}$$

$$P_p = 1,75 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 100 \text{ kg/ml}$$

IV.3.1.1 Calcul des sollicitations

- Efforts normaux

$$\text{E.L.U} : N_u = 1,35 \times P_p \implies N_u = 2,360 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : N_s = 1,00 \times P_p \implies N_s = 1,752 \text{ kN/ml}$$

- Le Moment M

$$\text{E.L.U} : M_u = 1,5 \times Q \times h \implies M_u = 0,9 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : M_s = Q \times h \implies M_s = 0,6 \text{ kN/ml}$$

IV.3.2 Excentricité

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e_0 = 39 \text{ cm}$$

$$h_0 = 10 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_0}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

Donc : $e_0 > \frac{h_0}{6} \rightarrow$ **La section est partiellement comprimée.**

IV.3.3 Détermination du ferrailage

Moment de flexion fictif (M_f) : $M_f = M + N \times f$

Avec :

f : Distance entre le point d'application (N) excentré aux armatures tendues.

$$f = e_0 + \left(d - \frac{h_t}{2}\right) = 0,39 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 43 \text{ cm}$$

$$\text{Donc} : M_f = 0,9 + 2,33 \times 0,43 = 1,9 \text{ kN.m}$$

IV.3.3.1 Détermination des armatures

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

Et : $d = 9 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\mu_u = \frac{1,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,017$$

$\mu_u < \mu_R = 0,39 \rightarrow$ **la section est à simple armatures tel que $A_{sc} = 0$**

$$A_{st} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_{ST}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,09 \times (1 - (0,4 \times 0,02)) = 0,09$$

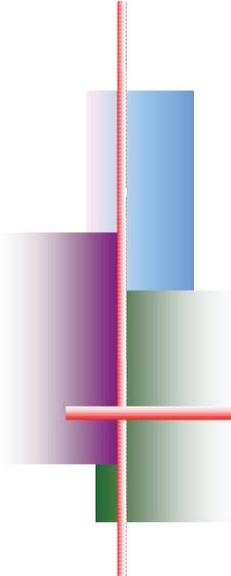
Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,02$$

$$A_{st} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{1,9 \times 10^{-3}}{0,09 \times 347,83} = 0,61 \text{ cm}^2 \text{ on a 5T6 avec } A_{st} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour les armatures de répartition 4T6 avec $A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$



Chapitre V



ÉTUDE DU PLANCHER

V. CHAPITRE V : ÉTUDE DU PLANCHER

V.1 Introduction

Les structures de plancher sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m².

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux.

Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques.

V.2 Calcul de plancher mixte

Le calcul est fait selon la méthode prescrite dans le document « CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ». Jean Morel. [6]

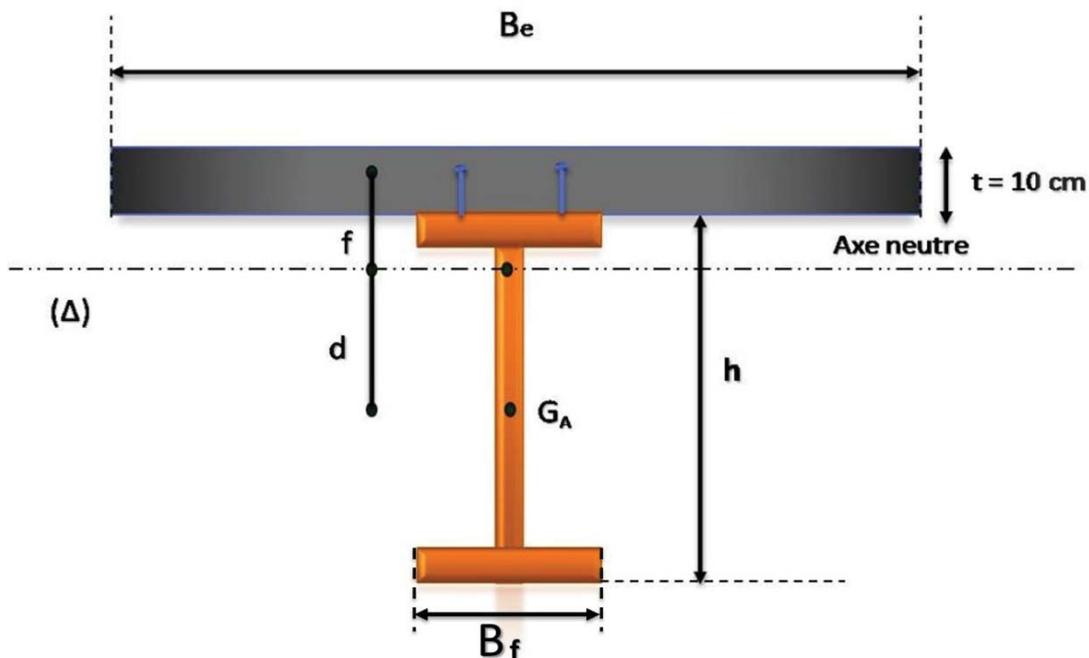


Figure V. 1 : Montage poutre-dalle

V.2.1 Section mixte

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{Avec } B = b \times t$$

S: Aire de la section mixte

A : Section d'acier

B : Section de béton

t : Épaisseur de la dalle en béton armé

n : Coefficient d'équivalence acier-béton (n=15)

$$\text{IPE220} \quad \rightarrow \quad A=33,37 \text{ cm}^2$$

$$B= 1000 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad S = 33,37 + \frac{1000}{15}$$

$$S=100,03 \text{ cm}^2$$

$$b_e = \min \begin{cases} b_f + 0,2 \times \alpha \times l \\ L \end{cases}$$

Sachant que :

b_e : Largeur associée aux solives

b_f : Largeur de la solive.

α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée ($\alpha = 1$ pour une poutre simple)

l : Portée de la solive.

L : Entraxe des solives.

$$b_e = \min \begin{cases} 0,110 + 0,2 \times 1 \times 6 \\ 1,00 \end{cases} \Rightarrow b_e = 1,00 \text{ m}$$

V.2.2 Moment d'inertie

V.2.2.1 Calcul de "d"

d : Position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à G_A , centre de gravité de la poutre d'acier :

$$d = \frac{B \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times S}$$

$$d = \frac{100 \times 10}{15} \times \frac{10+22}{2 \times 100,03} = 10,66 \text{ cm}$$

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 10,66 = 21,66 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{22}{2} + (10 - 10,66) = 10,34 \text{ cm}$$

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{I \times B}{n} + \frac{B}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

I_A : Moment d'inertie de la poutre ($I_A = I_y$)

$$I_A = 2772 \text{ cm}^4$$

$$I = 2772 + 33,37 \times 10,66^2 + \frac{100 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 10}{15} \times \left(\frac{10+22}{2} - 10,66 \right)^2$$

$$I = 9020,61 \text{ cm}^4$$

$$M_{\max} = b \times \frac{q \times l^2}{8}$$

V.2.3 Calcul du moment

M : Moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$q = 1,35 (G_{dalle} + G_{solvie}) + 1,5 Q$$

$$q = 1,35 \times (459 + 26,2/1) + 1,5 \times (114,4) = 826,62 \text{ da N/m}^2$$

$$M_{\max} = 1 \times \frac{826,62 \times 6,00^2}{8} \rightarrow M_{\max} = 3719,79 \text{ daN.m} = 37,19 \text{ kN.m}$$

V.2.4 Calcul des contraintes de flexion

V.2.4.1 Acier

- Contrainte de traction (semelle inférieur de la poutre)

$$\sigma_{\alpha \text{ Inf}} = \frac{M \times V_i}{I} = \frac{371979 \times 21,66}{9020,61} = +893,18 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression (semelle supérieur de la poutre)

$$\sigma_{\alpha \text{ Sup}} = \frac{M}{I} (V_s - t) = \frac{371979}{9020,61} (10,34 - 10) = -1,40 \text{ MPa}$$

V.2.4.2 Béton

- Contrainte compression (fibre inférieur de la dalle)

$$\sigma_{\beta \text{ Inf}} = \frac{M}{n \times I} (V_s - t) = \frac{371979}{15 \times 9020,61} \times (10,34 - 10) = -0,093 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression (fibre supérieur de la dalle)

$$\sigma_{\beta \text{ Sup}} = \frac{M}{n \times I} \times V_s = \frac{371979}{15 \times 9020,61} \times (10,34) = -2,842 \text{ MPa}$$

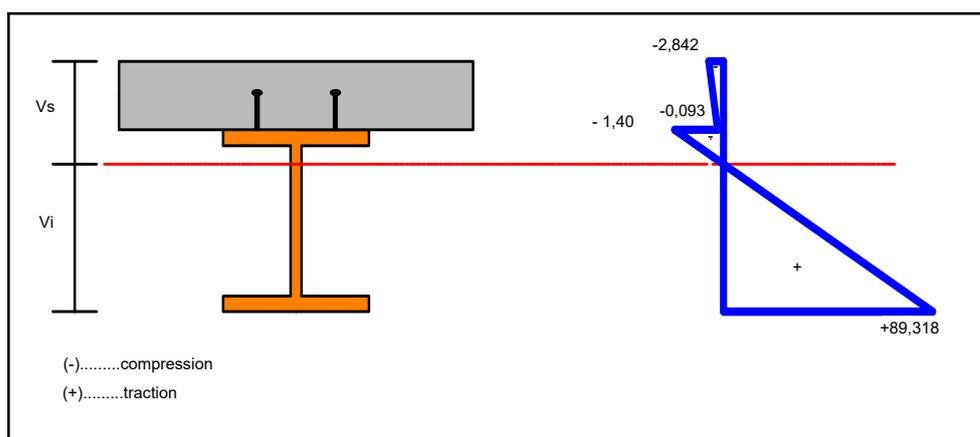


Figure V. 2 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle mixte

V.2.5 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{826,62 \times 6}{2} = 2479,86 \text{ daN} \quad V_{pl,rd} = \frac{\times}{Y_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [(2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_v = 33,4 \times 10^2 - [(2 \times 110 \times 9,2) + (5,9 + 2 \times 12) \times 9,2] = 10,4092 \text{ cm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = 12827,67 \text{ daN}$$

$$V_{Sd} = 24,79 \text{ kN} < V_{Pl,Rd} = 128,27 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{a \times h} = \frac{2479,86}{5,9 \times 220} = 1,91 \text{ daN/mm}^2 \leq 0,6 (f_y) = 14,1 \text{ daN/mm}^2$$

V_{Sd} : Effort tranchant calculé précédemment.

h : Hauteur totale d'une section de la solive (IPE220) = 220 mm.

a : Épaisseur de l'âme = 5,9 mm

V.2.6 Vérification de la flèche

$q = 459 + 114,4 = 5,73 \text{ kN/cm}^2$ (la charge non pondérée).

$$I = 19185,26 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 5,73 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 19185,26} = 0,24 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 2,40 \text{ cm} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

V.2.7 Contraintes additionnelles de retrait

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{22+10}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I}{A \times \beta} = \frac{2772}{33,37 \times 16} = 5,19 \text{ cm}$$

$$Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 16,19 \text{ cm}$$

$$Y_2 = Y_1 + t = 26,19 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{371939}{19185,26} = 19,38 \text{ daN/cm}^3$$

$$E_a \varepsilon = 2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} = 420 \text{ daN/cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{\alpha \text{ Inf}} = K \times (h - Y_1) = 19,38 \times (22 - 16,19) = +11,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\alpha \text{ Sup}} = K \times Y_1 = 19,38 \times 16,19 = -31,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\beta \text{ Inf}} = \frac{1}{n} \times (E_a \varepsilon - K Y_1) = \frac{1}{15} \times (420 - 313,76) = -0,908 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\beta \text{ Sup}} = \frac{1}{n} \times (E_a \varepsilon - K Y_2) = \frac{1}{15} \times (420 - 507,56) = -0,583 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes finales**

- Acier :

$$\sigma_{\alpha \text{ Inf}} = +89,31 + 11,25 = +100,56 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

$$\sigma_{\alpha \text{ Sup}} = -1,40 - 31,37 = -32,77 \text{ MPa}$$

- Béton :

$$\sigma_{\beta \text{ Inf}} = -0,093 - 0,908 = -1,001 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\beta \text{ Sup}} = -2,842 - 0,583 = -3,425 \text{ MPa} < 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

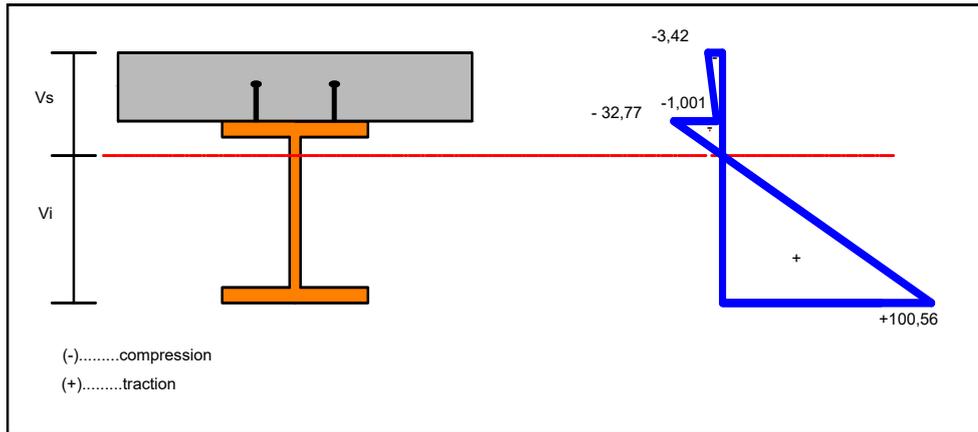


Figure V. 3 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle mixte

V.2.8 Calcul du ferrailage

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 791,25 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{\max} = q \times l^2 / 8 = 3560,625 \text{ daN/m}^2$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 3026,53 \text{ daN/m}^2$$

- Le moment réduit est donne par :

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0,03026}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,26$$

$\mu_u < \mu_R = 0,39$ la section est à simple armatures tel que $A_{sc} = 0$

$$A_{St} = \frac{M_u}{Z_{ST} \times \sigma_{ST}}$$

$$\sigma_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right) = 0,383$$

Avec :

$$Z_{ST} = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,076$$

$$A_{St} = \frac{M_u}{Z_{ST} \times \sigma_{ST}} = \frac{39,56}{0,076 \times 347,83} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Le RPA [4] exige un ferrailage minimum de : $5\% B = 55 \text{ cm}^2$ Donc on prend 6T12

V.3 Étude des connecteurs

V.3.1 Définition

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

- Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

$$\begin{aligned}d &= 19 \text{ mm} \\h &= 100 \text{ mm} \\f_y &= 275 \text{ MPa} \\f_u &= 430 \text{ MPa}\end{aligned}$$

V.3.2 Résistance du connecteur isolé

V.3.2.1 Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur

$$P_{Rd} = \min \left(\frac{0,8 \times f_u}{\gamma_v} \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} ; 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{CK} \times E_{CM}}}{\gamma_v} \right)$$

Avec :

P_{Rd} : Résistance au cisaillement.

d : diamètre du connecteur.

$d = 19 \text{ mm}$.

E_{CM} : Module sécant moyen du béton.

$E_{CM} = 30500 \text{ MPa}$

$\gamma_v = 1,25$

f_u : Contrainte ultime nominale.

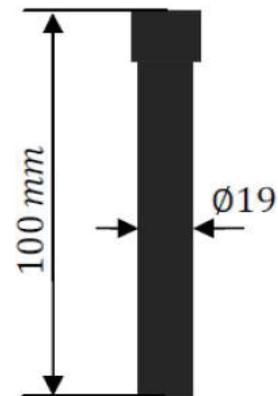
F_{CK} : Résistance caractéristique du béton.

