



FACULTÉ DES SCIENCES

APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Ouvrages d'art et infrastructures

Présenté par :

Mr : Chelik Ahmed

Mr : Derrer Hadj Mammar

Sujet du mémoire

**ETUDE D'UNE STRUCTURE EN CHARPENTE
METALLIQUE (R+6)+VRD A ORAN**

Soutenu publiquement le 24/05/2017 devant le jury composé de :

Mr : T.BENSATTALAH

Président

Mr : A.SAOULA

Rapporteur

Mr : T.D.HASSAINE

Examineur

Mr : M.ZIDOUR

Examineur

Mr : A.RABAHI

Examineur

Année Universitaire : 2016 - 2017



Remerciements

*Nous remercions, en premier lieu, **Dieu** qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.*

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

*Nous exprimons nos profonds remerciements à notre encadreur Mr. **Saoula Abdelkader** pour son orientation, ses précieux conseils et surtout pour sa patience.*

Nous remercions chaleureusement tous les enseignants qui ont contribué à notre parcours de formation.

Nous voudrions aussi remercier tous les étudiants et le personnel de département de génie civil



Dédicaces



Je dédie ce mémoire

A mes très chers, magnifiques et respectueux parents

Vraiment aucune dédicace ne pourrait exprimer ma reconnaissance, mon attachement, mon amour et mon affection, je vous offre ce modeste travail en témoignage de tous les sacrifices que vous avez fait pour moi et l'immense tendresse que vous m'avez toujours manifestée

Qu'ALLAH vous garde et vous donne santé et bonheur.

A mes frères Abd Alrahman, Youcef et ma sœur Amina

A mes oncles... , mes cousines ...

A toute ma grande famille en témoignage de mon profond respect.

A Mon oncle Mr Boukhatem.S, qui m'a toujours aidé et soutenu.

A tous mes chers amis en témoignage de ma sincère amitié, particulièrement : Zaki, Ali, Halim, Ahmed .k, Mohamed et Fouzi.

Veillez trouver dans ce travail, mon profond hommage.

A mes chères amies Nafissa Samira et Hiba Chahrazed.

*Et en particulier à mon binôme **Hadj** en témoignage de son amitié , de l'entente et le climat fraternel qui ont sévi durant toute la rédaction de*

ce mémoire

En fin à tous les étudiants de ma promotion génie civil

Rien de grand ne s'est accompli dans le monde sans volonté

Ahmed .C





Dédicaces



Je dédie ce mémoire

A mes très chers, magnifiques et respectueux parents

Vraiment aucune dédicace ne pourrait exprimer ma reconnaissance, mon attachement, mon amour et mon affection, je vous offre ce modeste travail en témoignage de tous les sacrifices que vous avez fait pour moi et l'immense tendresse que vous m'avez toujours manifestée.

Qu'ALLAH vous garde et vous donne santé et bonheur.

A mes frères MOKHTAR, HAMOUDA et mes sœurs

A mes oncles... , mes cousines ...

A toute ma grande famille en témoignage de mon profond respect.

A Mon oncle Mr ARRARIJA HALIM, qui m'a aidé et soutenu

*A tous mes chers amis en témoignage de ma sincère amitié
particulièrement : KADI, AMINE, GHANI, BRAHIM, et HASSAN.*

Veillez trouver dans ce travail, mon profond hommage.

A mes chères amies AMEL, NARIMEN, AICHA

Et en particulier à mon binôme HAMIDOU en témoignage de mes chaleureux remerciements pour l'entente et le climat fraternel qui ont sévi

durant toute la rédaction de ce mémoire

Et à tous les étudiants de ma promotion de génie civil

Rien de grand ne s'est accompli dans le monde sans volonté

HADJ.S



Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation dans la wilaya d'Oran. Le projet est établi en plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré-dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de fondation.

Cette étude sera achevée par une deuxième partie consacrée aux VRD où nous allons traiter les voiries, l'assainissement ainsi que le réseau d'AEP.

Mots clés : charpente métallique, RPA 99, CCM 97, VRD.

Abstract

Our final project study aims to study a metal frame building for a residential use in oran

This project rests on many steps , we performed the load path for the preliminary design of structural elements, seismic study through the use of **RPA99** code , verification of elements and then that of structural assemblies through the use of **CCM97** and finally the study of the foundation.this project will be completed with the **VRD** part where we are going to analyse roads ,sanitation as well as the **AEP** network (Drinking water supply network)

Key words: Metal frame, RPA 99, CCM 97, VRD

ملخص

مشروعنا النهائي للتخرج الجامعي هو عبارة عن دراسة وتحقيق بناء معدني للاستخدام السكني في ولاية وهران. تم تطوير هذا المشروع مرورا بعدة مراحل. أجرينا مسار الحمل للتصميم الاولي للعناصر الهيكلية ثم دراسة زلزالية استعاننا بقانون المنشآت 99, ثم تحقيق التركيب استنادا على قوانين التصميم الحديدي 97. هذه الدراسة تمت بإضافة جزء ثاني عبارة عن دراسة الطرق والشبكات المختلفة (الماء المستعمل, ماء الشروب)

كلمات مفتاحية: الإطار المعدني قانون المنشآت 99, قوانين التصميم ال حديدي 97 , طرق وشبكات مختلفة

Sommaire

introduction generale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

II.1-introduction	3
I.2-Présentation de l'ouvrage	3
I.2.1-Dimensions en plan et en élévation	3
I.3-Règlements utilisés	3
I.4-Matériaux	3
I.4.1-Aciers de construction pour les éléments de structure	3
I.4.2-Le béton armé	4
I.5-Conclusion	4

Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement

II.1-introduction	5
II.2-Charge permanentes	5
II.2.1-Plancher courant	5
II.2.2-Plancher terrasse (inaccessible)	6
II.2.3-Plancher dalle pleine(s/sol)	7
II.2.4-Maçonnerie	7
II.2.5-Acrotère	8
II.3-Charge variable	8
II.3.1-Charge d'exploitations	8
II.3.2-Charges climatiques	9
II.3.2.1-L'effet de vent	9
II.3.2.2-Effet de la neige	7
II.4-Pré-dimensionnement des éléments	7
II.4.1-Les solives	7
II.4.1.1-Pré-dimensionnement des solives du plancher terrasse	8
II.4.1.2-Pré-dimensionnement des solives de l'étage courant	9
II.4.2-Les poutres	10
II.4.3-les poteaux	11
II.5-Pré-dimensionnement des escaliers	13
II.6-Conclusion	13

Chapitre III : Etude climatique

III.1-L'effet de vent	13
III.2-Application de R N V 99	14
III.2.1-Vérification à la stabilité d'ensemble	14
III.2.1.1-Détermination du coefficient dynamique C_d	14
III.2.1.2-Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	15
III.2.1.3-Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	16
III.2.1.4-Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}	19
III.2.1.5-Détermination du coefficient de pression de vent C_p	19
III.2.1.6-Détermination de la pression due au vent	21
III.2.1.7-Calcul des forces de frottement	22
III.2.1.8-Détermination de la force résultante	22

Sommaire

III.2.2-Commentaire.....	25
III.2.3-Vérification de la stabilité.....	25
III.3-action de la neige sur la construction selon RNV 99.....	25
III.3.1-Calcul des charges de la neige.....	26
III.3.2-Calcul de S_k	26
III.3.3-Détermination de μ	26
III.4-Conclusion.....	26

Chapitre IV : Etudes des éléments secondaires

IV.1-Etude d'un plancher mixte à dalle collaborant.....	26
IV.1.1-Largeur de la dalle collaborant.....	27
IV.1.2-Etapes de calcul.....	28
IV.3-Etude des connecteurs.....	32
IV.3.1-Définition.....	32
IV.3.2-Choix des connecteurs.....	32
IV.3.2.1-Glisement admissible d'un connecteur Q.....	32
IV.3.2.2-Détermination de l'effort de glissement admissible Q.....	33
IV.3.2.4-Calcul des espacements T_v	34
IV.3.2.5-Vérification des soudures des connecteurs.....	34
IV.4-Calcul de l'acrotère.....	36
IV.4.1-Charges permanentes.....	37
IV.4.2-Charges d'exploitations.....	37
IV.4.3-La force F_p	37
IV.4.4-Calculs des sollicitations.....	37
IV.4.5-Calculs de l'acrotère.....	37
IV.4.6-Calcul en flexion simple.....	38
IV.4.7-Calcul en flexion composée.....	38
IV.5-Pré dimensionnement des escaliers.....	39
IV.5-Pré dimensionnement des éléments porteur.....	40
IV.6-Conclusion.....	42

Chapitre V : Etude sismique et analyse dynamique

V.1-introduction.....	43
V.2-Critères de classification par le RPA 99/2003.....	43
V.2.1-Classification des zones sismiques.....	43
V.2.2-Classification de l'ouvrage.....	43
V.3-Choix de la méthode de calcul.....	44
V.4-Méthode d'analyse modale spectrale.....	44
V.4.1-Principe de la méthode.....	44
V.4.2-Modélisation.....	44
V.4.3-Nombre des modes considérer (RPA99 /V2003).....	45
V.4.4-Spectre de réponse de calcul.....	45
V.5-Analyse dynamique.....	47
V.5.1-Objectifs de l'étude dynamique.....	47
V.5.2-Modélisation de la structure étudiée.....	47
V.5.3-Description du logiciel ETABS.....	47
V.5.4-Etapes de la modélisation de la structure sous ETABS.....	47
V.5.5-Analyse modale.....	48

Sommaire

V.6-Vérification de la structure.....	53
V.6.1-Vérifications selon Euro code 3	53
V.6.2-Vérifications de la structure selon le RPA99/V2003	53
V.6.2.1-Vérification de la force sismique à la base	53
V.6.2.2-La période	55
V.6.2.3-La nature des modes.....	55
V.6.2.4-Les déplacements	57
V.6.2.5-Justification vis à vis de l'effet P- δ	58
V.7-Conclusion	59