$F_{CK} = 25 \text{ MPa}$

$\alpha = 1$ si $\frac{h}{d} \rightarrow \frac{100}{19} = 5,26 > 4$

$P_{Rd} = \min(78,03 ; 73,13)$

$P_{Rd} = 73,13 \text{ kN}$



V.3.2.2 Calcul de l'effort de cisaillement

$$f_{cf} = A \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

A : Section du profilé (solive IPE220)

$A = 33,37 \text{ cm}^2$

$\gamma_a = 1,1$

$f_y = 235 \text{ MPa}$

$f_{cf} = 712,90 \text{ kN}$

V.3.3 Calcul du nombre des connecteurs

$$N \geq N_f$$

$$N_f = \frac{f_{cf}}{P_{Rd}} = \frac{712,90}{73,13}$$

$$N_f = 9,74$$

$$N \geq N_f = 9,74$$

$$N \approx 10 \text{ goujons}$$

Donc on a 10 goujons sur la demi-portée de la solive

V.3.4 Espacement entre goujons

Le nombre de goujons N , est répartie uniformément sur la longueur critique. cette longueur est l'espacement entre deux sections transversales critiques.

$$S = \frac{L_{Cr}}{N}$$

$$L_{Cr} = \frac{L}{2} = \frac{6000}{2} = 3000 \text{ mm}$$

$$S = \frac{3000}{10} = 300 \text{ mm}$$

L'espacement entre goujon est de : 300 mm = 30 cm

Conclusion : la distance entre les connecteurs est 30 cm pour tous les étages

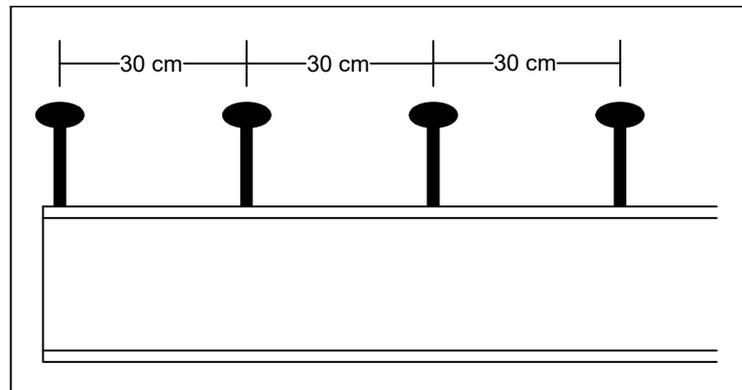
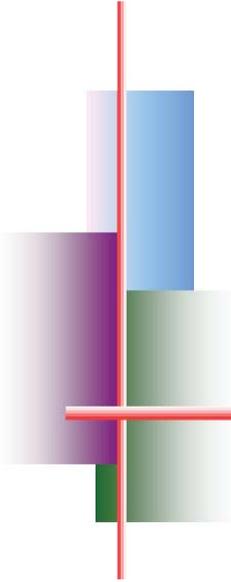


Figure V. 4 : Espacement entre goujon



Chapitre VI



**ÉTUDE SISMIQUE ET
ANALYSE DYNAMIQUE**

VI. CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

VI.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre et produit des dégâts au niveau de la construction et par conséquent les vies humaines. Le but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003"[4] concernant le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf la zone 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments constituant les structures

D'après le RPA99 [4] la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul.

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

VI.2 Méthode statique équivalente

VI.2.1 Principe

Dans cette méthode le RPA99 [4] propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Pour appliquer la méthode statique il faut que la méthode présente une régularité en plan qui est le cas pour notre structure

VI.2.2 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = (A \cdot D \cdot Q / R) \times W \quad (\text{RPA99/03}) [4]$$

VI.2.2.1 Coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par un tableau (4.1 RPA99/03) [4] en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas :

- Zone IIa
- il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation : groupe 2a $A=0,15$

VI.2.2.2 Facteur d'amplification dynamique moyen D

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2.RPA99/03) [4]$$

$-\eta$: facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3. RPA99/03) [4]$$

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

Nous avons un portique en acier avec remplissage dense.

D'après le tableau (4.2. RPA99/03) [4] $\Rightarrow \xi = 5\%$

D'où : $\eta = 1 > 0,7 \Rightarrow \eta = 1$

VI.2.3 Calcul de la période

VI.2.3.1 Par la formule empirique

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

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) $h_n = 12 \text{ m}$.

C_t : Coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6.RPA99/03) [4].

On a : contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_t = 0,05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (12)^{3/4} \quad T = 0,32 \text{ s}$$

VI.2.3.2 Par la formule

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{0,09 \times 12}{\sqrt{40,30}} = 0,17 \text{ s} \\ T_y = \frac{0,09 \times 12}{\sqrt{12,30}} = 0,30 \text{ s} \end{array} \right.$$

VI.2.4 Calcul du T_2

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

$$S2 \longrightarrow T_2 = 0,4 \text{ s}$$

Sens longitudinal : $0 < T = 0,17 \text{ s} < T_2$ donc : $D_x = 2,5 \eta = 2,5$.

Sens transversal : $0 < T = 0,30 \text{ s} < T_2$ donc : $D_y = 2,5 \eta = 2,5$.

$D_x = D_y \Rightarrow$ on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

VI.2.5 Coefficient de comportement global de la structure (R)

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par palées triangulées en "V" (R = 3)

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en "X" (R = 4)

VI.2.6 Facteur de qualité (Q)

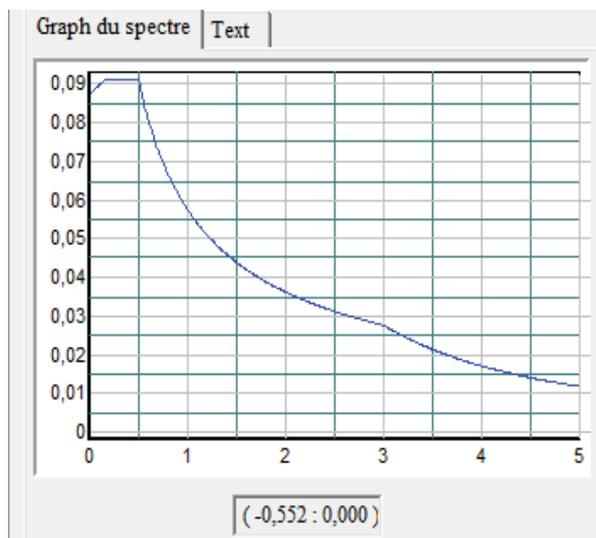
$$Q = 1 + \sum P_q \quad (4.4.RPA99/03) [4].$$

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q

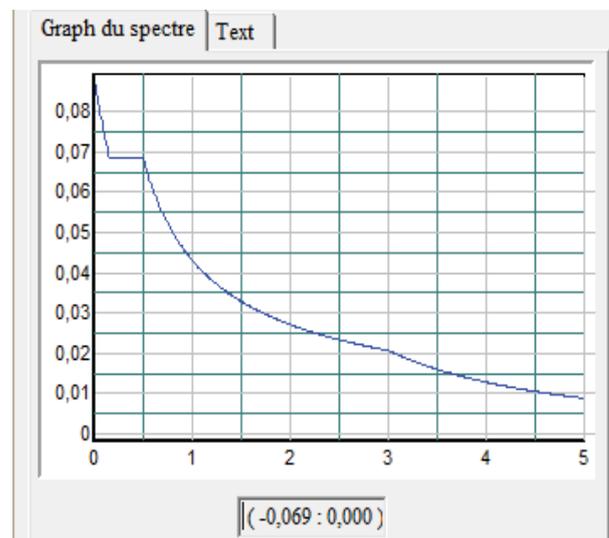
Critères	P_q	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,05	Non observé
3. Régularité en plan	0	observé
4. Régularité en élévation	0	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	Non observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	Non observé
		$\sum P_q = 0,25$

Tableau VI. 1 : Valeurs de pénalité P_q

Alors : $Q=1,25$



Spectre de réponse d'accélération suivant x



Spectre de réponse d'accélération suivant y

Figure VI. 1 : Spectre de réponse d'accélération

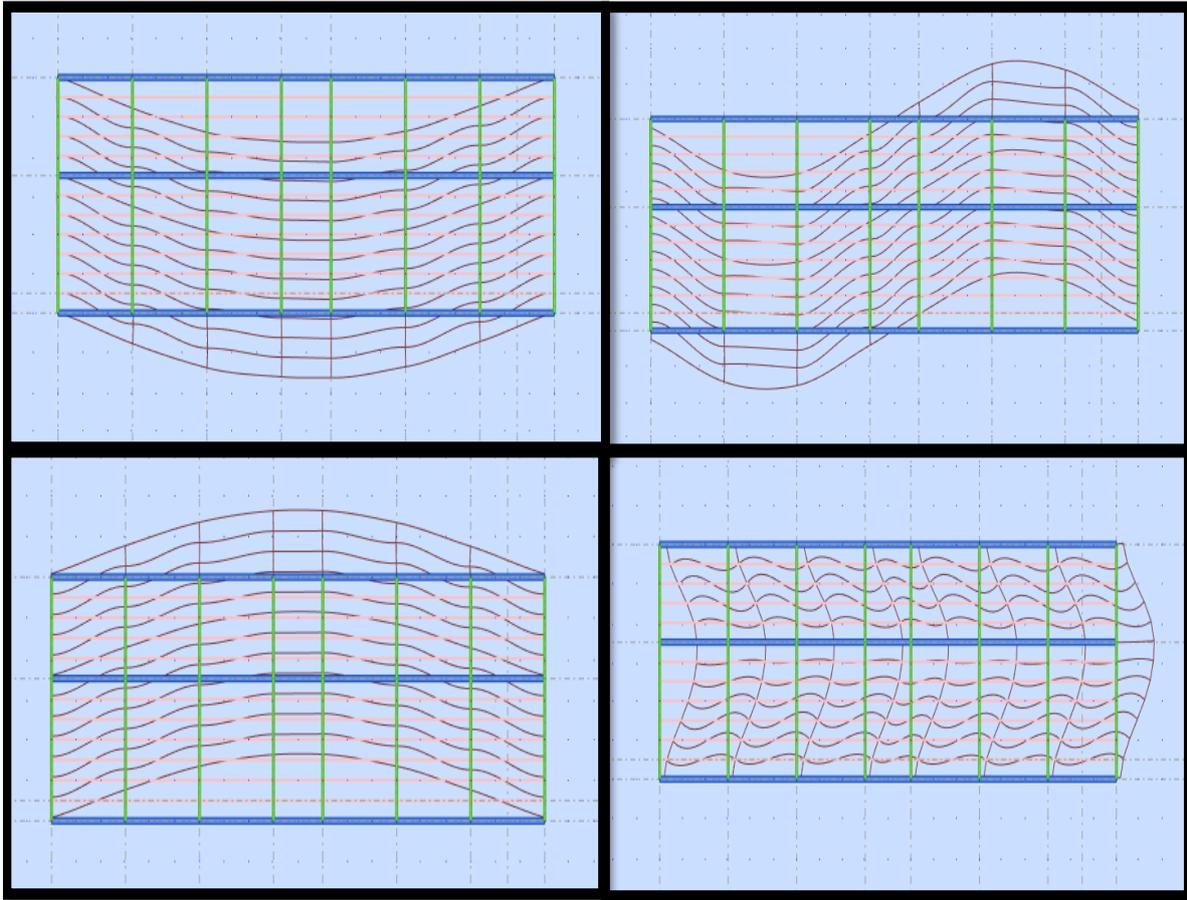


Figure VI. 2 : Trois modes de vibration lors du séisme.

VI.2.7 Calcul du poids de la structure (W)

W est égal à la somme des poids W_i des niveaux de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ formule (4.5.RPA99/03) [4].}$$

G : poids des charges permanentes est à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $\beta = 0,20$ (tab.4.5.RPA99/03) [4]

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$.

Niveau	W_{Gi} (kN)	W_{Qi} (kN)	$0,2 \times W_{Qi}$ (kN)	W_i (kN)
1 ^{ère} étage	3173,95	120	24	3197,95
2 ^{ème} étage	3173,95	120	24	3197,95
Terrasse	3645,31	48	9,60	3654,91
			total	10050,81

Tableau VI. 2 : Poids des étages

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 10050,81 \text{ kN}$$

VI.2.8 Calcul des surfaces de la structure

S_1, S_2 , sont les surfaces correspondantes à chaque niveau sauf le niveau terrasse

$$S_1 = S_2 = 460 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 480 \text{ m}^2 \text{ (surface de la terrasse)}$$

Le poids de chaque niveau est donné par le tableau suivant

VI.3 Modélisation par brochette

La masse de chaque étage est concentrée au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 5 masses avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal), Les planchers sont considérés rigides et le déplacement vertical des masses concentrées est supposé négligeable.

Par conséquent, le bâtiment sera représenté par le système suivant :

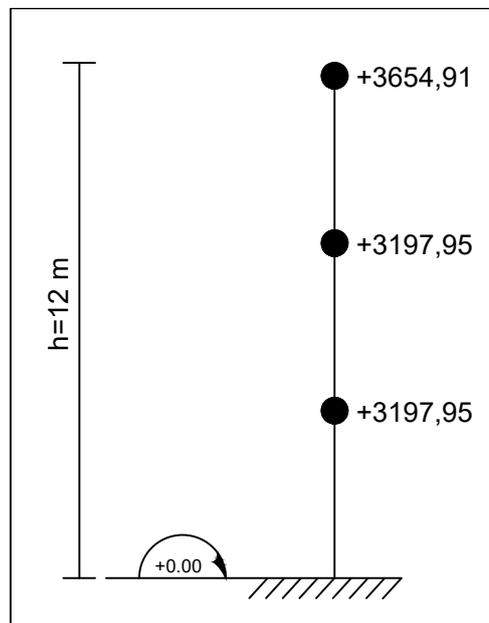


Figure VI. 3 : Distribution des poids sur chaque étage

VI.3.1 Force sismique

$$W = 10050,81 \text{ kN} = 1005,081 \text{ t}$$

On calcule la force sismique selon deux directions X et Y

– Direction X

$$V_X = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_X = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,25}{3} \times 1005,081 \Rightarrow V_X = 157,51 \text{ t}$$

– Direction Y

$$V_Y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_Y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,25}{4} \times 1005,081 \Rightarrow V_Y = 118,13 \text{ t}$$

VI.3.1.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} V = F_t + \sum F_i \\ F_t = 0,07 T.V \quad \text{si } T > 0,7 \text{ S} \\ \text{Avec : } F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7 \text{ S} \end{array} \right.$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égal à 0,7 secondes.

D'où On a : $T = 0,42 \text{ s} < 0,7 \Rightarrow F_t = 0$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la

$$\text{formule : } F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0 \Rightarrow \frac{V \times W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$

Les résultats sont donnés pour le sens X dans le tableau suivant :

Niveau	$W_i(t)$	$h_i (m)$	$W_i \times h_i$	$V_x(t)$	$F_i(t)$
1 ^{ère} étage	319,79	4	1279,16	157,51	24,50
2 ^{ème} étage	319,79	8	2558,32	157,51	49,00
Terrasse	365,49	12	4385,88	157,51	84,00
			$\sum_{j=1}^n W_j h_j = 8223,36$		

Tableau VI. 3 : Valeurs de la force horizontale F_i dans le sens X

L'effort tranchant au niveau de chaque étage $\Rightarrow V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	$h_i(m)$	$F_i(t)$	$V_i(t)$
Terrasse	4	84,00	84,01
2 ^{ème} étage	4	49,00	133,01
1 ^{ère} étage	4	24,50	157,51

Tableau VI. 4 : Valeurs de V_i dans le sens X

Les résultats sont donnés pour le sens Y dans le tableau suivant :

Niveau	W_i (t)	h_i (m)	$W_i \times h_i$	V_Y (t)	F_i (t)
1 ^{ère} étage	319,79	4	1279,16	118,13	18,37
2 ^{ème} étage	319,79	8	2558,32	118,13	36,75
Terrasse	365,49	12	4385,88	118,13	63,00
			$\sum_{j=1}^n W_j h_j = 8223,36$		

Tableau VI. 5 : Valeurs de la force horizontale F_i dans le sens Y

Niveau	h_i (m)	F_i (t)	V_i (t)
Terrasse	4	63,00	63,01
2 ^{ème} étage	4	36,75	99,76
1 ^{ère} étage	4	18,37	118,13

Tableau VI. 6 : Valeurs de V_i dans le sens Y

VI.3.2 Vérifications

VI.3.2.1 Résultante des forces sismiques de calcul

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_{dyn} (t)	V_{stat} (t)	80% V_{stat}	$0,8, V_{stat} < V_{dyn}$
V_x	153,24	157,51	126,00	✓
V_y	194,15	118,13	94,50	✓

Tableau VI. 7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

VI.3.3 Calcul des déplacements

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

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

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage.

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta k(m)$	1% h_k	État
Terrasse	0,0053	3	0,0159	0,0081	0,04	✓
2 ^{ème} étage	0,0026	3	0,0078	0,0042	0,04	✓
1 ^{ère} étage	0,0012	3	0,0036	0,0036	0,04	✓

Tableau VI. 8 : Déplacements dans le sens X

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta k(m)$	1% h_k	État
Terrasse	0,0057	4	0,0228	0,0108	0,04	✓
2 ^{ème} étage	0,0030	4	0,0120	0,0064	0,04	✓
1 ^{ère} étage	0,0014	4	0,0056	0,0056	0,04	✓

Tableau VI. 9 : Déplacements dans le sens Y

VI.3.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $q = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». $\sum (W_{Gi} + \beta W_{qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

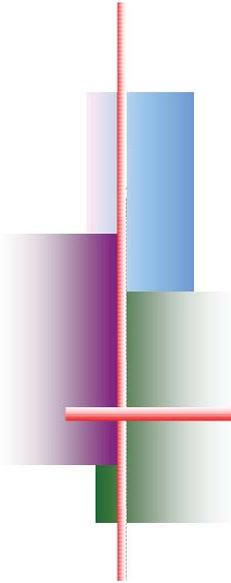
h_k : Hauteur de l'étage « k »

Niveau	P_k	Δk	V_k	h_k	θ	État
Terrasse	365,49	0,0081	84,01	4	0,0088	✓
2 ^{ème} étage	685,28	0,0042	133,01	4	0,0054	✓
1 ^{ère} étage	1005,13	0,0036	157,51	4	0,0057	✓

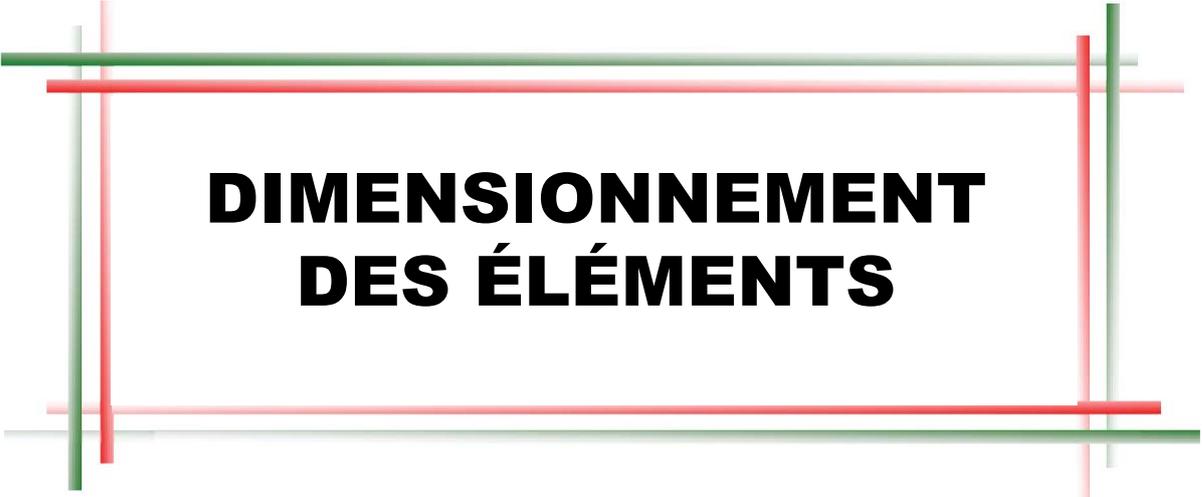
Tableau VI. 10 : Vérification dans le sens X de l'effet P- Δ

Niveau	P_k	Δk	V_k	h_k	θ	État
Terrasse	365,49	0,0108	63,01	4	0,00001	✓
2 ^{ème} étage	685,28	0,0064	99,76	4	0,00001	✓
1 ^{ère} étage	1005,13	0,0056	118,13	4	0,00001	✓

Tableau VI. 11 : Vérification dans le sens Y de l'effet P- Δ



Chapitre VII



DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

VII. CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

VII.1 Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment et la modélisation sur un logiciel (poutres principales, secondaire et solives) on dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- puis la vérification faite selon la condition de résistance
- et on termine avec la valeur limite de vibration

VII.2 Solives "terrasse et plancher courant"

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple

Pour une bande de 1,00 m

Le profilé choisi été un "IPE220"

VII.2.1 Vérification de résistance (effort tranchant)

$$V_{Sd} = 3,321 \text{ kN} \quad \text{et} \quad V_{Pl,Rd} = 195868,70 \text{ N} = 195,868 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 3,321 \text{ kN} < 0,5 \times V_{Pl,Rd} = 97,93 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

VII.2.2 Condition de résistance (moment fléchissant)

$$M_{Sd} = 6,146 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ply} = \frac{f_y \times W_{Ply}}{\gamma_{Mo}} = \frac{23,5 \times 285,40}{1,1} = 6097,18 \text{ daN.m} = 60,9718 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = 6,146 \text{ kN.m} < M_{pl,y} = 60,9718 \text{ kN.m} \quad \text{C'est vérifié.}$$

VII.3 Poutres

VII.3.1 Poutres principale de rive "terrasse et étage courant "

La longueur de la poutre en "IPE360" et de 7 m

VII.3.1.1 Vérification de résistance (effort tranchant)

$$V_{Sd} = 6,56 \text{ kN} \ll \text{combinaison : G+Q+1,2E} \gg \quad \text{et} \quad V_{Pl,Rd} = 433402,67 \text{ N} = 433,40 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 6,56 \text{ kN} < 0,5 \times V_{Pl,Rd} = 216,70 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

VII.3.1.2 Condition de résistance (moment fléchissant)

$$M_{Sd} = 14,76 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_{Ply} = 21769,54 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 14,76 \text{ kN.m} < M_{pl,y} = 217,695 \text{ kN.m} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

VII.3.2 Poutre secondaire "terrasse et étage courant"

La longueur de la poutre en "IPE330" et de 6,00 m

VII.3.2.1 Vérification de résistance (effort tranchant)

$$V_{Sd} = 17,827 \text{ kN} \quad \text{et} \quad V_{Pl,Rd} = 379588,119 \text{ N} = 379,588 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 17,827 \text{ kN} < 0,5 \times V_{Pl,Rd} = 189,794 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

VII.3.2.2 Condition de résistance (moment fléchissant)

$$M_{Sd} = 59,865 \text{ kN.m} \text{ et } M_{Pl,y} = 17182,772 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 59,865 \text{ kN.m} < M_{Pl,y} = 171,827 \text{ kN.m} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

VII.3.2.3 Vérification au déversement

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant,

Donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

VII.4 Poteaux

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la flexion composé.

On doit vérifier que :

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Pl,Rd}} + \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Pl,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{Pl,Rd} = W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \text{ et } N_{Pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Le poteau le plus sollicité a un effort axial et un moment comme suite :

$$N_{Sd} = 167,79 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 53,22 \text{ kN.m}$$

$$\frac{53,22}{215772,72} + \left(\frac{167,79}{2078,68} \right)^2 = 6,76 \times 10^{-3} \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.1 Condition de résistance

$$M_{Sd} < M_{ny,Rd}$$

M_{Sd} : Moment sollicitant

$M_{n,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{ny,Rd} = M_{Pl,Rd} \left[\frac{(1 - \eta)}{(1 - 0,5a)} \right]$$

$$\text{Avec : } M_{Pl,Rd} = W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} ; \eta = \frac{N_{Sd}}{N_{Pl,Rd}} \text{ et } a = (A - 2 b \times t_f) / A$$

VII.4.1.1 Poteaux de rive

Niveau	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	Profilé	$N_{Pl,Rd}$ (kN)	η	a	$M_{Pl,Rd}$ (kN.m)	$M_{ny,Rd}$ (kN.m)
2 ^{eme} étage	67,27	10,17	HEA100	452,90	0,14	0,24	15552,72	15199,24
1 ^{er} étage	83,12	13,93	HEA120	540,50	0,15	0,24	22645,45	21873,44
RDC	97,43	17,47	HEA160	828,90	0,12	0,25	52362,27	52661,48

Tableau VII. 1 : Vérification de la condition de résistance des poteaux de rive

VII.4.1.2 Poteaux intermédiaire

NIVEAU	N _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN.m)	Profilé	N _{Pl,Rd} (kN)	η	a	M _{Pl,Rd} (kN.m)	M _{ny,Rd} (kN.m)
2 ^{ème} étage	95,66	24,91	HEA160	828,90	0,11	0,25	52362,27	53259,90
1 ^{er} étage	136,55	37,85	HEA200	1149,36	0,12	0,25	83104,54	83579,42
RDC	167,79	53,22	HEA280	2078,68	0,08	0,25	215772,72	226869,60

Tableau VII. 2 : Vérification de la condition de résistance des poteaux intermédiaires

La condition de résistance est vérifiée

VII.4.2 Résistance au flambement

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left[\beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{N_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] (\beta_A)^{0,5}$$

Avec :

β_A : 1 pour les sections de classe I

$$\checkmark N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_f^2}$$

$\checkmark \lambda = \frac{l_f}{i}$: Élancement pour le mode de flambement à considérer

$\checkmark l_f$: longueur de flambement (ENCASTRÉE – ENCASTRÉE)

$$\checkmark \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{235} \right]^{0,5} = 1$$

– **Élancement maximal λ**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} \quad \text{et} \quad \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad \text{pour déterminer le plan de flambement}$$

– **Longueur de flambement (ENCASTRÉE – ENCASTRÉE)**

$$l_f = 0,5 \times L_0 = 0,5 \times 4 = 2 \text{ m}$$

VII.4.2.1 Poteaux de rive

Niveau	Profilé	λ_z	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ
2 ^{ème} étage	HEA100	79,68	0,84	1,01	0,43
1 ^{er} étage	HEA120	64,93	0,69	0,86	0,51
RDC	HEA160	50,25	0,53	0,72	0,62

Tableau VII. 3 : Vérification l'élancement réduit pour les poteaux de rive

VII.4.2.2 Poteaux intermédiaires

Niveau	Profilé	λ_z	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ
2 ^{ème} étage	HEA160	50,25	0,84	1,01	0,43
1 ^{er} étage	HEA200	40,16	0,42	0,64	0,89
RDC	HEA280	28,57	0,30	0,56	0,97

Tableau VII. 4 : Vérification de l'élanement réduit pour les poteaux intermédiaires

$\bar{\lambda} > 0,2$ On prend en considération le flambement.

Dans ce cas :

$$N_{Sd} \leq \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \text{ et } N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$N_{b,Rd}$: Résistances au flambement

N_{Sd} : Effort de compression

χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$

$$\chi = f(\bar{\lambda}) = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{Mais} \quad \chi \leq 1,0$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

✓ α : Facteur d'imperfection dépendant de la courbe appropriée de flambement.

$\frac{h}{b} \leq 1,2$ et ; $t_f \leq 100$ mm \Rightarrow La courbe de flambement « c » et $\alpha = 0,49$

– poteaux de rive

Niveau	N_{Sd} (kN)	Profilé	A (mm ²)	$N_{b,rd}$ (kN)
2 ^{ème} étage	67,27	HEA100	2120	194,75
1 ^{er} étage	83,12	HEA120	2530	275,65
RDC	97,43	HEA160	3880	513,92

Tableau VII. 5 : Vérification de la résistance de flambement des poteaux de rive

– Poteaux intermédiaires

Niveau	N_{Sd} (kN)	Profilé	A (mm ²)	$N_{b,rd}$ (kN)
2 ^{ème} étage	95,66	HEA160	3880	513,92
1 ^{er} étage	136,55	HEA200	5380	1022,93
RDC	167,79	HEA280	9730	2016,32

Tableau VII. 6 : Vérification de la résistance de flambement des poteaux intermédiaires

La résistance de flambement est vérifiée

VII.4.3 Résistance au déversement

Calcul du $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} \quad \text{Avec : } M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5}$$

VII.4.3.1 Poteaux de rive

Niveau	Profilé	k	k _w	C ₁	M _{cr} (kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$
2 ^{ème} étage	HEA100	1	0,5	2,704	84,00	0,48
1 ^{er} étage	HEA120	1	0,5	2,704	133,83	0,45
RDC	HEA160	1	0,5	2,704	325,12	0,42

Tableau VII. 7 : Valeurs de l'élanement réduit pour les poteaux de rive

VII.4.3.2 Poteaux intermédiaires

Niveau	Profilé	k	k _w	C ₁	M _{cr} (kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$
2 ^{ème} étage	HEA160	1	0,5	2,752	85,50	0,47
1 ^{er} étage	HEA200	1	0,5	2,752	977,53	0,32
RDC	HEA280	1	0,5	2,752	4621,46	0,22

Tableau VII. 8 : Valeurs de l'élanement réduit pour les poteaux intermédiaires

$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$ Donc on doit prendre en compte le déversement.

VII.4.4 Vérification du déversement

On doit vérifier que : $M_{Sd} < M_{b,Rd}$ avec $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2})} \quad \text{et} \quad \phi_{LT} = 0,5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés (§5.5.2.3.CCM97) [3].

VII.4.4.1 Poteaux de rive

Niveau	Profilé	ϕ_{LT}	χ_{LT}	M _{Sd} (kN.m)	M _{b,Rd} (kN.m)
2 ^{ème} étage	HEA100	0,64	0,94	10,17	16,66
1 ^{er} étage	HEA120	0,62	0,95	13,93	24,25
RDC	HEA160	0,61	0,95	17,47	49,74

Tableau VII. 9 : Vérification de déversement pour les poteaux de rive

VII.4.4.2 Poteaux intermédiaires

Niveau	Profilé	ϕ_{LT}	χ_{LT}	M_{Sd} (kN.m)	$M_{b,Rd}$ (kN.m)
2 ^{ème} étage	HEA160	0,63	0,95	24,91	49,74
1 ^{er} étage	HEA200	0,56	0,98	37,85	89,92
RDC	HEA280	0,52	1,00	53,22	215,77

Tableau VII. 10 : Vérification de déversement pour les poteaux intermédiaires

Donc les poteaux sont vérifiés au déversement

VII.5 Contreventements

VII.5.1 Direction Y

Pour assurer la stabilité de la structure dans le sens Y on a choisi la double cornière L 75 × 75 × 10 et On doit vérifier que : $N_{Sd} < N_{tRd}$

Avec : $N_{Sd} = 78,451$ kN (calculé par un logiciel de calcul)

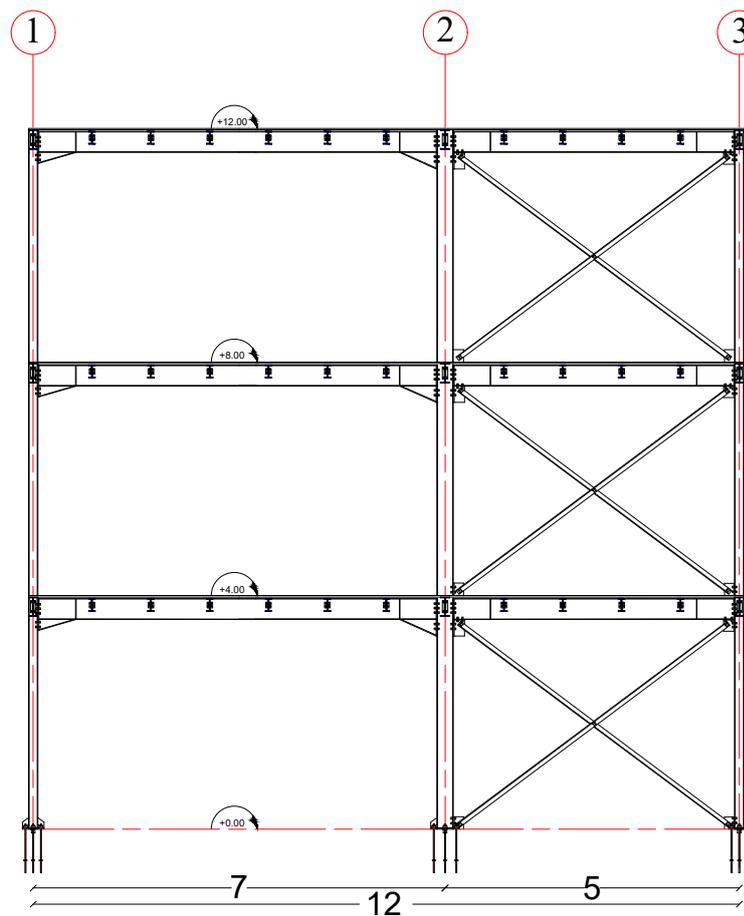


Figure VII. 1 : Contreventement en X dans le sens y

VII.5.1.1 Résistance plastique de calcul de la section brut

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et } A = 14,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow N_{pl,Rd} = 301,22 \text{ kN}$$