Chapitre VI : Etude de stabilité

VI.1-Introduction.....	60
VI.2-Sollicitation des files longitudinales (suivant X).....	60
VI.2.1-Positions des barres les plus sollicitées	60
VI.2.2-Vérification des diagonales.....	61
VI.2.2.1-Dimensionnement des diagonales.....	61
VI.2.2.2-Vérification de la diagonale comprimée (flambement)	62
VI.3-Sollicitation des files transversales (suivant Y).....	63
VI.3.1-Positions des barres les plus sollicitées	63
VI.3.2-Vérification des diagonales.....	65
VI.3.2.1-Dimensionnement des diagonales.....	65
VI.3.2.2-Vérification de la stabilité de la diagonale comprimée (flambement).....	65
VI.3.2.3-Vérification à la traction de la diagonale tendue	66
VI.4-Conclusion	67

Chapitre VII : Etude des assemblages

VII.1-Introduction.....	68
VII.1.1-Rôle des assemblages	68
VII.1.2-Fonctionnement des assemblages.....	69
VII.1.3-Précaution constructive	69
VII.2-présentations de logiciel Robot millennium.....	69
VII.3-Calcul des assemblages.....	71
VII.3.1-Assemblage poteau HEM450 – poutre IPE400 :(jarret)	70
VII.3.2-Assemblage poutre(s) HEA280 – poteau HEM450	74
VII.3.3-Assemblage poutre(p) IPE400 – solive IPE160	78
VII.3.4-Assemblage des palées de stabilité HEA180 - poteau HEM450.....	82
VII.4-Conclusion.....	82

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1-Introduction.....	83
VIII.2-Pré dimensionnement des éléments du sous sol.....	83
VIII.2.1-Les dalles.....	83
VIII.2.2-les poutres en béton armé.....	86
VIII.2.3-les poteaux en béton armé.....	86
VIII.3-Etude du voile Périphérique.....	86
VIII.3.1-Dimensionnement	86
VIII.3.2-Ferraillage du voile périphérique	87

Sommaire

VIII.3.3-Vérifications.....	90
VIII.4-Etude du radier général	91
VIII.4.1-Prédimensionnement du radier.....	91
VIII.4.1.1-Condition de vérification de la longueur élastique	91
VIII.4.1.2-Condition forfaitaire.....	91
VIII.4.1.3-Détermination de la surface minimale du radier	92
VIII.4.1.4-Détermination des efforts.....	92
VIII.4.1.5-Combinaison d'action.....	92
VIII.4.2-Vérifications.....	92
VIII.4.2.1-Vérification à la contrainte de cisaillement.....	92
VIII.4.2.2-Vérification à l'effet de sous pression.....	93
VIII.4.2.3-Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale	93
VIII.4.3- Ferrailage du radier	95
VIII.4.4-Les vérifications.....	97
VIII.4.5-Etude du débord du radier	98

Chapitre IX : Etude de voirie

IX.1-Généralités	100
IX.2-Définition.....	100
IX.3-Classification des voies.....	100
IX.4-Tracé en plan.....	100
IX.4.1-Plan de piquetage (d'implantation).....	100
IX.4.2-Plan de masse voirie	100
IX.4.3-rayon de raccordement en plan	101
IX.4.4-choix de vitesse de base	101
IX.4.5-Effets de la force centrifuge.....	101
IX.4.6-effet de devers	102
IX.4.7-rayon minimum.....	102
IX.4.8-calcul des paramètres de raccordement :	103
IX.5-profil en long.....	104
IX.5.1-définition.....	104
IX.5.2-Critère de choix du linge rouge	104
IX.5.3-choix des rayons de raccordement	104
IX.5.3.1 condition de visibilité.....	104
IX.5.3.2-Condition de confort	105
IX.5.3.3-Calcul raccordement parabolique	106
IX.5.3.4-point fictif (point de passage)	108
IX.6-profil en travers.....	109
IX.6.1-définition.....	109
IX.6.2-profils en travers type	109
IX.6.3-dévers	109
IX.6.4-calcul des cubatures	109
IX.7-Conclusion	110

Chapitre X : Etude de l'assainissement

X.1-Généralité.....	111
X.2-Définition	111
X.3-nature des eaux à évacuer.....	111

Sommaire

X.4-Différents systèmes de collecte	111
X.4.1-système unitaire.....	111
X.4.2-Système séparatif	112
X.4.3-Systèmes pseudo séparatif	113
X.5-choix de système	113
X.6-Les accessoires nécessaires dans un réseau d'assainissement	113
X.6.1-Regard d'égout.....	113
X.6.2-Regard de chute.....	113
X.6.3-Bouches d'égout.....	113
X.6.4-Espacements entre les regards.....	114
X.7-Les eaux usées.....	114
X.7.1-Définition	114
X.7.2-Evaluation du débit d'évacuation des eaux usées	114
X.8-Les eaux pluviales.....	114
X.8.1-Définition	114
X.8.2-Tracé en plan du réseau.....	115
X.8.2.1-Découpage en bassins versants	115
X.8.2.2-Evaluation du débit à évacuer	115
X.9-Pratique de calcul	116
X.9.1-Dimensionnement du réseau	116
X.9.2-Caractéristiques du réseau.....	116
X.9.3-Conditions d'auto curage	117
X.9.4-Les pentes.....	118
X.10-Conclusion	120

Chapitre XI : Etude de l'AEP

XI.1-Choix du tracé.....	121
XI.1.1-Caractéristiques nécessaires pour le tracé d'un réseau d'AEP.....	121
XI.1.2-Type du réseau de distribution.....	121
XI.1.2.1-Réseau maillé.....	121
XI.1.2.2-Réseau ramifié	122
XI.2-Choix du réseau	122
XI.2.1-Condition d'exploitations	122
XI.3-Détermination des diamètres des conduites.....	124
XI.4-Pression.....	126
XI.5-Caractéristiques des conduites de distribution.....	127
XI.5.1-Les avantages des canalisations en PVC.....	127
XI.5.2-Les accessoires du réseau de distribution	127
XI.5.3-Choix des conduites.....	127
XI.5.4-pose des conduites	127
XI.6-Conclusion	128

Conclusion générale	130
----------------------------------	------------

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.	4
---	---

Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement

Tableau II.1 : Les charges et les surcharges des solives du plancher terrasse.....	9
Tableau II.2 : Les Combinaison des charges (solive du plancher terrasse).....	9
Tableau II.3 : Les dimensions et les caractéristiques des profilés IPE160(solive)	9
Tableau II.4 : Les charges et les surcharges des solives de l'étage courant.....	10
Tableau II.5 : Les Combinaison des charges (solives de l'étage courant)	10
Tableau II.6 : Les charges et surcharges des poutres	11
Tableau II.7 : Les Combinaison des charges (les poutres).....	11
Tableau II.8 : Les dimension et les caractéristiques des profilés HEM550 (poteau)	11
Tableau II.9 : Les dimensions et les caractéristiques des profilés HEM550 (poteau)	13

Chapitre III : Etude climatique

Tableau III.1 : Valeurs des pressions dynamiques	16
Tableau III.2 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	17
Tableau III.3 : V_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	19
Tableau III.4 : Valeurs de C_{pe} de la toiture	19
Tableau III.5 : Coefficient de pression de vent C_p sens V1.....	20
Tableau III.6 : Coefficient de pression de vent C_p sens V2.....	20
Tableau III.7 : Coefficient de pression de vent C_p sur la toiture	21
Tableau III.8 : La force résultante sens V1	23
Tableau III.9 : La force résultante sens V2	24

Chapitre V : Etude sismique et analyse dynamique

Tableau V.1 : Les valeurs de pénalité P.....	45
Tableau V.2 : Des périodes et facteurs de participation modale.....	49
Tableau V.3 : Dimensions des éléments porteurs	51
Tableau V.4 : Résultante des forces sismiques à la base	54
Tableau V.5 : Déplacements inter étages dans les deux Sens.....	57
Tableau V.6 : Effets du second ordre dans les deux sens	58

Chapitre VI : Etude de stabilité

Tableau VI.1 : Efforts internes des éléments les plus sollicités	60
Tableau VI.2 : Caractéristiques des diagonales des files longitudinale.....	61

Tableau VI.3 : Efforts internes des éléments les plus sollicités 64
Tableau VI.4 : Caractéristiques des diagonales des files transversales 64

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1 : Condition de résistance au feu 82
Tableau VIII.2 : Les facteurs de calcul 87
Tableau VIII.3 : Les efforts à L'ELU ($v = 0$) 88
Tableau VIII.4 : Les efforts à L'ELS ($v = 0.2$) 88
Tableau VIII.5 : Le ferrailage à L'ELU. $v = 0$ 88
Tableau VIII.6 : Le ferrailage à L'ELS. $v = 0.2$ 89
Tableau VIII.7 : Calcul des efforts à L'ELU $v = 0$ 95
Tableau VIII.8 : Calcul des efforts à L'ELS $v = 0.2$ 95
Tableau VIII.9 : Ferrailage du radier à L'ELU 96
Tableau VIII.10 : Ferrailage du radier à L'ELS 96
Tableau VIII.11 : Ferrailage du débord à L'ELU 98
Tableau VIII.12 : Ferrailage du débord à L'ELS 98

Chapitre X : Etude de l'assainissement

Tableau X.1: Surface des bassins 117
Tableau X.2 : Débit des eaux pluviales 118
Tableau X.3 : Débit des eaux usées 118
Tableau X.4 : Calcul de diamètre 119

Chapitre XI : Etude de l'AEP

Tableau XI.1 : Des diamètres des débits 123
Tableau XI.2 : Des pertes de charge 124
Tableau XI.3 : Des diamètres, des débits 124

Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement

Figure II.1 : Plancher étage courant.....	5
Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible.....	6
Figure II.3 : Plancher dalle pleine(s/sol)	6
Figure II.4 : Cloisons extérieures.....	7
Figure II.5 : Pré-dimensionnement des solives du plancher terrasse	8