VII.5.1.2 Résistance plastique de calcul de section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{vide} = d \times t \Rightarrow A_{vide} = 22,2 \times 10 = 222 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - A_{vide} \Rightarrow A_{net} = 1188 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{1188 \times 235}{1,25} = 223344 \text{ N} \Rightarrow N_{net,Rd} = 223,344 \text{ kN}$$

VII.5.1.3 Résistance ultime de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1188 \times 360}{1,25} = 307929,60 \text{ N} = 307,929 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 78,451 \text{ kN} < \min(N_{u,Rd}; N_{net,Rd}; N_{pl,Rd}) = 223,344 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.2 Direction X

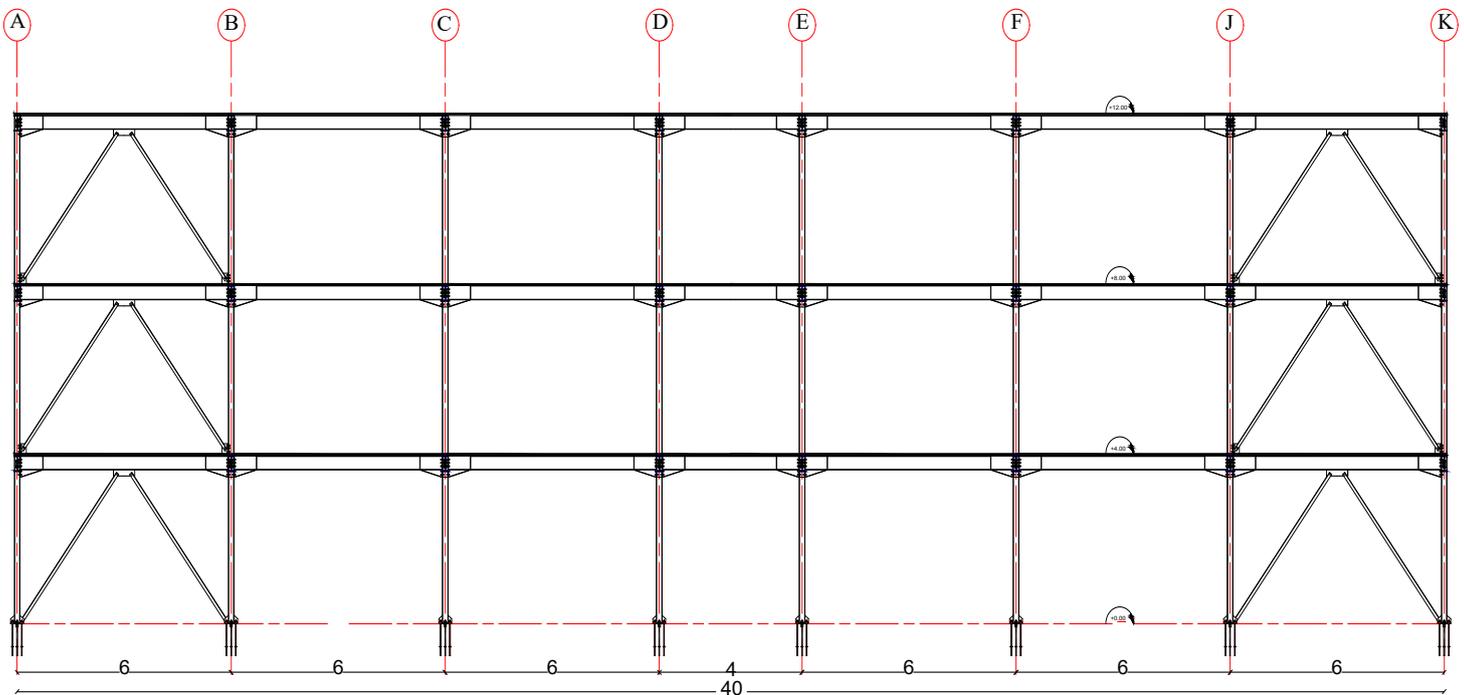


Figure VII. 2 : Contreventement en V dans le sens x

Pour assurer la stabilité de la structure dans le sens X on a choisi un contreventement en V pour des raisons architecturales une double cornière L 75 × 75 × 10 et On doit vérifier que :

$$N_{Sd} < N_{tRd}$$

Avec : $N_{Sd} = 157,013 \text{ kN}$ (calculé par un logiciel)

VII.5.2.1 Résistance plastique de calcul de la section brut

$$N_{pl,Rd} = 301,22 \text{ kN}$$

VII.5.2.2 Résistance plastique de calcul de section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{\text{vide}} = d \times t \Rightarrow A_{\text{vide}} = 22,2 \times 10 = 222 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{net}} = A - A_{\text{vide}} \Rightarrow A_{\text{net}} = 1188 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{net,Rd}} = 223344 \text{ N} \Rightarrow N_{\text{net,Rd}} = 223,344 \text{ kN}$$

VII.5.2.3 Résistance ultime de calcul de la section nette

$$N_{\text{u,Rd}} = \frac{0,9 \times A_{\text{net}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = 307929.60 \text{ N} \Rightarrow N_{\text{u,Rd}} = 307,929 \text{ kN}$$

$$N_{\text{sd}} = 157,013 \text{ kN} < \min(N_{\text{u,Rd}}; N_{\text{net,Rd}}; N_{\text{pl,Rd}}) = 223,344 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.2.4 Éléments structuraux constituant le bâtiment

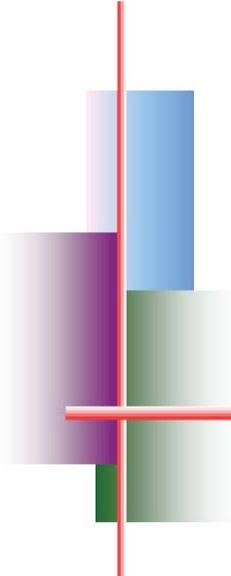
Le bâtiment à usage d'habitation est constitué des éléments suivants

Niveau	Profilé des poteaux	
	Poteaux de rive	Poteaux intermédiaires
2 ^{ème} étage	HEA100	HEA160
1 ^{er} étage	HEA120	HEA200
RDC	HEA160	HEA280

Tableau VII. 11 : Éléments structuraux constituant le bâtiment (Poteaux)

Les poutres	Profilés des poutres
Solives	IPE220
Poutre secondaire	IPE330
Poutre principale	IPE360

Tableau VII. 12 : Éléments structuraux constituant le bâtiment (Poutre)



Chapitre VIII



ÉTUDE DES ASSEMBLAGES

VIII. CHAPITRE VIII : ÉTUDE DES ASSEMBLAGES

VIII.1 Introduction

Les assemblages constituent des parties importantes de chaque structure en acier. Les propriétés mécaniques des assemblages ont une influence significative sur la raideur et la stabilité de la structure tout entière.

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

VIII.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont le soudage et le boulonnage. Ce consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR).

VIII.3 Calcul des assemblages

VIII.3.1 Assemblage Poutre-Poteau

VIII.3.1.1 Poutre-Poteau sens X

L'assemblage par platine d'extrémité entre la poutre en "IPE330" et le poteau en "HEA280"

Le choix de l'assemblage s'est porté sur :

- épaisseur de la platine $t = 20$ mm
- boulons HR de classe 10.9
- diamètre des boulons $d = 16$ mm

• Dimensions de la platine

h_p : 616 mm

b_p : 180 mm

e_p : 20 mm

a. Efforts sollicitant

On utilise les efforts pris par le logiciel :

$V_{sd} = 21,73$ kN

$M_{sd} = 22,57$ kN.m et $N_{sd} = 297,42$ kN

b. Soudure de la platine

- Cordon de soudure :

✓ Cordon de soudure de la semelle :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 11,5 = 8,05 \text{ mm}$$

✓ Cordon de soudure de l'âme :

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7,5 = 5,25 \text{ mm} \Rightarrow \text{Donc on prend } a = 10 \text{ mm}$$

c. Soudure de la semelle tendue

$$N_d < \min(R_w, R_s)$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = 365,813 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 616}{1,1} = 1302,77 \text{ kN}$$

$$R_w = \frac{0,7 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 360 \times 10 \times 616}{1,1} = 1411,20 \text{ kN}$$

$$N_d = 365,813 \text{ kN} < \min(R_w, R_s) = 1302,77 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Soudure de l'âme

$$V_{sd} < R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 300}{1,1} = 634467,63 \text{ N} = 634,467 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 21,73 \text{ kN} < 634,467 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e- Dispositions constructives

- **Choix du diamètre du boulon**

Le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre $\phi = 16 \text{ mm}$, classe 10.9

- **Distance entre axe des boulons**

$$d_0 = \phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w \text{ poteau}, t_w \text{ poutre}) = 7,5 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \Rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 105 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq 14t \Rightarrow 54 \leq p_2 \leq 105 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } p_2 = 80 \text{ mm}$$

$$p_3 = 80 \text{ mm}, p_4 = 60 \text{ mm} \text{ et } p_5 = 80 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale "e"**

$$1,2d_0 \leq e \leq 12t \Rightarrow 21,6 \leq e \leq 90 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } e = 60 \text{ mm}$$

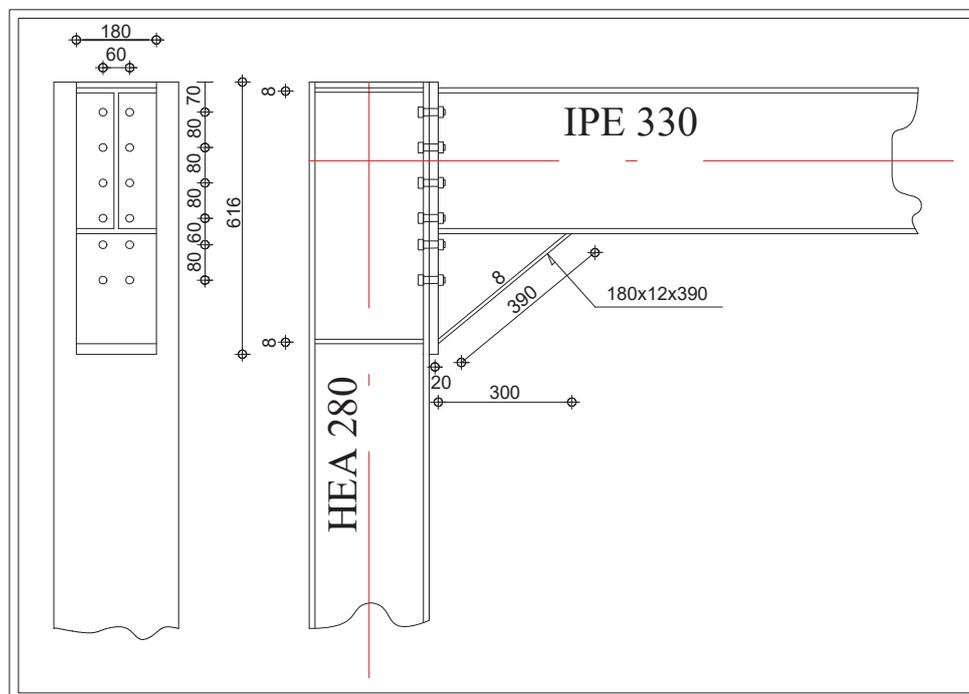


Figure VIII. 1 : Assemblage poutre-poteau sens x

f. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

- Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{12} = 1,81 \text{ kN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 157}{1,25} = 71363,636 \text{ N} = 71,363 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = 1,81 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 71,363 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g. Calcul des boulons sollicités en traction

- Résistance de calcul en traction par boulon

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 157}{1,25} = 113040 \text{ N} = 113,04 \text{ kN}$$

- Effort de traction de calcul par boulon

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{Sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{22,57 \times 0,45}{(0,08 + 0,14 + 0,22 + 0,3 + 0,38 + 0,45)^2} = 4,104 \text{ kN}$$

- Vérification :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} = \frac{1,81}{71,363} + \frac{4,104}{1,4 \times 113,04} = 0,0512 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

h. Vérification de la pression diamétrale

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,25; 1,23; 2,77; 1) \Rightarrow \alpha = 1$

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 1000 \times 16 \times 6}{1,25} = 192000 \text{ N} = 192 \text{ kN} \Rightarrow F_{v,Sd} = 1,81 \text{ kN} < f_{b,Rd} = 192 \text{ kN}$$

VIII.3.1.2 Poutre-Poteau sens Y

L'assemblage par platine d'extrémité entre la poutre en "IPE360" et le poteau en "HEA280"
Le choix de l'assemblage s'est porté sur

- épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$
- boulons HR de classe 10.9
- diamètre des boulons $d = 16 \text{ mm}$

a. Soudure de la platine

- Cordon de soudure

✓ Cordon de soudure de la semelle

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 12,7 = 8,89 \text{ mm}$$

✓ Cordon de soudure de l'âme

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8,0 = 5,60 \text{ mm} \Rightarrow \text{Donc on prend } a = 10 \text{ mm}$$

b. Soudure de la semelle tendue

$$N_d < \min(R_w, R_s) \text{ et } N_d = \frac{M_{Sd}}{h} + N_{Sd} = 365,813 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 616}{1,1} = 1302,773 \text{ kN} \quad \text{et} \quad R_w = \frac{0,7 \times 360 \times 10 \times 616}{1,1} = 1411,20 \text{ kN}$$

$$N_d = 365,813 \text{ kN} < \min(R_w, R_s) = 1302,773 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Soudure de l'âme

$$V_{sd} < R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_v \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 300}{1,1} = 634467,63 \text{ N} = 634,467 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 21,73 \text{ kN} < 634,467 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Dispositions constructives

• Choix du diamètre du boulon

Le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 4 boulons HR 10.9- $\phi 16 \text{ mm}$,

• Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w \text{ poteau}, t_w \text{ poutre}) = 7,5 \text{ mm}$$

$$39,6 \leq p_1 \leq 105 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend "p}_1\text{"} = 80 \text{ mm}$$

$$54 \leq p_2 \leq 105 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend "p}_2\text{"} = 80 \text{ mm}$$

$$p_3 = 80 \text{ mm}, p_4 = 60 \text{ mm} \text{ et } p_2 = 80 \text{ mm}$$

• Pince longitudinale "e"

$$21,6 \leq e \leq 90 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend "e"} = 60 \text{ mm}$$

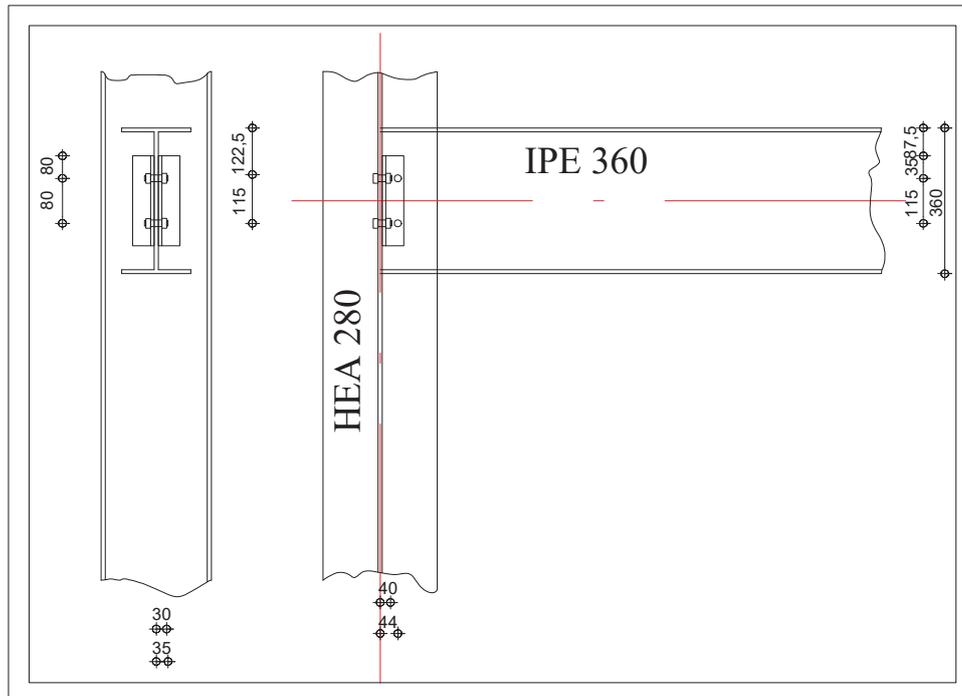


Figure VIII. 2 : Assemblage poutre-poteau sens y

e. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{12} = 1,81 \text{ kN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 157}{1,25} = 71363,636 \text{ N} = 71,363 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = 1,81 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 71,363 \text{ kN}$$

f. Calcul des boulons sollicités en traction :