Chapitre III : Etude climatique

Figure III.1 : Action du vent.....	15
Figure III.2 : Légende pour les parois vers	17
Figure III.3 : Légende pour les toitures	17
Figure III.4 : Cpe sur les parois verticales sens V1	18
Figure III.5 : Cpe sur les parois verticales sens V2.....	18
Figure III.6 : Cpe sur les toitures.....	19
Figure III.7 : Cp1, Cp2 sur les Parois verticales	21
Figure III.8 : Excentricité de la force globale	25

Chapitre IV : Etudes des éléments secondaires

Figure IV.1 : Plancher collaborant.....	27
Figure IV.2 : Largeur de la dalle collaborant.....	27
Figure IV.3 : Contrainte finales	32
Figure IV.4 : Vérification soudures des connecteurs.....	34
Figure IV.5 : Dimensions de l'acrotère	35
Figure IV.6 : Ferrailage de l'acrotère	37
Figure IV.7 : Dimension en plan des escaliers	38

Chapitre V : Etude sismique et analyse dynamique

Figure V.1 : Spectre de réponse d'accélération	48
Figure V.2 : Vue en 3D dimension de la structure.....	49
Figure V.3 : Vue de dessus de la structure.....	50
Figure V.4 : Les contreventements en V.....	50
Figure V.5 : Les contreventements en X.....	51
Figure V.6 : Vue de la 1 er mode translation vers la droite	55
Figure V.7 : Vue de la 2éme mode translation vers le bas.....	55
Figure V.8 : Vue de la 3 éme mode « torsion »	56

Chapitre VI : Etude de stabilité

Figure VI.1 : Barres les plus sollicitées de la palée longitudinale	60
Figure VI.3 : Barres les plus sollicitées de la palée transversale	63

Chapitre : VII Etude des assemblages

Figure VII.1 : Présentations de logiciel Robot millenium	68
Figure VII.2 : Vue en 3D de l'Assemblage poteau – poutre:(jarret)	69
Figure VII.3 : Vue en 3D de l'Assemblage poutre(s) – poteau	73
Figure VII.4 : Vue en 3D de l'Assemblage poutre(p) – solive.....	77
Figure VII.5 : Assemblage des palées de stabilité – poteau	81

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Ferrailage des poutres	84
Figure VIII.2 : Ferrailage des poteaux	85
Figure VIII.3 : La contrainte de poussée	86
Figure VIII.4 : Ferrailage du voile périphérique	90
Figure VIII.5 : Ferrailage du radier sens x-x.....	98

Chapitre IX : Etude de voirie

Figure IX.1 : Effets de la force centrifuge	100
Figure IX .2 : Représentation des chargent dans un plan incliné	101
Figure IX.3 : Axes de la voirie	102
Figure IX.4 : Déclivité formant un angle saillant	104
Figure IX.5 : Deux déclivités forment un angle rentrant	105
Figure IX.6 : Raccordement parabolique.....	106
Figure IX.7 : Point fictif (point de passage)	107
Figure IX.8 : L'évaluation des volumes de terre limitée	108

Chapitre XI : Etude de l'AEP

Figure XI.1 : Réseau maillé	120
Figure XI.2 : Réseau ramifié.....	121
Figure XI.3 : Diagramme de Moody	125
Figure XI.4 : Schéma de la pose de conduite	127

Liste des notifications utilisées

Notations et symboles

ACTIONS

G	Charge permanente ponctuelle
Q	Charge d'exploitation ponctuelle
S_n	Charge de neige normale
S_e	Charge de neige extrême
W_n	Charge de vent normale
W_e	Charge de vent extrême
P	Charge uniformément répartie, en général
g	Charge permanente uniformément répartie
q	Charge d'exploitation uniformément répartie

SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/DÉFORMATIONS

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa)
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\ 000$ MPa)
F_p	Effort de précontrainte dans un boulon
M	Moment sollicitant, en général
M_{cr}	Moment critique élastique.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe 4)
M_{el}	Moment élastique
M_N	Moment résistant plastique réduit du fait de l'cfkrt axial
M_{pl}	Moment plastique
M_R	Moment résistant
N	Effort normal, en général
N_K	Effort normal critique d'Euler
N_{pl}	Effort normal de plastification
N_u	Effort normal ultime
V	Effort tranchant sollicitant
V_{pl}	Effort tranchant de plastification
V_u	Effort tranchant ultime
f (ou δ)	Flèche d'une poutre
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
f_Y	Limite d'élasticité d'un acier
f_{red}	Limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement $f_{red} = (1-\rho) \cdot f_Y$
ε (epsilon)	Déformation linéaire unitaire
ε_Y	Déformation correspondant à la limite d'élasticité
σ (sigma)	Contrainte normale
σ_K	Contrainte critique d'Euler
τ (tau)	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
τ_{cr}	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement

Liste des notifications utilisées

τ_e	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$
ν (nu)	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$)
Δ ou δ	Déplacement horizontal en tête de poteaux

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre
a	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale
k_o	Coefficient de flambement (Additif 80)
k_D	Coefficient de déversement (Additif 80)
k_s	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
k_y et k_z	Coefficients de flambement flexion
k_τ	Coefficient de voilement par cisaillement
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
n	N/N_{pl} ou nombre de boulons
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
β_w	Facteur de corrélation (soudures)
ε (epsilon)	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right)$
η (eta)	Facteur de distribution de rigidités (flambement)
λ (lambda)	Élancement $\left[\lambda = \frac{l_k}{i} \right]$
λ_k	Élancement eulérien
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit $\left[\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement
λ_w	Élancement de l'âme d'une poutre $\left[\lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_w}} \right]$
μ (mu)	Coefficient de frottement
ρ (rho)	Rendement d'une section
χ (chi)	Coefficient de réduction de flambement
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement
ψ (psi)	Coefficient de distribution de contraintes
γ (gamma)	Coefficient partiel de sécurité

Liste des notifications utilisées

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

A	Section brute d'une pièce
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4)
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_f	Section d'une semelle de poutre en double T
A_v	Aire de cisaillement
A_w	Section de l'âme d'une pièce



Introduction

Universellement, l'acier est considéré comme l'un des principaux matériaux structurels. Il est employé dans pratiquement tous les secteurs: le bâtiment et travaux publics (BTP), l'automobile, l'ingénierie mécanique, la construction navale...etc. tout projet serait impensable sans acier. En d'autres termes, l'acier est la base-même du niveau de vie élevé dont bénéficie le monde aujourd'hui.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée réponde à l'usage de l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus tout en assurant de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de tous les actions qui lui sont appliquées, assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

Le présent mémoire est structuré en deux parties :

La première partie de notre travail est consacré à la conception d'ensemble préalable à tout calcul, qui consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment. Cette partie est composée de huit chapitre comme suite :

- Introduction générale
- Présentation de l'ouvrage
- Descente de charges et pré-dimensionnement
- Etude climatique
- Etude des éléments secondaires
- Etude sismique et analyse dynamique
- Etude de stabilité
- Etude des Assemblages
- Etude l'infrastructure

Quant à la deuxième partie elle sera, réservée a l'étude des VRD du bâtiment en question objet de notre étude.

Introduction générale

Les VRD sont considéré comme l'ensemble de travaux qui ont pour objet de mettre le terrain en état de recevoir la construction et le raccordement aux réseaux de distribution collective des fluides et à la voirie publique cela concerne essentiellement les arrivés d'eau, les évacuations d'eau usées, et les voiries. Cette partie comporte trois chapitre a savoir :

- Etude de voirie
- Etude de l'assainissement
- Etude de l'AEP

Partie I:

**Calcul et dimensionnement
du bâtiment**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1-Introduction

Pour la réalisation d'un tel projet, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation situé à ORAN ville considérée comme une zone sismique II.

I.2-Présentation de l'ouvrage

Pour sa réalisation, il s'agit pour nous de calculer les éléments porteurs de cet ouvrage en charpente métallique. C'est un Bâtiments en (R+6) à usage d'habitation. Les planchers métalliques sont de type collaborant et les planchers des s/sols faits en dalles pleines en béton armé, la terrasse étant inaccessible.

I.2.1-Dimensions en plan et en élévation

- Largeur totale en plan21m
- Longueur totale en plan.....28 ,35m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4,08m
- Hauteur des étages et de s/sol.....3,06m
- Hauteur totale du bâtiment.....23,04m

I.3-Règlements utilisés

Pour respecter la sécurité, on s'est conformé aux les règlements suivants :

1. Règlement Neige et Vent (**RNVA99**)
2. Règlement parasismique algériens (**RPA99version2003**)
3. Béton armé aux états limites (**BAEL91**)
4. « **DTRB.C2.2** » charges permanentes et charges d'exploitation
5. (**CM 66**): règles de calcul des constructions en acier (calcul des structures en acier)

I.4-Matériaux

La réalisation de ce projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

I.4.1-Aciers de construction pour les éléments de structure

Tous les composants de la structure métallique sont des Produits sidérurgiques laminés à chaud. Le choix de ce type de produits répond aux exigences fixées par RPA (Voir RPA 8.2 .2). L'acier utilisée est le E24 et E 36 qui a comme caractéristiques :

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers utilisés.

Résistance limite d'élasticité	$\sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_e = 36 \text{ kg/mm}^2$
Module d'élasticité longitudinal	$E = 2.1 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$
Poids volumique	$\rho = 7850 \text{ kg/mm}^2$
Module de cisaillement	$G = E / (2(1+\nu)) = 8,1 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2$
Coefficient de poisson	$\nu = 0.3$

- Assemblages

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance type HR 10.9.
- Electrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins

équivalentes à celles des aciers utilisés.

Etant donné la situation de ce site qui se trouve dans une zone sismique, seuls les assemblages rigides sont autorisés (voir RPA 8.1.1).

I.4.2-Le béton armé

A. Le béton

Pour la réalisation de l'infrastructure et des planchers, le type de ciment utilisé est le CPA caractérisé par le dosage de **350Kg /m³** présentant les caractéristiques suivantes :

- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/mm}^2$
- Résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 2.5 \text{ kg/mm}^2$
- Résistance caractéristique à la traction $f_{t28} = 0.21 \text{ kg/mm}^2$

B. L'acier

Pour le ferrailage des fondations, on a utilisé des barres HA type 1 de nuance **FeE40** dont la contrainte limite d'élasticité est $f_e = 40 \text{ kg/mm}^2$.

Le module d'élasticité longitudinale $E = 2.1 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$.

I.5-Conclusion

Après avoir présenté l'ouvrage, les dimensions du bâtiment et les choix des différents éléments de ce dernier, on étudiera dans le chapitre suivant la descente de charge et le pré-dimensionnement.

Chapitre II : Descente de charge et pré- dimensionnement

II.1-Introduction

Pour concevoir et calculer une structure il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges ainsi que les éléments suivants :

- Poids propre (structure porteuse et élément non porteurs)
- Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- Actions climatiques et indirectes (neige, vent)
- Actions accidentelles (les séismes, les explosions ...)

II.2-Charges permanentes

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

II.2.1-Plancher courant

Cloison de séparation (ép =10cm)	75 kg/m ²
Carrelage (ép =2cm) 0,02*2000	40 kg/m ²
Lit de sable (ép =2cm) 0,02*1800.....	36 kg/m ²
Mortier de pose (ép =2cm) 0,02*2000.....	40 kg/m ²
Faux plafond en plâtre.....	10 kg /m ²
Plancher collaborant (ép _{moy} = 08cm) +solive	230 kg /m ²
TN40 (Tôle d'acier Nervurée)	10 kg /m ²
G_{pc}=441 kg/m²	

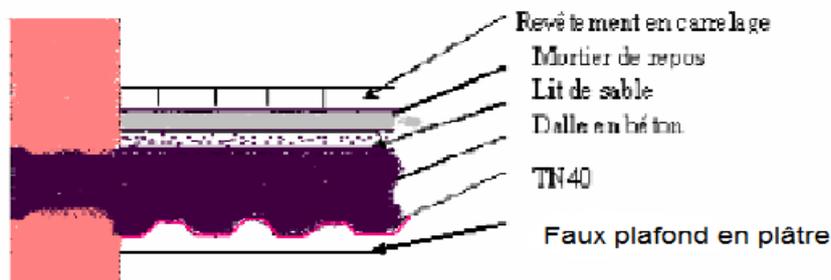


Figure II.1: Plancher étage courant

II.2.2-Plancher terrasse (inaccessible)

Gravillon de protection (ép =3cm)0,03*2000.....	60 kg/m ²
Forme de pente (ép _{moy} =10cm)0,1*2200.....	220 kg/m ²
Isolation thermique liège (4cm) 0,04*25.....	1 kg/m ²
Etanchéité multicouche (ép =2cm) 0,02*600.....	12 kg /m ²
Faux plafond en plâtre.....	10 kg /m ²
TN40 (Tôle d'acier Nervurée)	10 kg /m ²
Plancher collaborant (ép _{moy} = 08cm) +solive.....	230 kg /m ²

G_{pt}=543 kg /m²

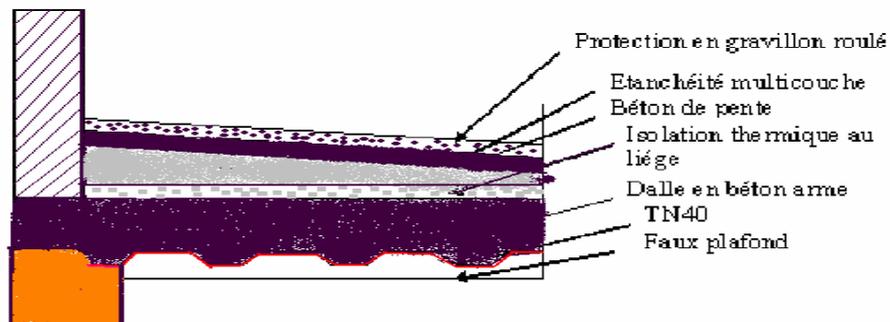


Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible

II.2.3-Plancher dalle pleine(s/sol)

Carrelage (ép=2cm) 0,02*2000	40 kg/m ²
Lit de sable (ép =2cm) 0,02*1800.....	36 kg/m ²
Mortier de pose (ép =2cm) 0,02*2000.....	40 kg/m ²
Plancher dalle pleine (ép =20cm)	500 kg/m ²
Enduit de plâtre (ép =2cm) 0,02*1000.....	20 kg/m ²

G=636 kg/m²

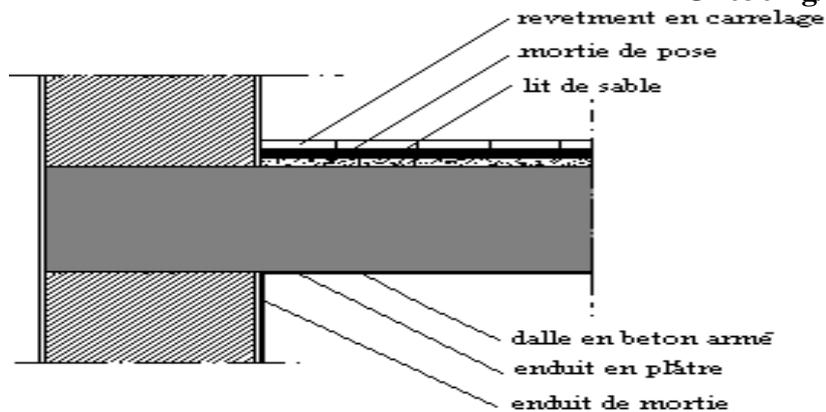


Figure II.3 : Plancher dalle pleine(s/sol)

II.2.4-Maçonnerie

Murs extérieurs à double cloison

Brique(e=10cm) +brique (e=10cm) ; P=900kg/m ²	180 kg/m ²
Revêtement extérieur (e=2cm ; P=2000 kg/m ²)	40 kg/m ²
Revêtement intérieur (e=2cm ; P=1200 kg/m ²)	24 kg/m ²
G=244kg/m²	

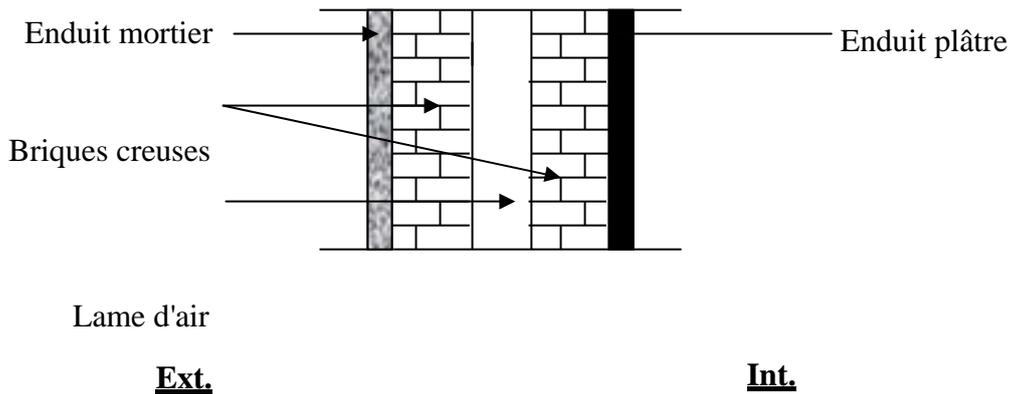


Figure.II.4 : Cloisons extérieures

Mur intérieur

Brique (e=10cm) 0,1*900.....	90 kg/m ²
Revêtement intérieur (e=2cm) 0,02*200.....	40 kg/m ²
G=130 kg/m²	

II.2.5-Acrotère

Enduit ciment sur le deux faces.....	40 kg /m ²
Acrotère(e=10cm), (suite de cloisons)	90 kg /m ²
G_{acr}=130 kg/ml	

II.3-Charge variable

On distingue deux familles principales :
 Les charges d'exploitation et les charges climatique.

II.3.1-Charges d'exploitations

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 (charges et surcharges).

Plancher terrasse inaccessible.....	100 kg/m ²
Plancher courant (2 ^{ème} étage)	150 kg/m ²
Escalier	250 daN/m ²

II.3.2-Charges climatiques

- L'effet de vent.
- L'effet de la neige.

II.4-Pré-dimensionnement des éléments

II.4.1-Les solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement.

$$0.7 \leq L \leq 1.50$$

« LES CHARPENTE METALLIQUE » par E. GUSTIN et J. DIEHL (Chapitre2.2)

On opte pour une distance de $L=1,35\text{m}$

II.4.1.1-Pré-dimensionnement des solives du plancher terrasse

Longueur des solives..... $L=3,85\text{m}$

L'entraxe des solives..... $L=1,35\text{m}$

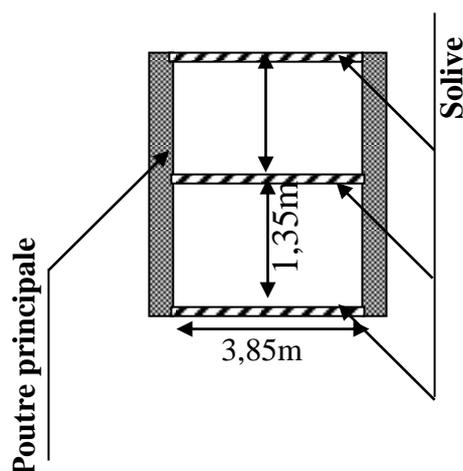


Figure II.5 : Pré-dimensionnement des solives du plancher terrasse

Tableau II.1 : les charges et les surcharges des solives du plancher terrasse

Chargement	Charge linéique sur la solive
<p>Charges permanentes « G » :</p> <p>Poids propre du plancher : $q_{tr} = 543 \text{ kg/m}^2$</p>	$q_{ter} = 543 \times 1,35 = 733,05 \text{ kg/ml}$
G=733,05kg/ml	
<p>Surcharges :</p> <p>Charge d'exploitation $Q=100 \text{ kg/m}^2$ charge de neige $N_0=23,4 \text{ kg/m}^2$</p>	$Q = (100+23.4) \times 1,35 = 166,59 \text{ kg/ml}$
Q+N₀=166,59 kg/ml	