- Résistance de calcul en traction par boulon :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 157}{1,25} = 113040 \text{ N} = 113,04 \text{ kN}$$

- Effort de traction de calcul par boulon :

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{Sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \Rightarrow F_{t,Sd} = \frac{22,57 \times 0,45}{(0,08 + 0,14 + 0,22 + 0,3 + 0,38 + 0,45)^2} = 4,104 \text{ kN}$$

- Vérification :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} = \frac{1,81}{71,363} + \frac{4,104}{1,4 \times 113,04} = 0,0512 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g. Vérification de la pression diamétrale

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 1000 \times 16 \times 6}{1,25} = 192000 \text{ N} = 192 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = 1,81 \text{ kN} < f_{b,Rd} = 192 \text{ kN}$$

VIII.3.2 Assemblage Solive-Poutre

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en "IPE 220" avec l'âme de la poutre en "IPE 360", avec une file verticale de deux boulons HR10.9-Ø16 Les sollicitations sont :

$$V_{Sd} = 18,44 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 15,23 \text{ kN.m}$$

a. Disposition constructive

Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_{w,poutre}, t_{w,solive}) = 5,6 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \Rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 78,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } p_1 = 75 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 67,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } e_1 = 30 \text{ mm}$$

- **Pince transversal**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \Rightarrow 27 \leq e_2 \leq 67,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } e_2 = 45 \text{ mm}$$

On prend le nombre de boulon $n = 4$. De diamètre $\emptyset = 16 \text{ mm}$, classe HR10.9

b. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

- Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v,SD} = \frac{V_{SD}}{4} = 4,61 \text{ kN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 157}{1,25} = 71363,636 \text{ N} = 71,363 \text{ kN}$$

$$F_{v,SD} = 4,61 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 71,363 \text{ kN}$$

c. Vérification de la pression diamétrale

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = 0,625$$

$$f_{b,Rd} = 80 \text{ kN} \Rightarrow F_{v,SD} = 4,61 \text{ kN} < f_{b,Rd} = 80 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

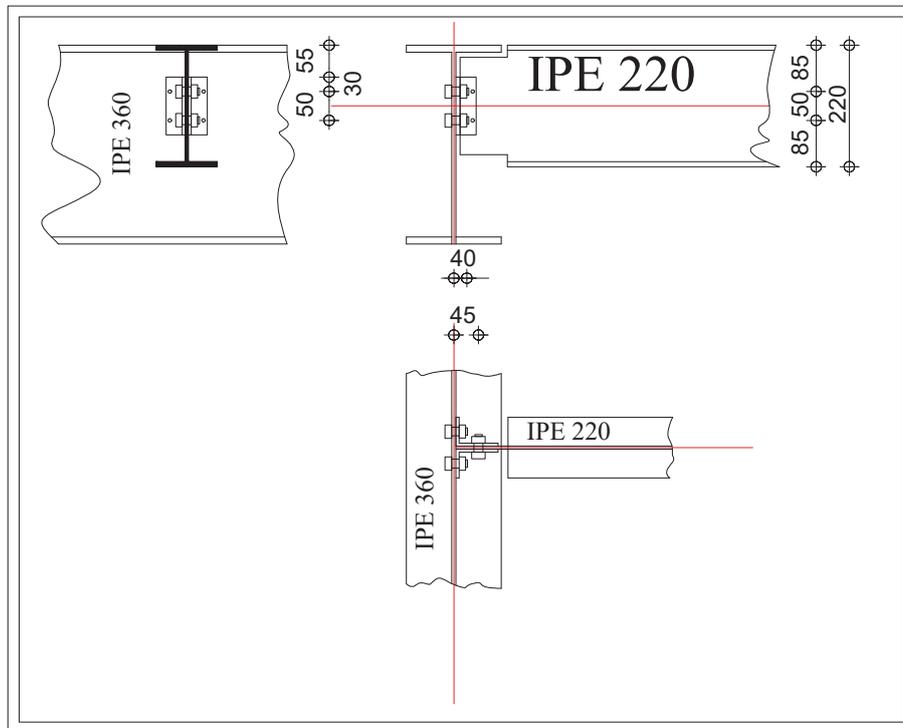


Figure VIII. 3 : Assemblage solive-poutre

VIII.3.3 Assemblage Poutre-poutre

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la poutre en "IPE330" avec l'âme de la poutre en "IPE360", avec une file verticale de deux boulons HR10.9 Ø16

Les sollicitations

$$V_{SD} = 22,48 \text{ kN}$$

$$M_{SD} = 18,36 \text{ N.m}$$

VIII.3.3.1 Disposition constructive

Distance entre axes des boulons

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w \text{ IPE360}, t_w \text{ IPE330}) = 7,5 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \Rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 105 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } p_1 = 80 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 90 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } e_1 = 30 \text{ mm}$$

- **Pince transversal**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \Rightarrow 27 \leq e_2 \leq 90 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } e_2 = 45 \text{ mm}$$

On prend le nombre de boulon $n = 4$, de diamètre $\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe HR10.9

VIII.3.3.2 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

- **Effort de cisaillement par boulon**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 5,62 \text{ kN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 157}{1,25} = 71363,636 \text{ N} = 71,363 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 5,62 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 71,363 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la pression diamétrale**

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ avec } \alpha = 0,625$$

$$\Rightarrow f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,625 \times 1000 \times 16 \times 7,5}{1,25} = 150000 \text{ N} = 150 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 5,62 \text{ kN} < f_{b,Rd} = 150 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

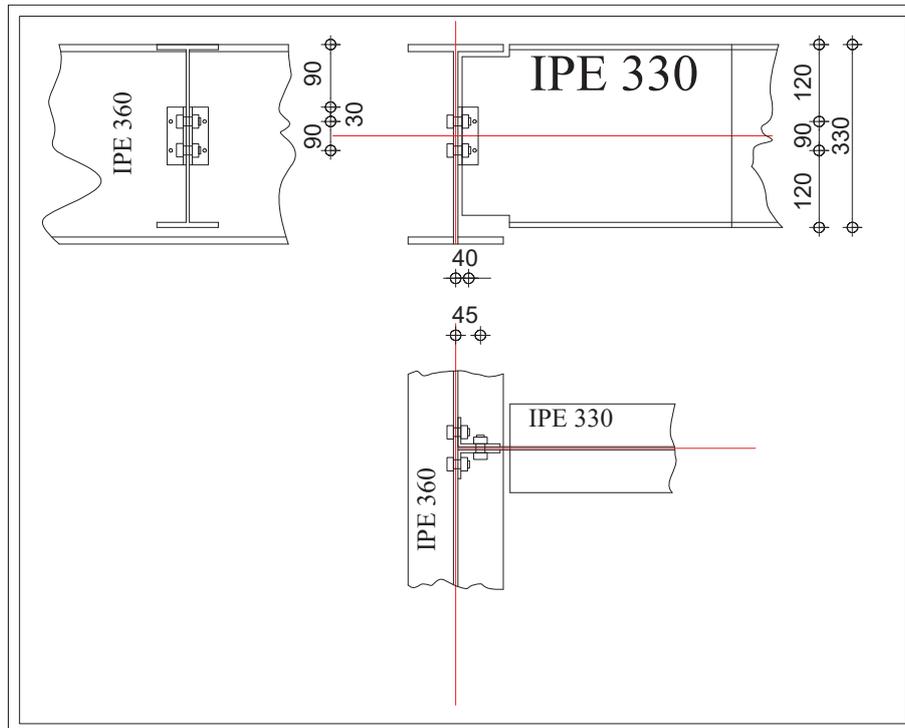


Figure VIII. 4 : Assemblage poutre-poutre

VIII.3.4 Assemblage Poteau-poteau

Poteau HEA280-poteau HEA200

L'assemblage se est fait à l'aide de couvre joints avec deux files verticaux de boulons HR10.9.

Les sollicitations sont :

$$N_{sd} = 279,63 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 27,91 \text{ kN.m}$$

c- Dimensionnement des couvre -joint de l'âme

– Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec deux files verticaux de deux boulons HR 10.9-Ø22.

✓ Distance entre axes des boulons

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w \text{ "HEA280" }, t_w \text{ "HEA200" }) = 6,5 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \Rightarrow 52,8 \leq p_1 \leq 91 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend "p}_1\text{" = 80 mm}$$

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t \Rightarrow 57,6 \leq p_2 \leq 91 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend "p}_2\text{" = 80 mm}$$

✓ Pince longitudinale "e"

$$1,2d_0 \leq e \leq 12t \Rightarrow 28,8 \leq e \leq 78 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend "e" = 60 mm}$$

– Calcul de l'épaisseur de couvre-joint

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2} \Rightarrow A = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{2f_y} = \frac{279,63 \times 1,1}{2(235)} = 654,453 \text{ mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{654,453}{190} = 3,44 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend une épaisseur de 10mm}$$

– Vérification de la section nette

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A = (b - 2d)t = (190 - 44)10 = 1460 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 378,432 \text{ kN} \Rightarrow N_{u,rd} \geq \frac{N_{sd}}{2} = \frac{279,63}{2} = 139,815 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

– Résistance au cisaillement des boulons des semelles

La résistance au cisaillement d'un boulon HR Ø22 est donnée par :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 380}{1,25} = 152000 \text{ N} = 152 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{279,63}{8} = 34,953 \text{ kN} \Rightarrow F_{sd} < F_{v,Rd} = 152 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

– Résistance à la pression diamétrale

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ avec } \alpha = 0,86$$

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,86 \times 1000 \times 22 \times 6,5}{1,25} = 245,960 \text{ kN} \Rightarrow F_{v,sd} < f_{b,Rd} = 245,96 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

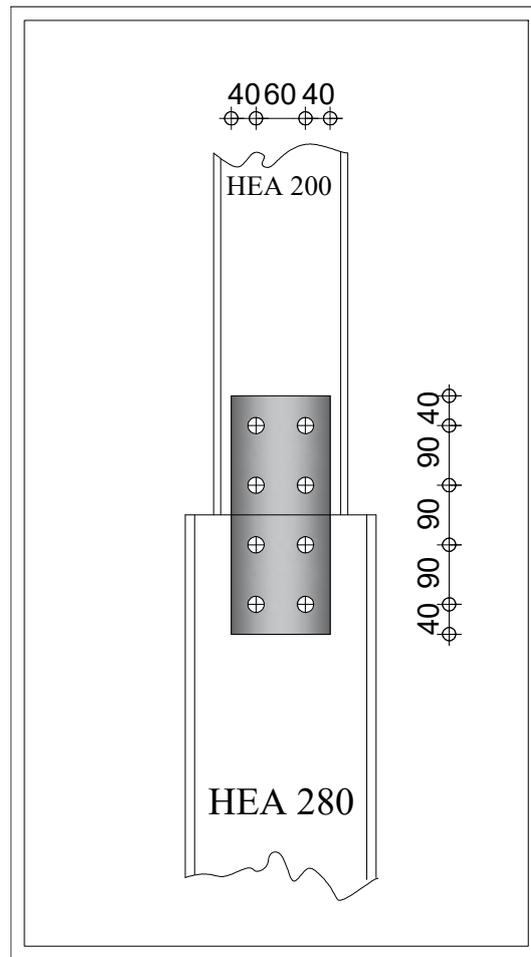


Figure VIII. 5 : Assemblage poteau- poteau "couvre-joint de l'âme"

d- Dimensionnement des couvre- joint de la semelle

- **Disposition constructives**

L'assemblage est réalisé avec deux files verticaux de deux boulons HR 10.9-Ø22.

- ✓ **Distance entre axes des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w\text{HEA280}, t_w\text{HEA200}) = 6,5 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \Rightarrow \quad 52,8 \leq p_1 \leq 91 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend "p}_1\text{" = 80 mm}$$

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \Rightarrow \quad 57,6 \leq p_2 \leq 91 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend "p}_2\text{" = 80 mm}$$

- ✓ **Pince longitudinale "e"**

$$1,2d_0 \leq e \leq 12t \quad \Rightarrow \quad 28,8 \leq e \leq 78 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend "e" = 60 mm}$$

– Calcul de l'épaisseur de couvre-joint

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{Sd}}{2} \Rightarrow A = \frac{N_{Sd} \times \gamma_{M0}}{2f_y} = \frac{279,63 \times 1,1}{2(235)} = 654,453 \text{ mm}^3$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{654,453}{200} = 3,27 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend une épaisseur de 10 mm}$$

✓ Vérification de la section nette

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \Rightarrow A = (b - 2d)t = (200 - 44)10 = 1560 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 404352 \text{ N} = 404,352 \text{ kN} \Rightarrow N_{u,Rd} \geq \frac{N_{Sd}}{2} = \frac{279,63}{2} = 139,815 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Résistance au cisaillement des boulons des semelles

La résistance au cisaillement d'un boulon HR 10.9 Ø22 est donnée par :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 380}{1,25} = 152000 \text{ N} = 152 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{Sd}}{8} = \frac{279,63}{8} = 34,953 \text{ kN} \Rightarrow F_{sd} < F_{v,Rd} = 152 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Résistance à la pression diamétrale

$$\alpha = 1 \Rightarrow f_{b,Rd} = 286000 \text{ N} = 286 \text{ kN} \Rightarrow F_{v,Sd} = 34,953 \text{ kN} < f_{b,Rd} = 286 \text{ kN}$$

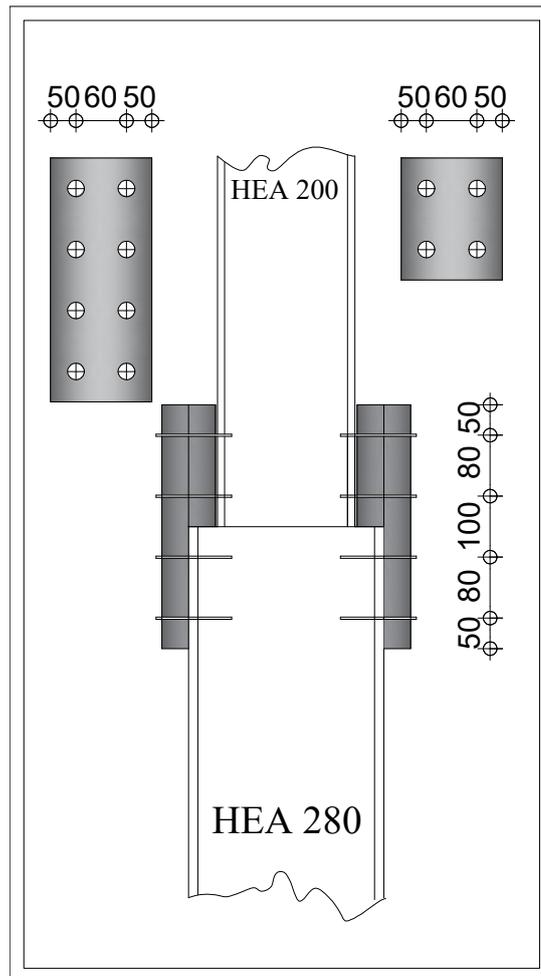


Figure VIII. 6 : Assemblage poteau-poteau "couvre-joint de la semelle"

VIII.3.5 Assemblage des contreventements

L'assemblage se fait par des boulons HR8.8-Ø16. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau. Cornière L 75 × 75 × 10

Efforts à prendre en considération :

$$N_{sd} = 39,43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15,87 \text{ kN}$$

VIII.3.5.1 Cordon de soudure gousset-poteau

$$a \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N\sqrt{2}}{f_u \times l}$$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \times \frac{39,43\sqrt{2}}{360 \times 2 \times 80} = 1,03 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend un cordon de 10 mm.}$$

a- Disposition constructive :

On choisit une seule file de 4 boulons HR8.8-Ø16

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \Rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend "p}_1\text{" = 80 mm}$$