Tableau II.2 : les Combinaison des charges (solive du plancher terrasse)

Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$	Charge non pondérée : $G+Q+ N_0$
1213,40 kg/ml	899,64 kg/ml

Tableau II.3 : les dimensions et les caractéristiques des profilés IPE160(solive)

DESIG NATIO N abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
IPE160	15,8	20,1	160	82	5,0	869	68,3	109	16,7	6,58	1,84

II.4.1.2-Pré-dimensionnement des solives de l'étage courant

Longueur des solives.....L=3,85m

L'entraxe des solives.....L=1,35m

Tableau II.4 : les charges et les surcharges des solives de l'étage courant

Chargement	Charge linéaire
<p>Charges permanentes « G » :</p> <p>Poids propre du plancher :</p> <p>$q = 441 \text{ kg/m}^2$</p>	<p>$q = 441 \times 1,35 = 595,35 \text{ kg/ml}$</p>
<p>G=595,35 kg/ml</p>	
<p>Surcharge :</p> <p>Charge d'exploitation $Q = 150 \text{ kg/m}^2$</p>	<p>$Q = 150 \times 1,35 = 202,5 \text{ kg/ml}$</p>
<p>Q=202,5 kg/ml</p>	

Tableau II.5 : les Combinaison des charges (solives de l'étage courant)

<p>Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$</p>	<p>Charge non pondérée : $G+Q$</p>
<p>1097,55 kg/ml</p>	<p>797,85 kg/ml</p>

Vu que la charge $Q=797,85 \text{ kg/m}^2$ et les solives des étages courants ont la même longueur que celle de la terrasse, on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure.

II.4.2-Les poutres

Les poutres sont des éléments qui travaillent essentiellement à la flexion, sous l'action des efforts transmis par les solives. Dans un cas de montage plus pratique on suppose que les solives sont articulées aux poutres, tant en respectant la condition de flèches ainsi que nous somme limites par la hauteur des sous plafond.

Longueur des poutres..... $L=20,45\text{m}$

L'entraxe des poutres..... $L=4,15\text{m}$

Tableau II.6 : les charges et surcharges des poutres

Chargement	Charge linéique sur la poutre
<p>Charges permanentes « G » :</p> <p>Poids propre du plancher :</p> <p>$q_{tr} = 543 \text{ kg/m}^2$</p>	<p>$q_{ter} = 543 \times 4,85 = 2633,55 \text{ kg/ml}$</p>
<p>G=2633,55kg/ml</p>	
<p>Surcharge :</p> <p>Charge d'exploitation $Q=100\text{kg/m}^2$</p> <p>charge de neige $N_0=23,4 \text{ kg/m}^2$</p>	<p>$Q = (100+23.4) \times 4,85 = 598,49 \text{ kg/ml}$</p>
<p>Q+N₀=598,49 kg/ml</p>	

Tableau II.7 : les Combinaison des charges (les poutres)

<p>Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$</p>	<p>Charge non pondérée : $G+Q+ N_0$</p>
<p>4359,26 kg/ml</p>	<p>3232,04 kg/ml</p>

D'autre part lorsque le béton fera prise la poutre ne travaillera pas seule ce qui va considérablement diminuer la flèche.

Pour les poutres principales, on va prendre des profilés **IPE400** pour toute la structure, et on fera les vérifications nécessaires.

Tableau II.8 : les dimensions et les caractéristiques des profilés IPE400 (poutre principale)

DESIG NATIO N abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	H mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
IPE400	66,3	84,5	400	180	8,6	23130	1318	1160	146	16,6	3,95

II.4.3-les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent aux fondations tous les efforts extérieurs qui sont appliqués aux bâtiments comme :

-Les efforts verticaux provenant des charges permanentes, de la neige et des surcharges d'exploitation.

- Les efforts horizontaux provenant du vent ou du séisme.

- Les moments fléchissant résultant des efforts indiqués ci-dessus.

Le type de profilé qui convient le mieux pour les poteaux est le **H** soit **HEA** ou bien **HEM** ces deux derniers présentent une inertie transversale plus grande ainsi que la largeur des ailes qui facilite l'attache « poutre-solive ».

● Méthode de pré dimensionnement

On distingue deux types de portique

- les portiques de contreventement.

- les portiques qui supportent les charges verticales.

Le pré dimensionnement des poteaux de contreventement se fait en flexion composée en prenant en compte des efforts de compression dus aux charges verticales et les efforts horizontaux.

Du moment qu'on ne possède pas encore les efforts horizontaux, on prend les portiques de contreventement dans les deux sens horizontale et verticale.

Pour le deuxième type de portique on procède de la façon suivante :

-On calcule la longueur de flambement de l'élément suivant l'**art 5.134 CM66**.

-On prend un élancement λ tel que $50 \leq \lambda \leq 80$

-On tire k de l'annexe 13.411

-On cherche la section de l'élément A tel que : $A = k \frac{N}{\sigma_e}$

-On choisit un profilé.

-On tire son élancement λ' .

-On vérifie $k \frac{N}{A} \leq \sigma_e$ sinon on augmente la section.

-On ne calcule que les poteaux du RDC qui sont les plus sollicités.

La surface reprise par les poteaux

$$S=13,95 \text{ m}^2$$

Niveaux terrasse

$$Q = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(q + n) = \frac{4}{3}543 + \frac{17}{12}(100 + 23,4) = 898,81 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Niveaux étage courant

$$Q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}q = \frac{4}{3}441 + \frac{3}{2}150 = 813 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$N = (898,81 + (6 \cdot 813)) \times 13,95 = 80576,59 \text{ kg}$$

La condition $k \frac{N}{A} \leq \sigma_e$

$$50 \leq \lambda \leq 80 \quad \text{on prend } \lambda = 75$$

Art 13.411 **CM66** nous donne $\lambda = 75$ donc $k = 1,372$ (E24)

$$A \geq 1,372 \frac{80576,59}{2400} = 46,06 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEM 550**

Tableau II.9 : les dimensions et les caractéristiques des profilés HEM550 (poteau)

DESIGN ATION abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x c m	i _y cm
HEM550	278	65,4	572	306	12	198000	19160	6923	1252	24	7,35

II.6-Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes charges qui sont nécessaires pour le pré- dimensionnement de différents éléments de la structure.

Chapitre III : Etude climatique

III.1-L'effet de vent

Les effets du vent ont une grande importance dans le calcul des ouvrages. Ils sont négligeables à de faibles vitesses du vent, car les efforts engendrés sont statiques. Par contre pour des vitesses plus élevées le vent devient turbulent et d'autant plus dangereux que sa période est voisine de celle de l'ouvrage ; c'est le phénomène de résonance et ses efforts sont dits dynamiques.

L'évaluation de la surcharge climatique du vent est conditionnée par plusieurs facteurs, à savoir :

- La vitesse du vent.
- Emplacement et orientation de l'ouvrage.
- La forme géométrique de la paroi (plane ou courbe).
- Les dimensions en plan de l'ouvrage.
- La direction du vent.

Les estimations de l'effet de vent se feront en appliquant le règlement neige et Vent « RNV 99 ».

III.2-Application de R N V 99

III.2.1-Vérification à la stabilité d'ensemble

- Détermination de coefficient dynamique C_d
- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} et intérieur C_{pi}
(Si la construction est de catégorie I)
- Détermination du coefficient de force C_f (si la construction de catégorie II)
- Calcul de la pression de vent
- Calcul des forces de frottement si la construction est de catégorie I
- Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

Notre calcul doit respecter les étapes suivantes :

III.2.1.1-Détermination du coefficient dynamique C_d

Données relatives au site: (Ch2 paragraphe 4.3.3 tableau 2.5).

Site plat: $C_t=1$; Zone I: $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (Ch2 paragraphe 3.2 tableau 2.3).

Catégorie de terrain: IV (Ch2 paragraphe 4.1 tableau 2.4).

Facteur de terrain: $K_T = 0,24$

Paramètre de rugosité: $Z_0 = 1 \text{ m}$

Hauteur minimale: $Z_{\min} = 16 \text{ m}$

Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d : $\xi = 0,46$

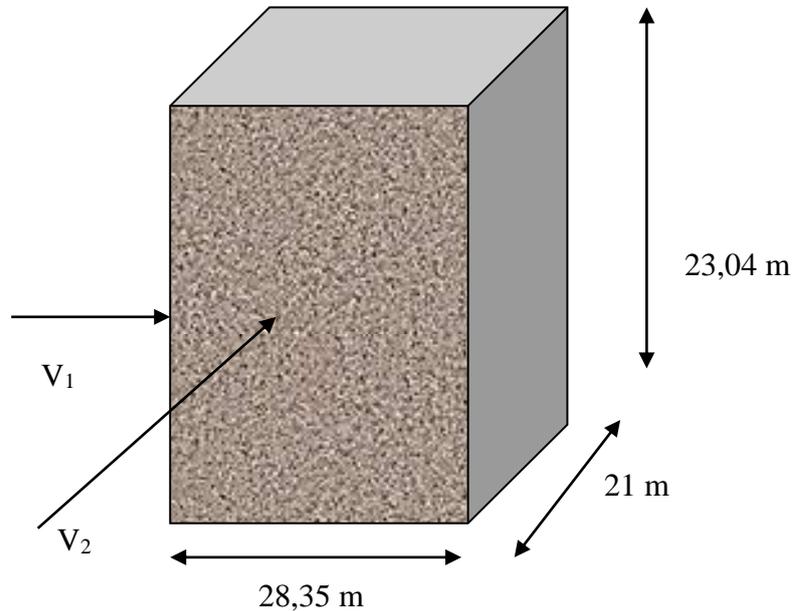


Figure III.1 : Action du vent

Dans notre structure on a: $L_x = 21 \text{ m}$; $L_y = 28,35 \text{ m}$ donc on fait le calcul sur deux sens.

Pour les structure en acier: $H = 23,04 \text{ m}$ et $b = 28,35 \text{ m}$

➤ Sens V1:

Pour $h = 23,04 \text{ m}$ et , $b = 21 \text{ m}$.

Après l'interpolation :

(Ch3 paragraphe 2.1.1 figure 3.1).

On aura : $C_d = 0,944$

➤ Sens V2:

Pour $h = 23,04 \text{ m}$ et $b = 28,35 \text{ m}$.

Après l'interpolation :

On aura : $C_d = 0,931$

III.2.1.2-Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Structure permanente: $q_{\text{dyn}} = q_{\text{ref}} * C_e(z_j)$ (Ch2 paragraphe 3.2).

q_{ref} : est la pression dynamique de référence $q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$

C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante:

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

Avec: K_T Facteur de terrain ($K_T = 0,24$)

C_r coefficient de rugosité donné par la formule suivante:

Il est défini par la loi logarithmique:

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

Z_{\min} : Hauteur minimale ($Z_{\min} = 16 \text{ m}$)

Z_0 : Paramètre de rugosité ($Z_0 = 1 \text{ m}$)

Z : Hauteur considérée ($Z = 23,04 \text{ m}$)

Tableau III.1: Valeurs des pressions dynamiques

	$Z_j \text{ (m)}$	C_r	C_e	$q_{\text{dyn}} \text{ N/m}^2$
Paroi Vertical	4,08	0,337	0,680	255
	7,14	0,472	1,016	381
	10,20	0,557	1,246	467,250
	13,32	0,620	1,426	534,750
	16,32	0,670	1,575	590,625
	19,38	0,711	1,700	637,500
	22,44	0,747	1,813	679,875
Toiture	22,94	0,752	1,829	685,875

III.2.1.3-Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Pour les parois verticales, il convient de les diviser comme l'indique la figure suivante :

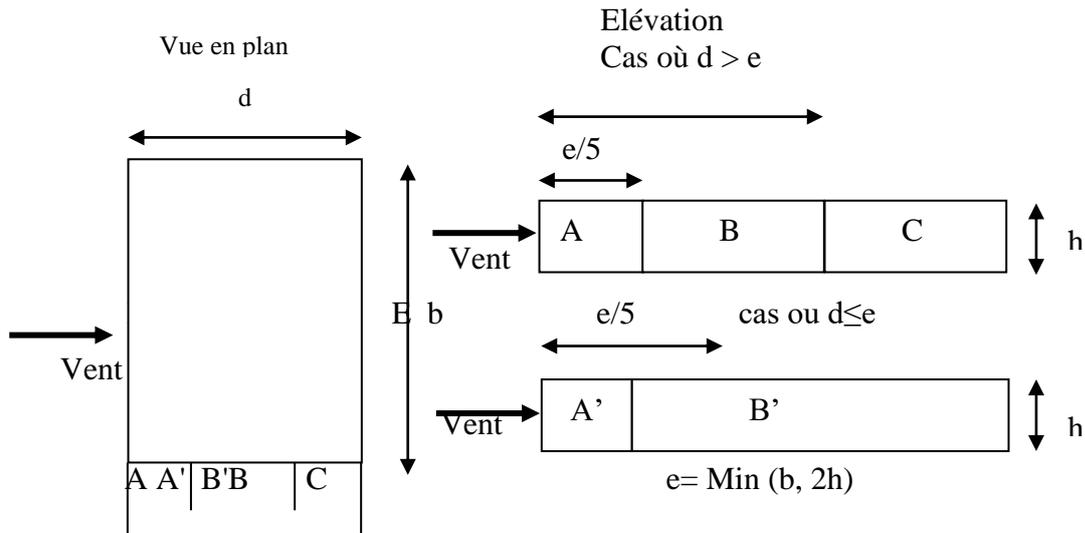


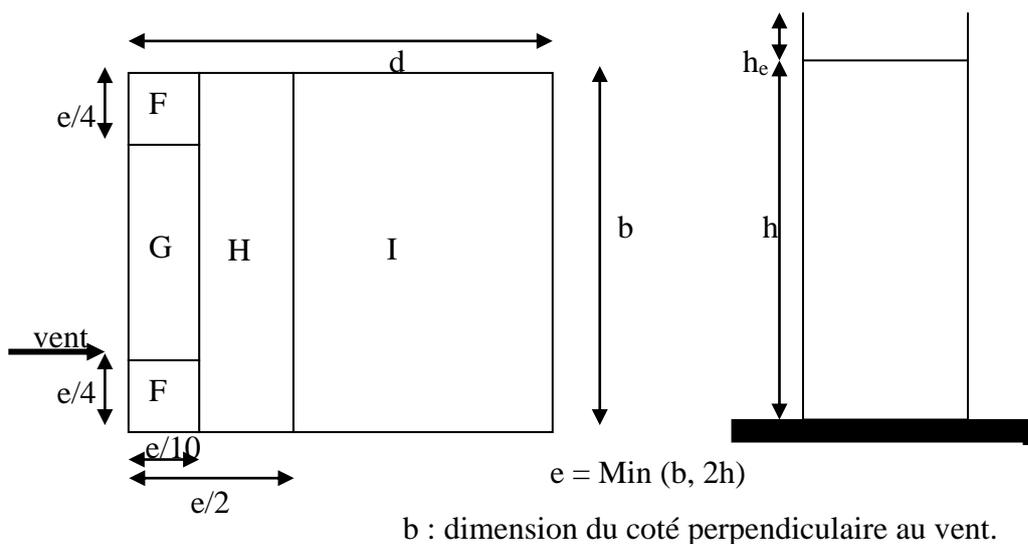
Figure III.2: Légende pour les parois verticales

Tableau III.2 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

A		B'		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

C_{pe} : pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

Toiture plate : les toitures plates sont celles dans la pente est inférieure ou égale à 4° , il convient de la toiture comme l'indique la figure 2.3.



b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

Figure III.3: Légende pour les toitures

On détermine la pression extérieure des toitures plates : via le tableau 5.2 du **RNV 99**

Dans notre cas on a :

➤ Parois verticales : **Sens V1** vent perpendiculaire à **b = 21m**

On a $b = 21 \text{ m}$; $d = 28,35 \text{ m}$; $h = 23,04 \text{ m}$

$e = \text{Min}(21 ; 2*23,04)$; donc $e = 21\text{m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivant

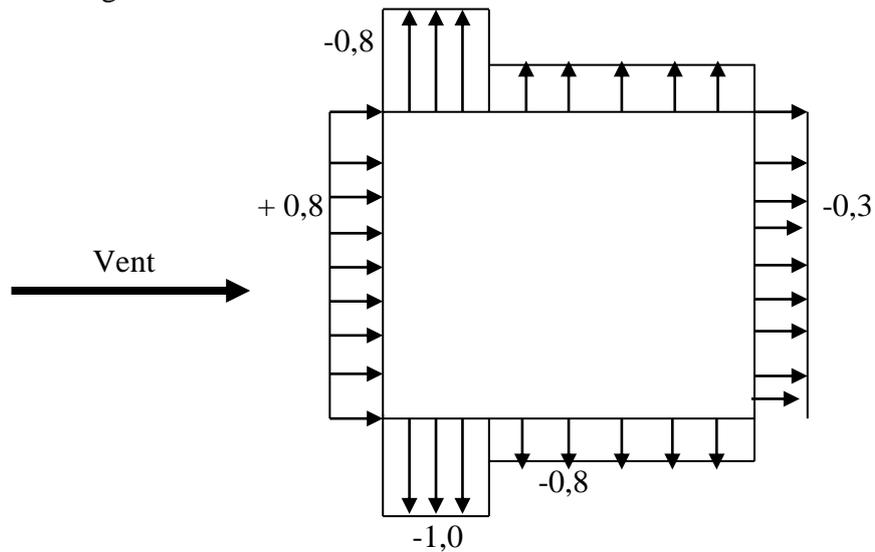


Figure III.4: C_{pe} sur les parois verticales sens V_1

➤ **Sens V2:** vent perpendiculaire à **b = 28,35m**

$e = \text{Min}(28,35 ; 2*23,04) = 28,35$

$e=28,35$; $d=21$; $h=23,04$

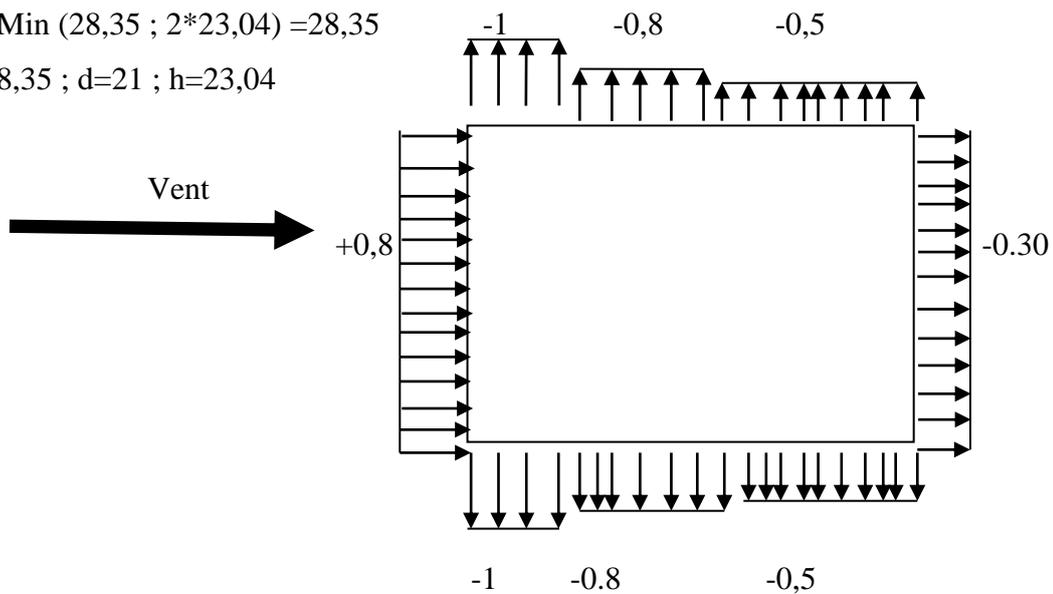


Figure III.5: C_{pe} sur les parois verticales sens V_2

Tableau III.3: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

A		B		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
-1.0	-1.3	-0,8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Toiture