• Pince longitudinale e₁

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 120 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \Rightarrow 27 \leq e_2 \leq 120 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend "e}_1\text{" = "e}_2\text{" = 50 mm}$$

b- Résistance au cisaillement des boulons

La résistance au cisaillement d'un boulon ordinaire HR8.8-Ø16 est donnée par :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} = 60288 \text{ N} = 60,288 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{4} = \frac{39,43}{4} = 9,857 \text{ kN} \Rightarrow F_{sd} < F_{v,Rd} = 60,288 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

c- Résistance à la pression diamétrale

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ avec } \alpha = 1$$

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 800 \times 16 \times 10}{1,25} = 256000 \text{ N} = 256 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 9,857 \text{ kN} < f_{b,Rd} = 256 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée,}$$

d- Résistance en traction

– Section brute

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{4}$$

$$N_{Pl,Rd} = \frac{14,1 \times 10^2 \times 235}{1,1} \geq \frac{39,43}{4} \Rightarrow N_{Pl,Rd} = 301,227 \text{ kN} \geq 9,857 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

– Section nette

$$N_{Pl,Rd} = \frac{\beta_w \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \text{ et } A_{net} = A - t_{ac} d_0 = 1410 - (10 \times 18) = 1230 \text{ mm}^2$$

$$N_{Pl,Rd} = \frac{0,59 \times 1230 \times 360}{1,25} = 209001,6 \text{ N} = 209,001 \text{ kN} \Rightarrow N_{Pl,Rd} \geq \frac{N_{Sd}}{4} \text{ Condition vérifiée.}$$

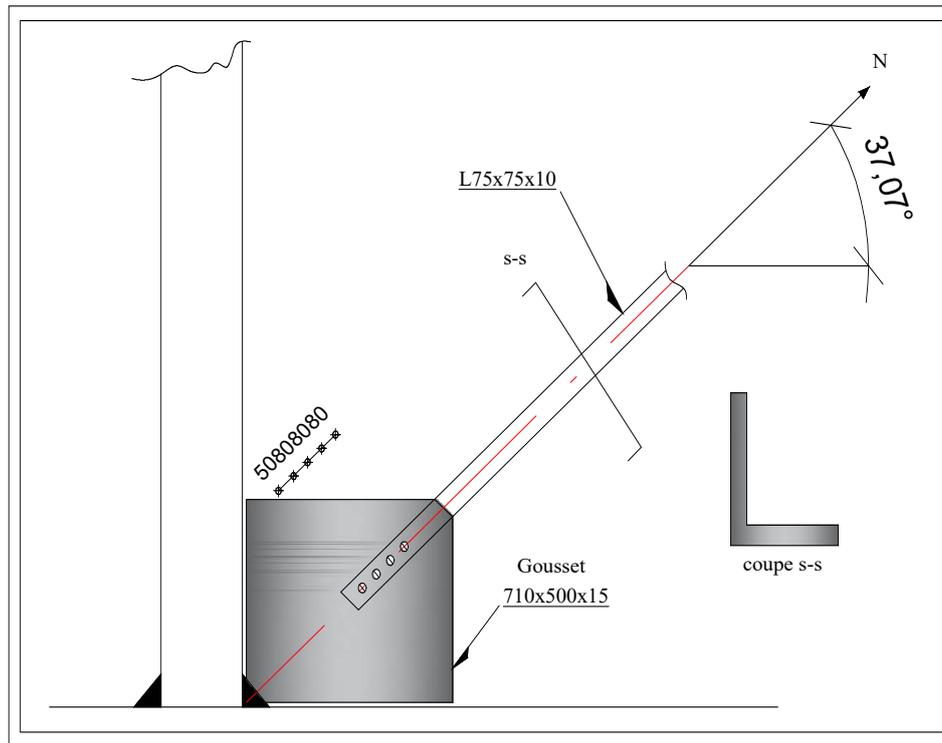


Figure VIII. 7 : Assemblage des contreventements

VIII.3.6 Assemblage des pieds de poteaux

VIII.3.6.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

La plaque en acier rectangulaire est soudée à la base du poteau par un cordon appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

Sollicitation maximale : « Selon un logiciel »

$$N_{Sd} = 362,29 \text{ kN}$$

Sous la combinaison $G + Q + 1,2 E_y$

$$M_{Sd} = 19,57 \text{ kN.m}$$

- **Choix des Cordons de soudure**

Poteau "HEA280" ($h = 270 \text{ mm}$; $B = 280 \text{ mm}$; $t_f = 13 \text{ mm}$; $t_w = 8 \text{ mm}$)

- ✓ **Cordon de soudure de la semelle**

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 13 = 9,1 \text{ mm}$$

- ✓ **Cordon de soudure de l'âme**

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Donc on prend } a = 10 \text{ mm}$$

— Surface de la platine

$$a \geq 280 + (2 \times 10) = 300 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a = 500 \text{ mm}$$

$$b \geq 270 + (2 \times 10) = 290 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } b = 600 \text{ mm}$$

- Épaisseur de la platine

$$t \geq u \sqrt{\frac{3f_j \times \gamma M_b}{f_y}} \Rightarrow t \geq 40 \sqrt{\frac{3 \times 25 \times 1,25}{235}} = 25,26 \Rightarrow t \geq 25,26 \text{ mm}$$

On prend comme épaisseur de la platine : $t = 30 \text{ mm}$

a- Vérification de la platine

Les dimensions de la platine doivent vérifier la condition $\delta \leq \delta_b$

δ_b : En fonction du dosage du ciment dans le béton. On a un béton à 350 kg/m^3 de ciment

$$\delta_b = 8 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \delta = \frac{N}{a \times b} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\delta = \frac{362,29 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,60} + \frac{19,57 \times 10^{-3}}{1,25 \times 10^{-3}} \times 0,1 = 2,773 \text{ MPa} \leq \delta_b = 8 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

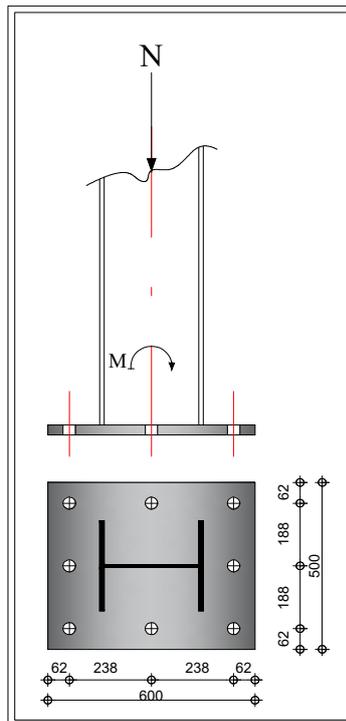


Figure VIII. 8 : Dimensionnement de la plaque d'assise

VIII.3.6.2 Vérification des tiges d'ancrage

Le poteau doit être encastré dans ses deux plans longitudinal et transversal, donc on prend le nombre de tige égale à 8

L'effort admissible d'une tige doit vérifier la condition suivante :

$$N_a \geq \frac{N}{8}$$

N_a : Effort admissible donné par la formule suivante :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right) \times \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton = 350 kg/m³.

Φ : diamètre de la tige.

N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques.

$N = 362,29$ kN (Sous G+Q+1,2Ex,y)

$l_1 = 20\Phi$

$l_2 = 2\Phi$ et $r = 3\Phi$

$$0,1 \left(1 + \frac{7 \times 3,5}{1000} \right) \times \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{0,53} \right)} (20\Phi + 19,2\Phi + 7\Phi) \geq \frac{362,29}{8} = 45,28$$

$$4,73\Phi^2 - 85,12\Phi - 45,28 \geq 0$$

$$\Phi \geq 18,51 \text{ mm}$$

On prend 8 tiges avec un diamètre de $\Phi = 30$ mm

- **Condition d'équilibre**

$$F_a \geq \frac{N}{8}$$

$$F_a = \pi \times \tau_{su} \times \Phi \times l_1$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement droit, pour les tiges lisses $\Psi_s = 1$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1^2 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$$

$$F_a = \pi \times 1,26 \times 30 \times (20 \times 30) = 71251,32 \text{ N} = 71,251 \text{ kN}$$

$$F_a = 71,251 \text{ kN} \geq \frac{N}{8} = 45,28 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

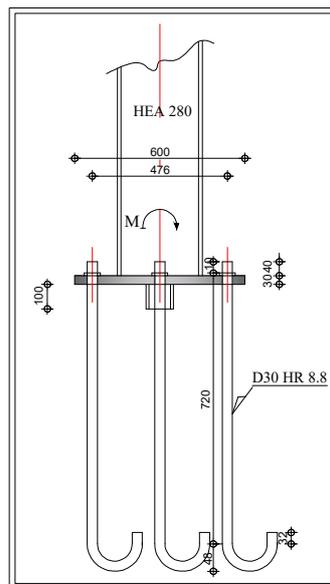
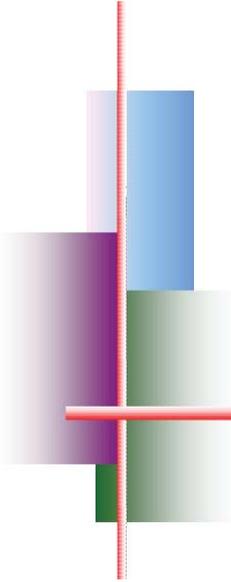


Figure VIII. 9 : Assemblage pied de poteau



Chapitre IX



**ÉTUDE DES
FONDATIONS**

IX. CHAPITRE IX : ÉTUDE DES FONDATIONS

IX.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 leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

IX.2 Rappel

Les types des fondations

Fondation superficielle :

- Semelle isolée sous poteau.
- Semelle filante continue sous mur.
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.
- Radiers généraux ou nervurés.

Fondation profonde "semelle sous pieux" et semi profondes "semelles sur puits".

IX.3 Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (la contrainte admissible du sol)

IX.4 Rapport géotechnique

Pour notre structure on a prévu des semelles isolées sur faux-puits, avec une contrainte admissible du sol égale à **1,50 bar** à partir du rapport géotechnique.

L'ouvrage est constitué sur un sol homogène on obtient une bonne résistance à partir de 2 m de profondeur.

Les fondations sont de type semelle isolée sur faux-puits.

La zone sismique définie par le (RPA99v2003) [4] est la zone (IIa).

L'angle de frottement $\Phi = 15^\circ$.

IX.5 Dimensionnement des fondations

IX.5.1 Faux-puits

IX.5.1.1 Pré-dimensionnement

Le poteau est de (100×100) cm²

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} & \text{Avec } a=1,00 \text{ m} \\ B = \frac{A \times b}{a} & \text{Avec } b=1,00 \text{ m} \end{cases}$$

Selon un logiciel de calcul, on a les charges suivantes :

✓ Charge service : $p_s = 183,61$ kN

✓ Charge ultime : $p_u = 261,27$ kN

$$\sigma'_{cal} \leq \text{Avec } \text{---} = 1,50 \text{ bar} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{cal} = \frac{P_s}{S} = \frac{P_s}{A \times B}$$

$$\text{Semelle carré : } S = A \times B \quad \sigma'_{cal} = \frac{P_s}{S} = \frac{P_s}{A \times B}$$

On choisit $A = 1,5$ m

$$\sigma'_{cal} = \frac{183,61}{2,25} = 81,60 \text{ kN/m}^2 \leq 150 \text{ kN/m}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

On prend $A = B = 1,5$ m

– Calcul du ferrailage

Puisque le calcul de ferrailage des faux-puits est de sections petites donc on adopte le ferrailage constructif en treillis soudé ($200 \times 200 \times 4$) avec un enrobage de 3 cm.

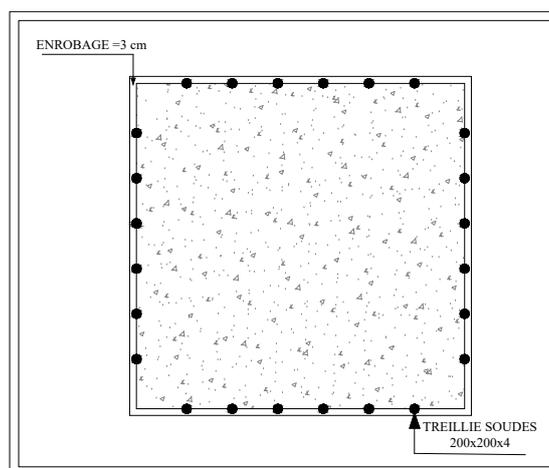


Figure IX. 1 : Vue en plan du ferrailage

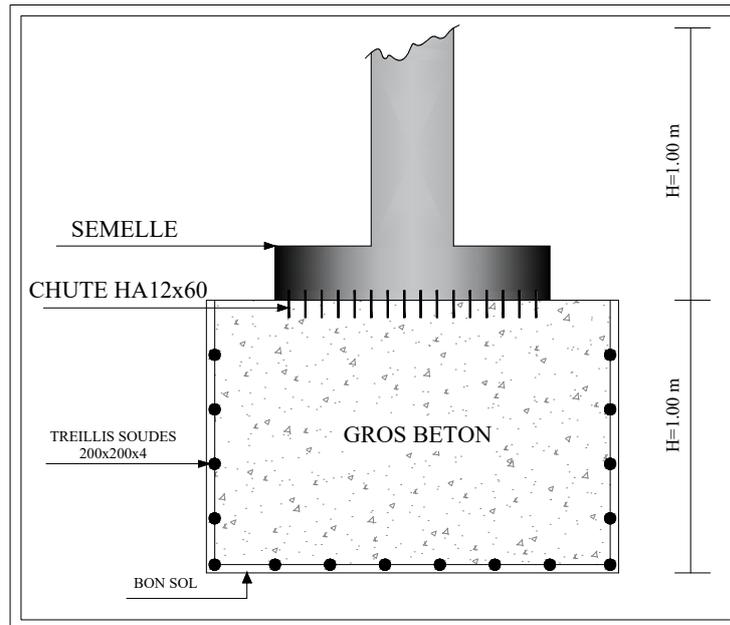


Figure IX. 2 : Disposition des armateurs de faux-puits

IX.5.2 Semelles isolée

IX.5.2.1 Pré-dimensionnement

Le poteau est de (100×100) cm²

a- Calcul des dimensions A', B'

Condition d'homothétie :

$$\frac{A'}{B'} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A' = \frac{a \times B'}{b} \text{ Avec } a = 1,00 \text{ m} \\ B' = \frac{A' \times b}{a} \text{ Avec } b = 1,00 \text{ m} \end{cases}$$

✓ Sollicitation maximale « Selon un logiciel de calcul »

$$\begin{cases} P_u = 255,18 \text{ kN} \\ M_u = 83,43 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sigma'_{\text{cal}} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux-puits}}$$

$$3 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux-puits}} \leq 10 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{faux-puits}} = 3 \text{ bars} = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{\text{cal}} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V \leq \bar{\sigma}_{\text{faux-puits}}$$

$$\sigma'_{\text{cal}} = \frac{P_u}{A' \times B'} + \frac{M_u}{\frac{A' \times B'^3}{12}} \times \frac{B'}{2} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux-puits}}$$

$$A' = B' \text{ (Semelle carrée)} \quad \sigma'_{\text{cal}} = \frac{P_u}{B'^2} + \frac{M_u}{\frac{B'^4}{12}} \times \frac{B'}{2} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux-puits}}$$

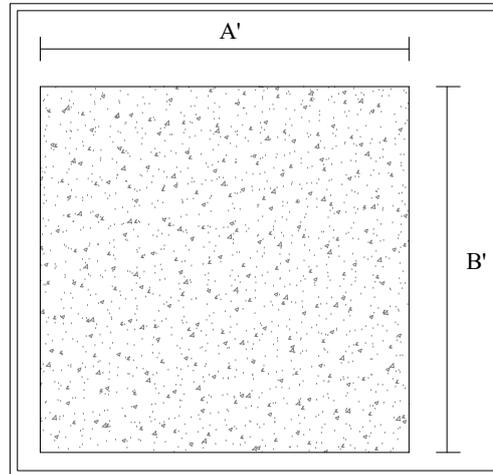


Figure IX. 3 : Description des Dimensions

On choisit $A' = 2 \text{ m}$

$$\sigma'_{\text{cal}} = \frac{255,18}{2^2} + \frac{83,43}{\frac{2^4}{12}} \times \frac{2}{2}$$

$\sigma'_{\text{cal}} = 126,367 \text{ kN/m}^2 \leq 300 \text{ kN/m}^2$ **La condition est vérifiée.**

b- Calcul de hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est : $h_t = d + 5$

d : distance entre la fibre supérieur et le centre de gravité des armatures.