Dans notre cas: $e=28,35$; $d=21$; $h=23,04$

$$e = \text{Min} (b ; 2h) = \text{Min} (28,35 ; 2*23,04) = 28,35$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante:

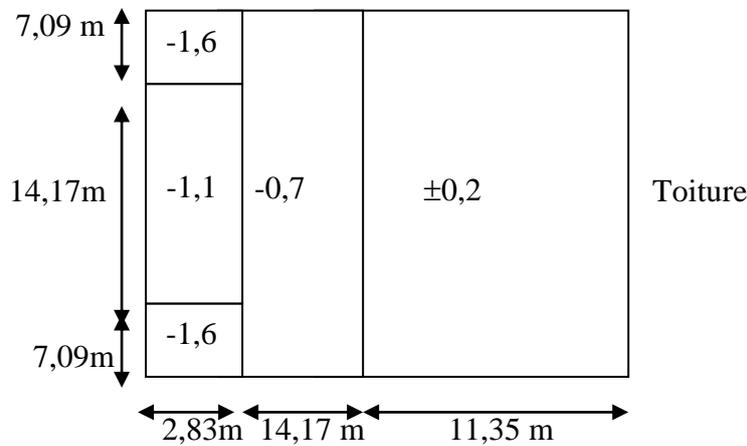


Figure III.6: C_{pe} sur les toitures

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes:

$$C_{pe} = C_{pe10} \text{ parce que } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S: désigne la surface chargée de la paroi considérée (Ch5 paragraphe 1.1).

Donc on a: $S \geq 10 \text{ m}^2$ d'où $C_{pe} = C_{pe10}$

Tableau III.4: Valeurs de C_{pe} de la toiture

D	F		G		H		I	
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
$H_p/h=0.025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,1	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
$H_p/h = 0.05$	-1,4	-2,0	-2,0	-0,9	-0,7	-1,2	± 0.2	
$H_p/h = 0.1$	-1,2	-1,8	-1,8	-0,8	-0,7	-1,2	± 0.2	

Dans notre cas: $hP = 0,5 \text{ m}$; $H=23,04\text{m}$; toiture plat ($\alpha \leq 4\%$).

$hP / H = 0,5 / 23,04 = 0,022$

III.2.1.4-Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi} = +0,8$ et $C_{pi} = -0,5$ (Ch5 paragraphe 2.2).

III.2.1.5-Détermination du coefficient de pression de vent C_p

On le calcule à l'aide de la formule suivant: $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

Sens V1 :

Tableau III.5: coefficient de pression de vent C_p sens V_1

Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
A	-1	-0,5	+0,8	-0,5	-1,8
B'	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3	-1,6
D	+0,8	-0,5	+0,8	+0,3	0
E	-0,3	-0,5	+0,8	+0,2	-1,1

Sens V2 :

Tableau III.6: coefficient de pression de vent C_p sens V_2

Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
A	-1	-0,5	+0,8	-0,5	-1,8
B	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3	-1,6
C	-0,5	-0,5	+0,8	0	-1,3
D	+0,8	-0,5	+0,8	+1,3	0
E	-0,3	-0,5	+0,8	+0,2	-1,1

Toiture :

Tableau III.7: coefficient de pression de vent C_p sur la toiture

Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
F	-1,6	-0,5	+0,8	-1,1	-2,4
G	-1,1	-0,5	+0,8	-0,6	-1,9
H	-0,7	-0,5	+0,8	-0,2	-1,5
I	+0,2	-0,5	+0,8	+0,3	-1,0
	-0,2			+0,7	-0,6

Répartition du coefficient de pression : C_{p1} ; C_{p2}

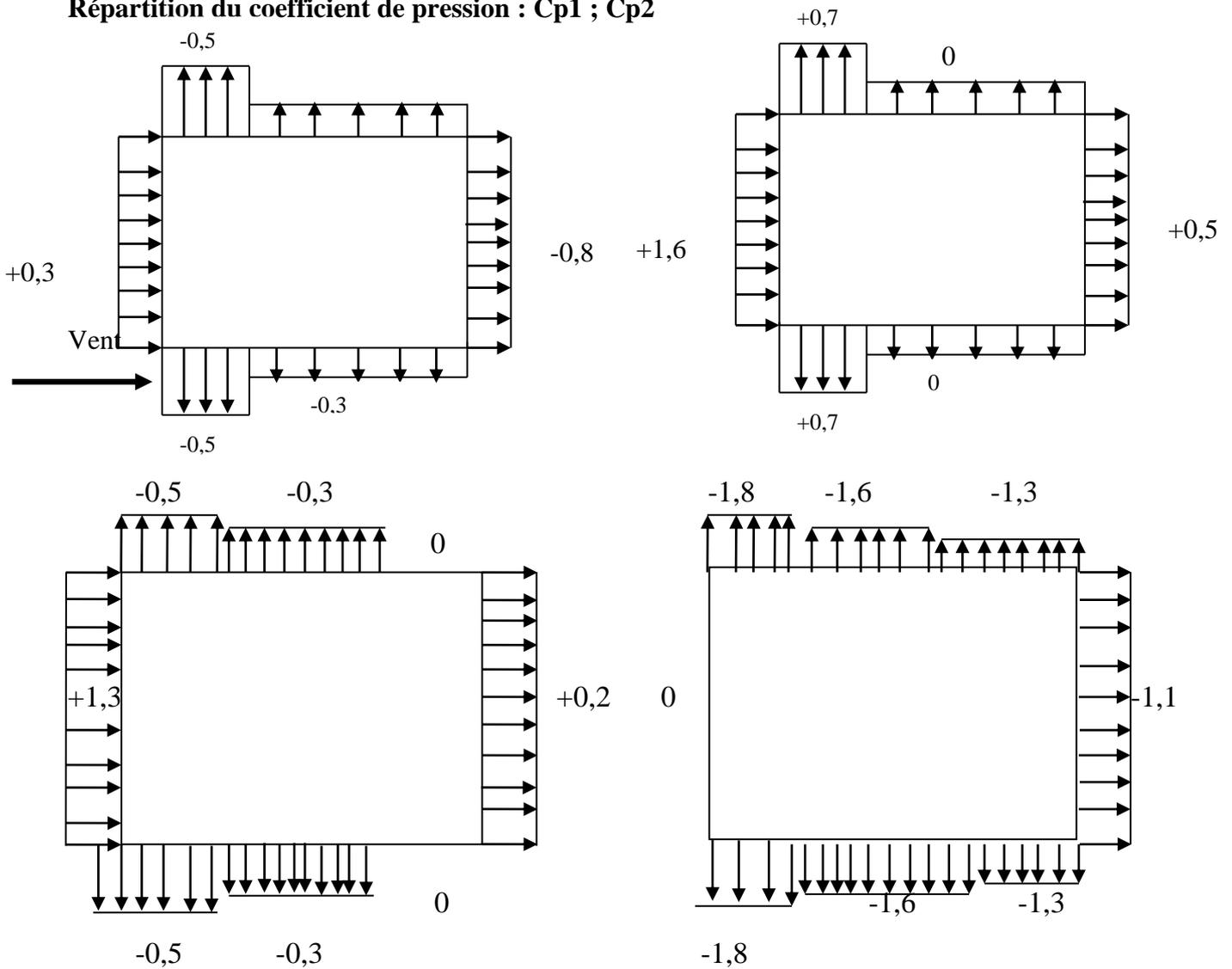


Figure III.7: C_{p1} , C_{p2} sur les Parois verticales

III.2.1.6-Détermination de la pression due au vent

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

$$q_j = C_d * W(Z_j).$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j $W(Z_i)$ donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) * (C_{pe} - C_{pi}). \quad \text{D'où : } q_j = C_d * q_{dyn}(Z_j) * (C_p).$$

III.2.1.7-Calcul des forces de frottement

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles dont le rapport est : $d/b \geq 3$.

Dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée, alors on peut négliger les effets des forces de frottement

III.2.1. 8-Détermination de la force résultante

- La force résultante R , se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

- Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum q_j \times S_j + \sum F \times f_{rj}$$