Condition de rigidité :

$$d = \max \begin{cases} d_a = \frac{A' - a}{4} = \frac{2 - 1}{4} = 0,25 \\ d_b = \frac{B' - b}{4} = \frac{2 - 1}{4} = 0,25 \end{cases}$$

On prend :

$$d = d_a = d_b = 0,35 \text{ m} \Rightarrow h_t = d + 5 = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

$h_t = 0,40 \text{ m}$

Remarque : l'enrobage dans les éléments de l'infrastructure est égal à 3 cm

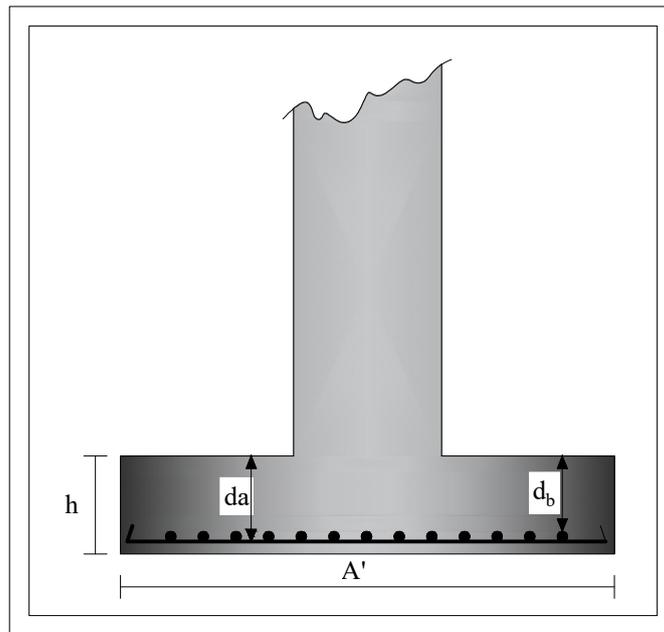


Figure IX. 4 : Dimensions de la semelle

c- vérification de la stabilité

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismique reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement.

Stabilité $\Rightarrow B' > 6 e$; tel que "e" excentricité

$$e = \frac{M}{N} = \frac{83,43}{397,89} = 0,20 \text{ m}$$

$$6. e = 6 \times 0,20 = 1,20 \text{ m}$$

$B' = 2 \text{ m} \Rightarrow B' > 6 e$ **Condition de stabilité est vérifiée.**

Puisque les dimensions de la semelle sont grandes par rapport aux dimensions des faux-puits, il faut augmenter ses dimensions :

$$A = 1,5 \text{ m} \Rightarrow A = 2,5 \text{ m}$$

$$B = 1,5 \text{ m} \Rightarrow B = 2,5 \text{ m}$$

d- Calcul du ferrailage

On applique la méthode des bielles :

À l'état limite ultime :

$$A_a = \frac{N_{sd} \times (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_b = \frac{N_{sd} \times (B - a)}{8 \times d_b \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$d = d_a = d_b = 0,30 \text{ m}$$

– Condition de non fragilité

$$\frac{B' - b}{4} \leq d_a ; d_b \leq A' - a$$

$$\frac{B' - b}{4} \leq d \leq A' - a \Rightarrow \frac{2-1}{4} \leq d \leq 2-1 \Rightarrow 0,25 \leq 0,35 \leq 1 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$A_a = \frac{397,89 \times (2-1)}{8 \times 0,35 \times 347,83} = 4,08 \text{ cm}^2 \quad A_b = \frac{397,890 \times (2-1)}{8 \times 0,35 \times 347,83} = 4,08 \text{ cm}^2$$

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 le (RPA 99/version 2003) [4] (ϕ 12) avec un espacement (min 15, max 25).

✓ Calcul de scellement " l_s "

– Sens A

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \Rightarrow \tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{tj} \Rightarrow \tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times (0,6 + 0,06(25)) = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2,835} = 423,28 \text{ mm} = 42,328 \text{ cm}$$

$\frac{A'}{8} < l_s < \frac{A'}{4}$ Alors les scellements ne sont pas obligatoires

– Sens B

$$l_s = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2,835} = 423,28 \text{ mm} = 42,328 \text{ cm}$$

$\frac{B'}{8} < l_s < \frac{B'}{4}$ Alors les scellements ne sont pas obligatoires

• Calcul du nombre des barres

- ✓ Espacement min=15 cm.
- ✓ Espacement max = 25 cm.
- ✓ Enrobage= 3 cm.

$$n_a = A' - 2(\text{enrobage}) / \text{espacement} + 1 \Rightarrow n_a = 13 \text{ barres}$$

$$n_b = B' - 2(\text{enrobage}) / \text{espacement} + 1 \Rightarrow n_b = 13 \text{ barres}$$

avec un espacement de 15cm

On ajoute aussi des armatures de couture (de peau) de diamètre ϕ 12

$$n_a = A' - 2(\text{enrobage}) / \text{espacement} + 1 \Rightarrow n_a = 10 \text{ barres}$$

$$n_b = B' - 2(\text{enrobage}) / \text{espacement} + 1 \Rightarrow n_b = 10 \text{ barres}$$

Avec un espacement de 20cm

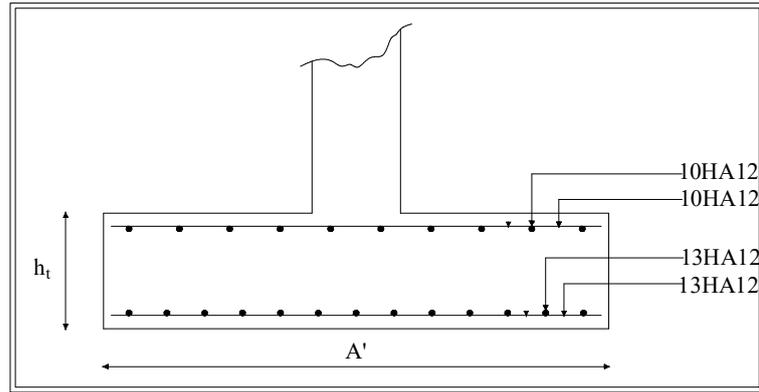


Figure IX. 5 : Dessin du ferrailage

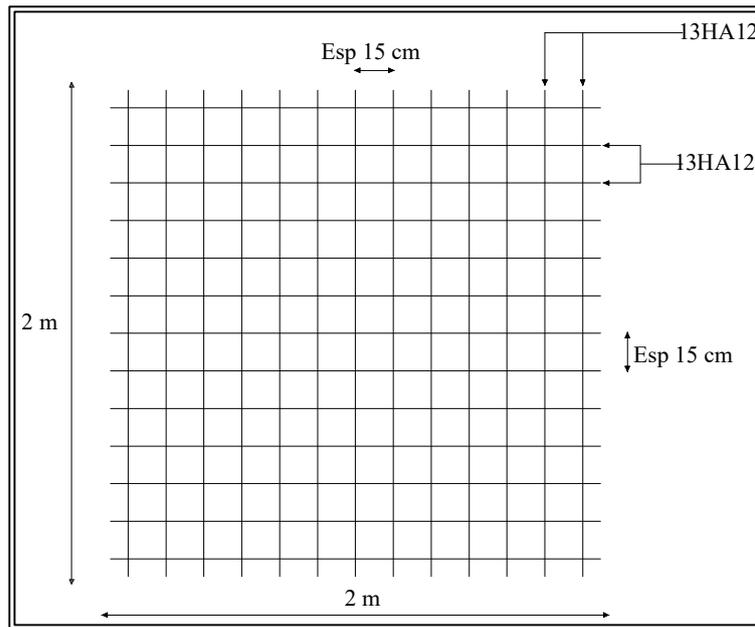


Figure IX. 6 : Vue en plan "armatures principales"

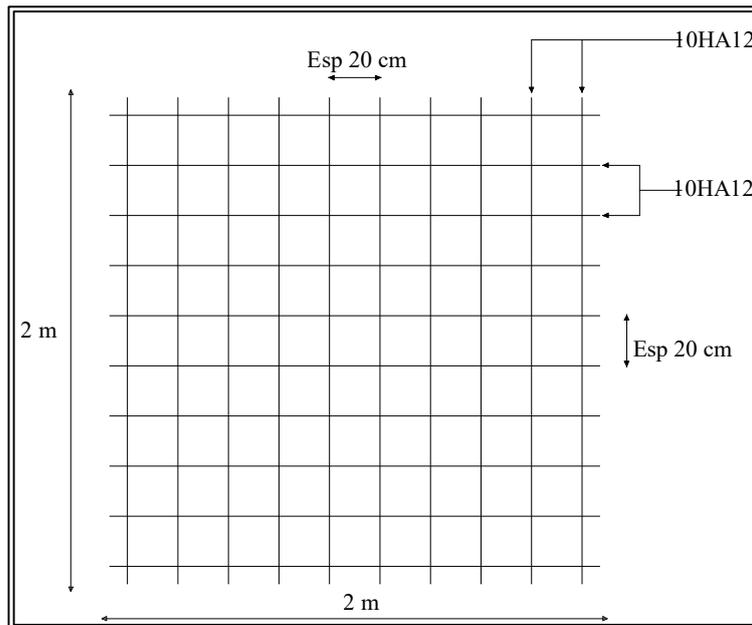


Figure IX. 7 : Vue en plan "armatures de peau"

IX.5.3 Longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles. Elles sont soumises à un effort de traction.

IX.5.3.1 Dimensionnement des longrines

Selon le (RPA99v2003) [4], pour un sol de catégorie S3 (sol meuble) les dimensions minimales de la section transversale des longrines est de "25 × 30" cm².

Pour notre cas on va prendre "30 × 35" cm².

- Vérification de la résistance à la traction

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

a = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré (S3) = 15

Donc : $N = 397,89 \text{ kN} \geq F = \frac{N}{\alpha} = 26,526 \text{ kN} \geq 20 \text{ kN}$ **Condition vérifiée.**

a- Calcul du ferrailage

✓ E.L.U

$$N_{u \max} = 397,89 \text{ kN}$$

$$F_u = \frac{397,89}{15} = 26,562 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} ; \text{ Avec } \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,076 \text{ cm}^2$$

✓ E.L.S

$$N_{s \max} = 203,63 \text{ kN}$$

$$F_u = \frac{203,63}{15} = 13,575 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} ; \text{ Avec } \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa} \Rightarrow A_{st} = 0,039 \text{ cm}^2$$

Le (RPA 99 v2003) [4] exige une section minimale de $A_{\min} = 0,6 \% B$.

$$A_{\min} = 0,6 \% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{st} = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité

On prend la section minimale :

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{st} \geq 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq A_{st \min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1; \frac{30}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1; 1; 3) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

Alors on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- Calcul d'espacement des cadres

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $S_t \leq (20\text{cm}; 15 \Phi_t)$

$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

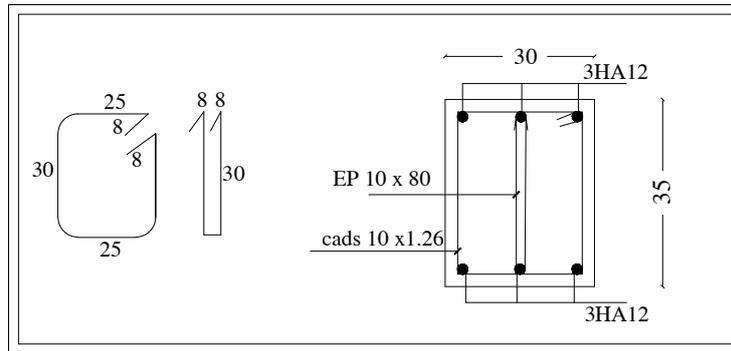


Figure IX. 8 : Disposition des cadres

X. CONCLUSION

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels techniques comme; ROBOT ;

AUTOCAD, ...etc.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base qui doivent être prises en considération dans la conception des structures en charpente métallique.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études.

Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Documents techniques :

[1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION.

[2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 2013 ».

[3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.

[4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Centre National Algérien de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.

[5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-B.C.2-41 ; REGLES DE CALCUL ET DE CONCEPTION DES STRUCTURES EN BETON ARMÉ « C.B.A. 93 »

[6] : CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3. Jean Morel.

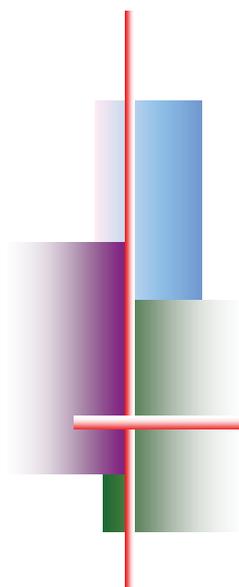
[7] : LES CHARPENTES METALLIQUES . E. GUSTIN et J. DIEHL

Mémoires

- Etude et dimensionnement d'un hangar de la marche de gros fruitet légumes-Annaba 2019
- Conception et dimensionnement de la structure métallique d'un bâtiment à usage d'imprimerie Guelma 2021
- Etude et dimensionnement d'un bâtiment R+3 en charpente métallique à usage multiples-annaba 2021
- Etude d'un bâtiment métallique (R+4) TLEMCEM 2016

Cours :

- Cours de 1^{er} année master
 - ✓ Charpente métallique.
 - ✓ Béton armé.
- Cours de 3^{ème} année licence.



Annexes

Annexe

Chapitre 2: Evaluation des charges et surcharges :

Effet de la neige :

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

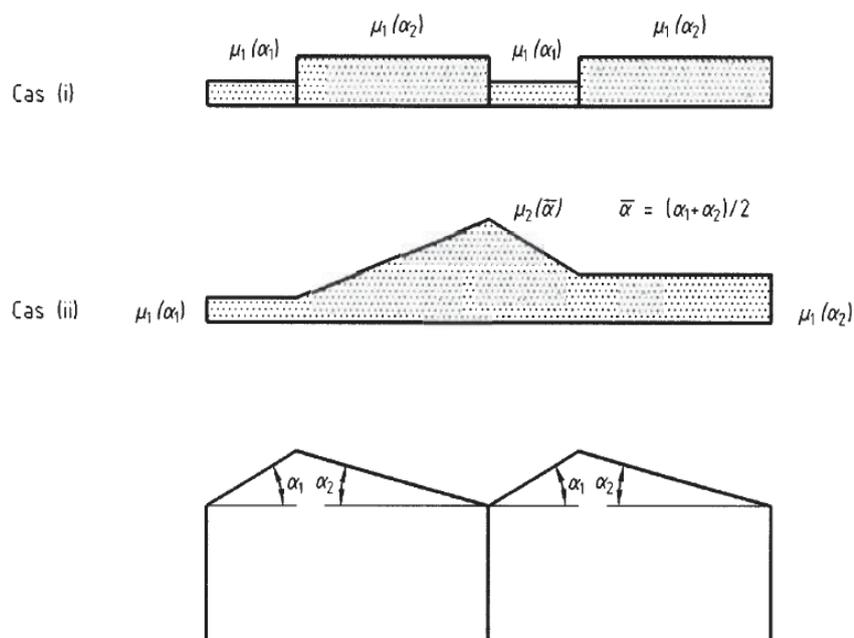


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

6.2.3. Toitures à versants multiples (angle de pente inférieur à 60°)

6.2.3.1. Les coefficients de forme des toitures à versants multiples (fig. 9) sont donnés par le tableau 3 et illustrés sur la figure 8.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

Annexe

Effet du vent :

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

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

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Annexe

Chapitre 6 : Etude sismique et analyse dynamique :

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

Tableau 4.1 : Coefficients d'accélération de zone A.

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

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

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

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

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

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

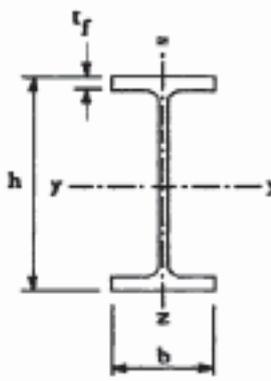
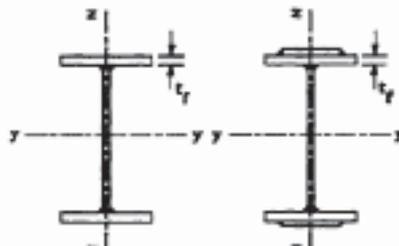
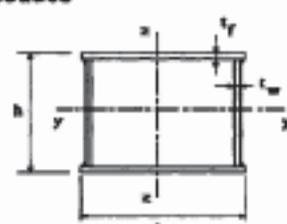
Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

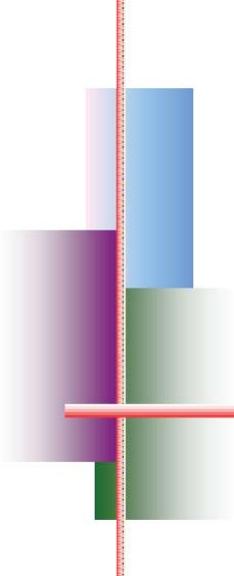
Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<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
<u>B</u>	<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

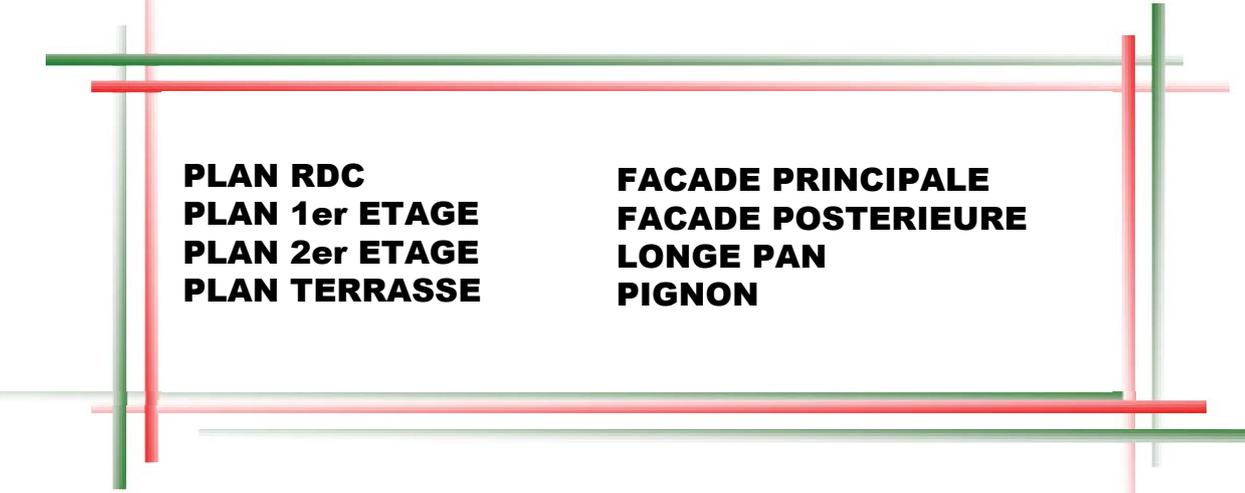
Annexe

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

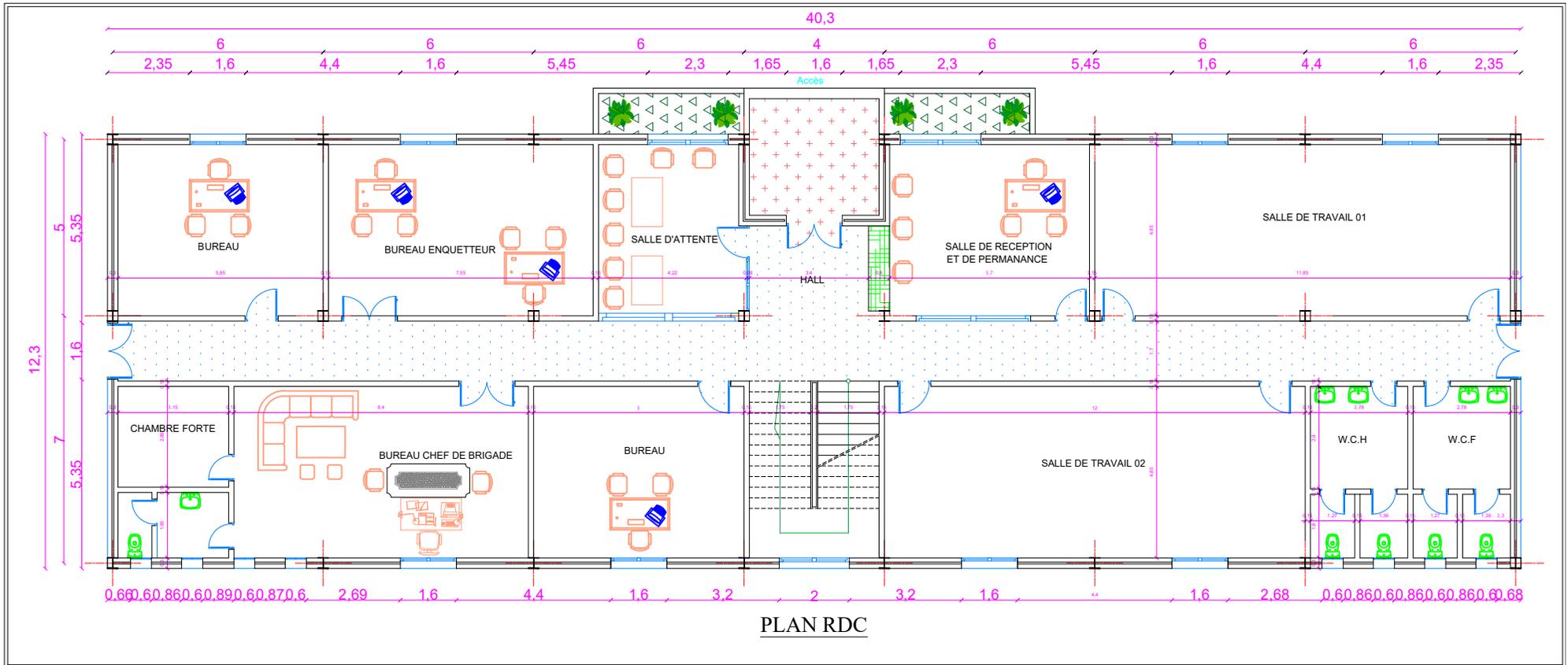


Les plans

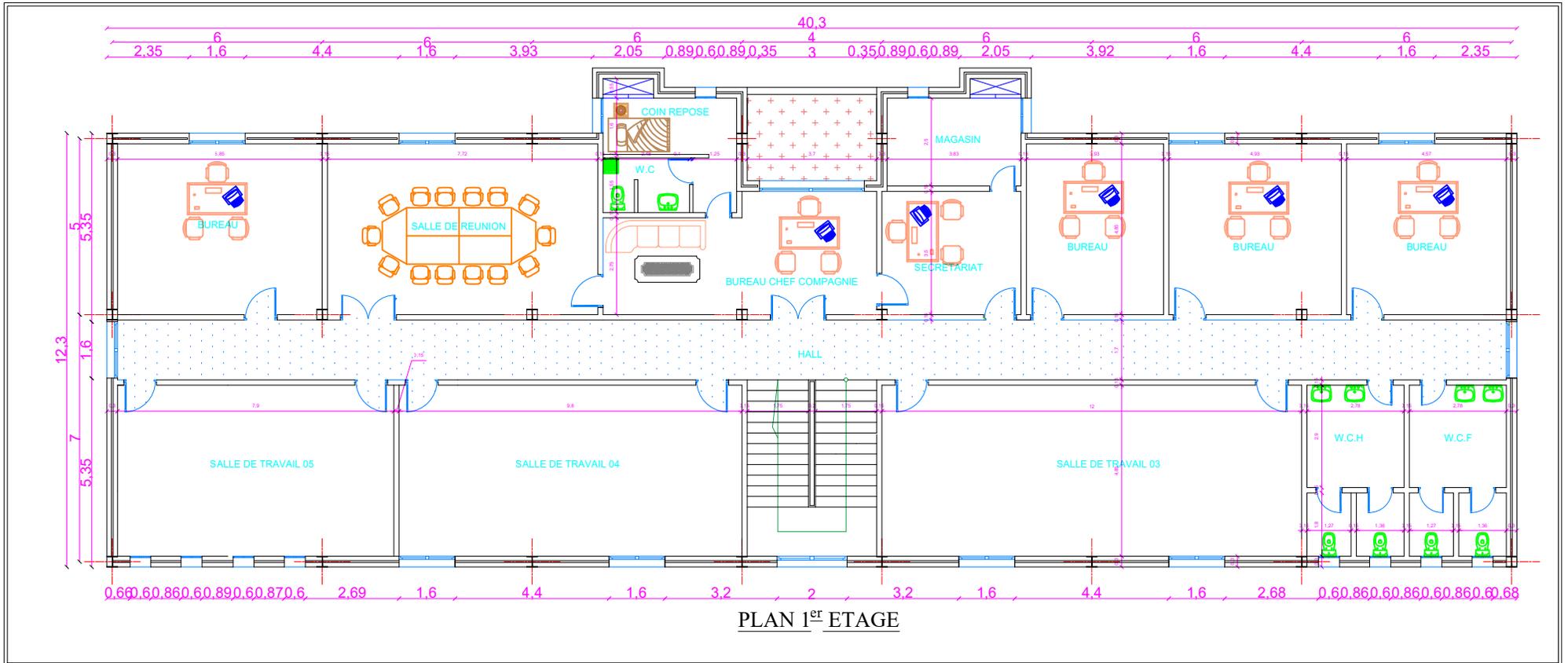


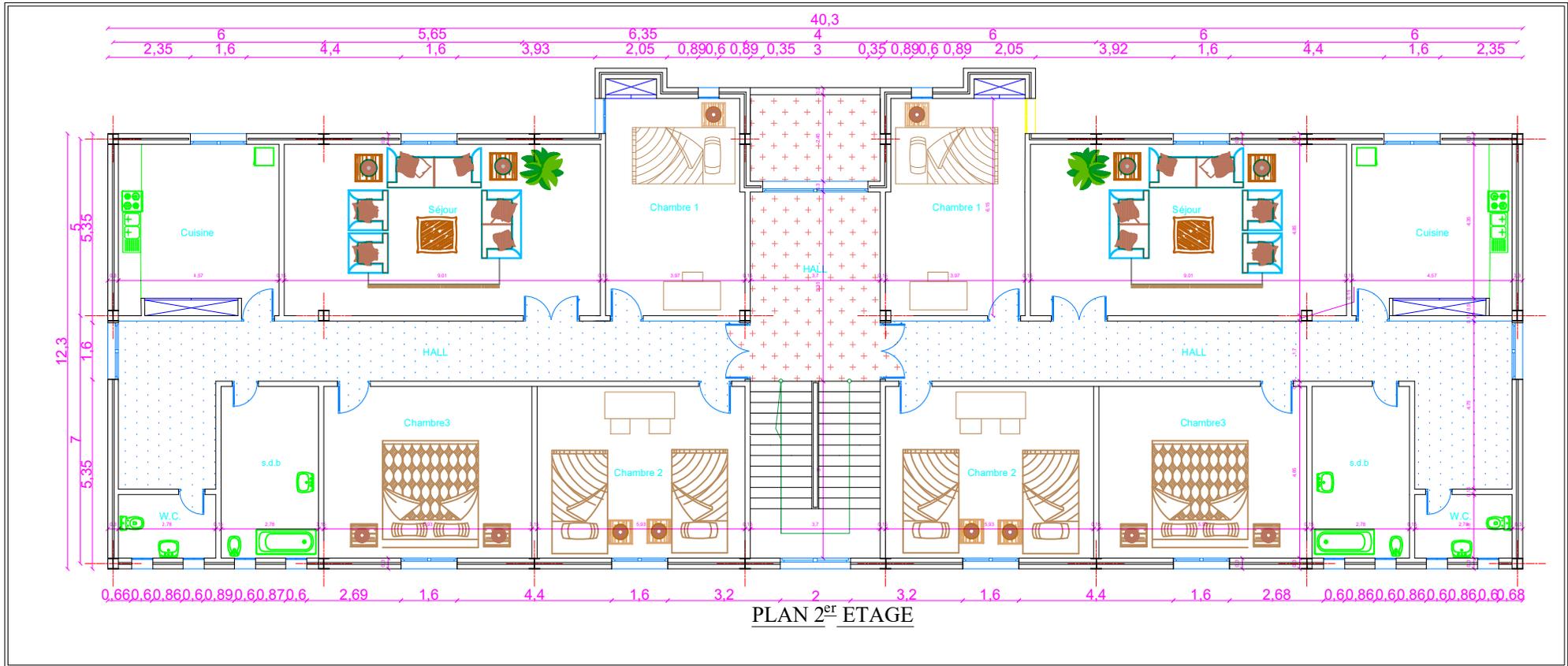
PLAN RDC
PLAN 1er ETAGE
PLAN 2er ETAGE
PLAN TERRASSE

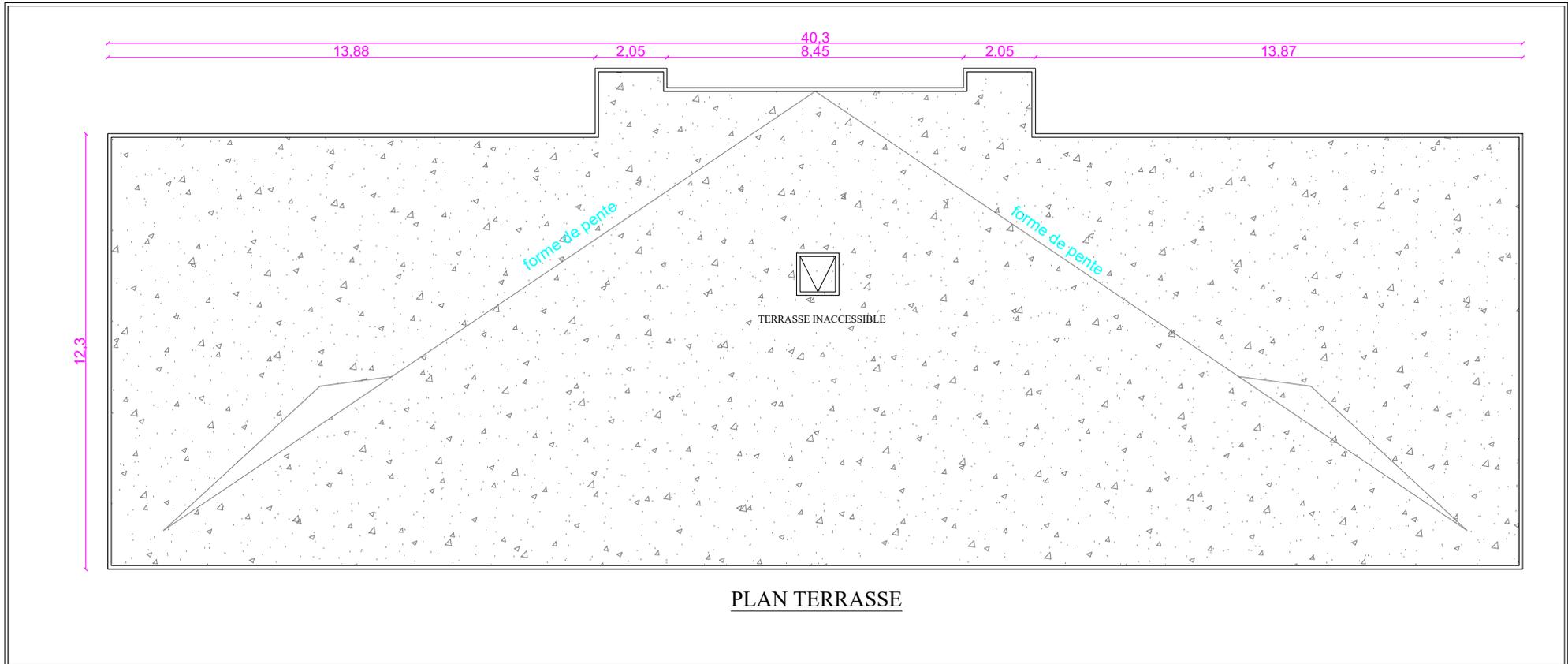
FACADE PRINCIPALE
FACADE POSTERIEURE
LONGE PAN
PIGNON



PLAN RDC







PLAN TERRASSE