Tableau III.8 la force résultante sens V₁

Sens V1											
	Zj	Zone	Cd	q dyn (N/m ²)	Cp1	Cp2	qj1 (N/m ²)	qj2 (N/m ²)	Sj	R ₁ (N)	R ₂ (N)
Parois Verticale	4,08	A	0,944	255	-0,5	-1,8	-120,36	-433,29	85,68	-10312,44	-37124,28
		B	0,944	255	-0,3	-1,6	-72,21	-385,15	85,68	-6186,95	-32999,65
		D	0,944	255	+0,3	0	+72,21	0	85,68	+6186,95	0
		E	0,944	255	+0,2	-1,1	+48,14	-264,76	85,68	+4124,63	-22684,63
	7,14	A	0,944	381	-0,5	-1,8	-179,83	-647,39	64,26	-11555,87	-41601,28
		B	0,944	381	-0,3	-1,6	-107,89	-575,46	64,26	-6933,01	-36979,05
		D	0,944	381	+0,3	0	+107,89	0	64,26	+6933,01	0
		E	0,944	381	+0,2	-1,1	+71,93	-395,63	64,26	+4622,22	-25423,18
	10,2	A	0,944	467,250	-0,5	-1,8	-220,54	-793,95	64,26	-14171,90	-51019,22
		B	0,944	467,250	-0,3	-1,6	-132,32	-705,73	64,26	-8502,88	-45350,20
		D	0,944	467,250	+0,3	0	+132,32	0	64,26	+8502,88	0
		E	0,944	467,250	+0,2	-1,1	+88,21	-485,19	64,26	+5668,37	-31178,30
	13,26	A	0,944	534,750	-0,5	-1,8	-250,40	-908,64	64,26	-16090,70	-58389,20
		B	0,944	534,750	-0,3	-1,6	-151,44	-807,68	64,26	-9731,53	-51901,51
		D	0,944	534,750	+0,3	0	+151,44	0	64,26	+9731,53	0
		E	0,944	534,750	+0,2	-1,1	+100,96	-555,28	64,26	+6487,68	-35682,29
	16,32	A	0,944	590,625	-0,5	-1,8	-278,77	-1009,59	64,26	-17913,76	-64876,25
		B	0,944	590,625	-0,3	-1,6	-167,26	-892,08	64,26	-10748,12	-57325,06
		D	0,944	590,625	+0,3	0	+167,26	0	64,26	+10748,12	0
		E	0,944	590,625	+0,2	-1,1	+111,51	-613,30	64,26	+7165,63	-39410,65
19,38	A	0,944	637,500	-0,5	-1,8	-300,9	-1083,24	64,26	-19335,83	-69609,00	
	B	0,944	637,500	-0,3	-1,6	-180,54	-962,88	64,26	-11601,50	-61874,46	
	D	0,944	637,500	+0,3	0	+180,54	0	64,26	+11601,50	0	
	E	0,944	637,500	+0,2	-1,1	+120,36	-661,90	64,26	+7734,33	-42533,69	
22,44	A	0,944	679,875	-0,5	-1,8	-320,90	-1155,24	64,26	-20621,03	-74235,72	
	B	0,944	679,875	-0,3	-1,6	-192,54	-1026,88	64,26	-12372,62	-65987,30	
	D	0,944	679,875	+0,3	0	+192,54	0	64,26	+12372,62	0	
	E	0,944	679,875	+0,2	-1,1	+128,36	-705,98	64,26	+8248,41	-45366,27	
Toiture	22,94	F	0,944	685,875	-1,1	-2,4	-712,21	-1553,91	40,11	-28566,74	-62327,33
		G	0,944	685,875	-0,6	-1,9	-388,47	-1230,18	40,11	-15581,53	-49342,51
		H	0,944	685,875	-0,2	-1,5	-129,49	-971,19	401,71	-52017,42	-390136,73
		I	0,944	685,875	+0,3	-1,0	+194,42	-647,46	321,77	+62558,52	-208333,20
			+0,7	-0,6	+456,22	-388,47	+16797,90	-124997,99			
Somme										- 879998.450	253549.985

➤ Sens (V1) :

Rv1 =879,98 KN
Rv2 =253,55 KN

Tableau III.9: la force résultante sens V₂

Sens V2		Zj	Zone	Cd	q dyn	Cp1	Cp2	qj1	qj2	Sj	R ₁	R ₂
Parois Verticale	4,08	A	0,931	255	-0,5	-1,8	-118,70	-427,32	115,66	-13728,84	-49423,83	
		B	0,931	255	-0,3	-1,6	-71,22	-379,84	115,66	-8237,30	-43932,29	
		C	0,931	255	0	-1,3	0	-308,62	115,66	0	-35694,98	
		D	0,931	255	+1,3	0	+308,62	0	115,66	+35694,98	0	
		E	0,931	255	+0,2	-1,1	+47,48	-261,14	115,66	+5491,53	-30203,45	
	7,14	A	0,931	381	-0,5	-1,8	-177,35	-390,18	86,75	-15385,11	-33848,11	
		B	0,931	381	-0,3	-1,6	-106,41	-567,53	86,75	-9231,06	-49233,22	
		C	0,931	381	0	-1,3	0	-461,12	86,75	0	-40002,16	
		D	0,931	381	+1,3	0	+461,12	0	86,75	+40002,16	0	
		E	0,931	381	+0,2	-1,1	+70,94	-390,18	86,75	+6154,04	-33848,11	
	10,2	A	0,931	467,250	-0,5	-1,8	-217,50	-783,01	86,75	-18868,12	-67926,11	
		B	0,931	467,250	-0,3	-1,6	-130,50	-696,01	86,75	-11320,87	-60378,86	
		C	0,931	467,250	0	-1,3	0	-565,51	86,75	0	-49057,99	
		D	0,931	467,250	+1,3	0	+565,51	0	86,75	+49057,99	0	
		E	0,931	467,250	+0,2	-1,1	+87,00	-478,51	86,75	+7547,25	-41510,74	
	13,26	A	0,931	534,750	-0,5	-1,8	-248,92	-896,13	86,75	-21593,81	-77739,27	
		B	0,931	534,750	-0,3	-1,6	-149,35	-796,56	86,75	-12956,11	-69101,58	
		C	0,931	534,750	0	-1,3	0	-647,20	86,75	0	-56144,60	
		D	0,931	534,750	+1,3	0	+647,20	0	86,75	+56144,60	0	
		E	0,931	534,750	+0,2	-1,1	+99,57	-547,63	86,75	+8637,69	-47506,90	
	16,32	A	0,931	590,625	-0,5	-1,8	-274,93	-989,76	86,75	-23850,17	-85861,68	
		B	0,931	590,625	-0,3	-1,6	-164,96	-879,79	86,75	-14310,28	-76321,78	
		C	0,931	590,625	0	-1,3	0	+714,83	86,75	0	+62011,50	
		D	0,931	590,625	+1,3	0	+714,83	0	86,75	+62011,50	0	
		E	0,931	590,625	+0,2	-1,1	+109,97	-604,85	86,75	+9539,89	-52470,73	
19,38	A	0,931	637,500	-0,5	-1,8	-296,75	-1068,32	86,75	-25743,06	-92676,76		
	B	0,931	637,500	-0,3	-1,6	-178,05	-949,62	86,75	-15445,83	-82379,53		
	C	0,931	637,500	0	-1,3	0	-771,56	86,75	0	-66932,83		
	D	0,931	637,500	+1,3	0	+771,56	0	86,75	+66932,83	0		
	E	0,931	637,500	+0,2	-1,1	+118,70	-652,86	86,75	+10297,22	-56635,60		
22,44	A	0,931	679,875	-0,5	-1,8	-316,48	-1139,33	86,75	-27454,64	-98836,87		
	B	0,931	679,875	-0,3	-1,6	-189,88	-1012,74	86,75	-16472,09	-87588,19		
	C	0,931	679,875	0	-1,3	0	-822,85	86,75	0	-71382,23		
	D	0,931	679,875	+1,3	0	+822,85	0	86,75	+71382,23	0		
	E	0,931	679,875	+0,2	-1,1	+126,59	-696,25	86,75	+10981,68	-60399,68		
Toiture	22,94	F	0,931	685,875	-1,1	-2,4	-702,40	-1532,51	40,11	-28173,26	-61468,97	
		G	0,931	685,875	-0,6	-1,9	-383,12	-1213,24	40,11	-15366,94	-48663,05	
		H	0,931	685,875	-0,2	-1,5	-127,70	-957,82	401,71	-51298,36	-384765,87	
		I	0,931	685,875	+0,3	-1,0	+191,56	-638,54	321,77	+61638,26	-205463,01	
			+0,7	-0,6	+446,98	-383,12	+143824,75	-123276,52				
Somme										- 690184.111	111537.713	

➤ Sens(V2) :

R1 =690,18 KN
R2 =111,53KN

Donc on a:

•**Excentricité de la force globale horizontale**

Une excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions pour tenir compte de la torsion.

L'excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être prise égale à:

$$e = \pm \frac{b}{10} \text{ m}$$

Avec b : la dimension à la base du maître couple.

(Ch. 2 paragraphe 2.2.2)

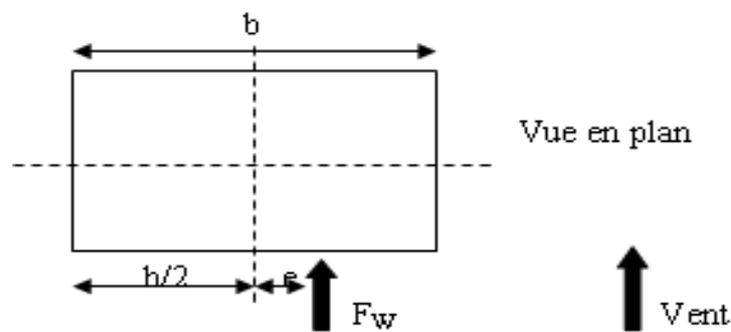


Figure III.8: excentricité de la force globale

•**Excentricité de la force globale**

$LX = 21\text{m}$; $LY = b = 28,35 \text{ m}$

Donc: $e = \pm 2,83 \text{ m}$

III.2.2-Commentaire

Le R N V 99 prend en compte:

- Diffusion de vent.
- Les zones les plus excitées par le vent.
- La force de frottement.
- Les directions.

III.2.3-Vérification de la stabilité

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

III.3-Action de la neige sur la construction selon RNV 99

L'accumulation de la neige sur la terrasse produite une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNVA99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000mètres**.

Notre structure se trouve à une altitude d'environ de **160 m**.

III.3.1-Calcul des charges de la neige

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

$$S = S_k \cdot \mu \quad (\text{RNVA formule 1}) \quad [\text{KN/m}^2]$$

D'Où :

μ : Coefficient de forme de la toiture.

S_k : la charge de la neige sur le sol.

III.3.2-Calcul de S_k

La charge de la neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du site.

Notre site est classé en **zone B** selon la classification de RNVA99, donc S_k est donné par

La formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

H : L'altitude du site par rapport au niveau de la mer.

Donc :

$$S_k = 0,164 \text{ KN/m}^2$$

III.3.3-Détermination de μ

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha=0^\circ$. Et selon le tableau 6.1

On a: $0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$

Donc: $S = 0,8 \times 0,164 = 0,131 \text{ KN/m}$

$$S \cong 13,1 \text{ daN/m}^2 = 13,1 \text{ kg/m}^2.$$

III.4-Conclusion

Cette étude nous a permis de déterminer les surcharges de la neige ainsi que les pressions dynamiques résultants des forces intérieures et extérieures du vent qui permettent de prendre en comptes les effets climatiques sur la structure qui seront utilisés dans l'étude des éléments secondaires

Chapitre IV : Etudes des éléments secondaires

IV.1-Etude d'un plancher mixte à dalle collaborant

Les planchers ont un rôle important dans la structure, car ils supportent les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.

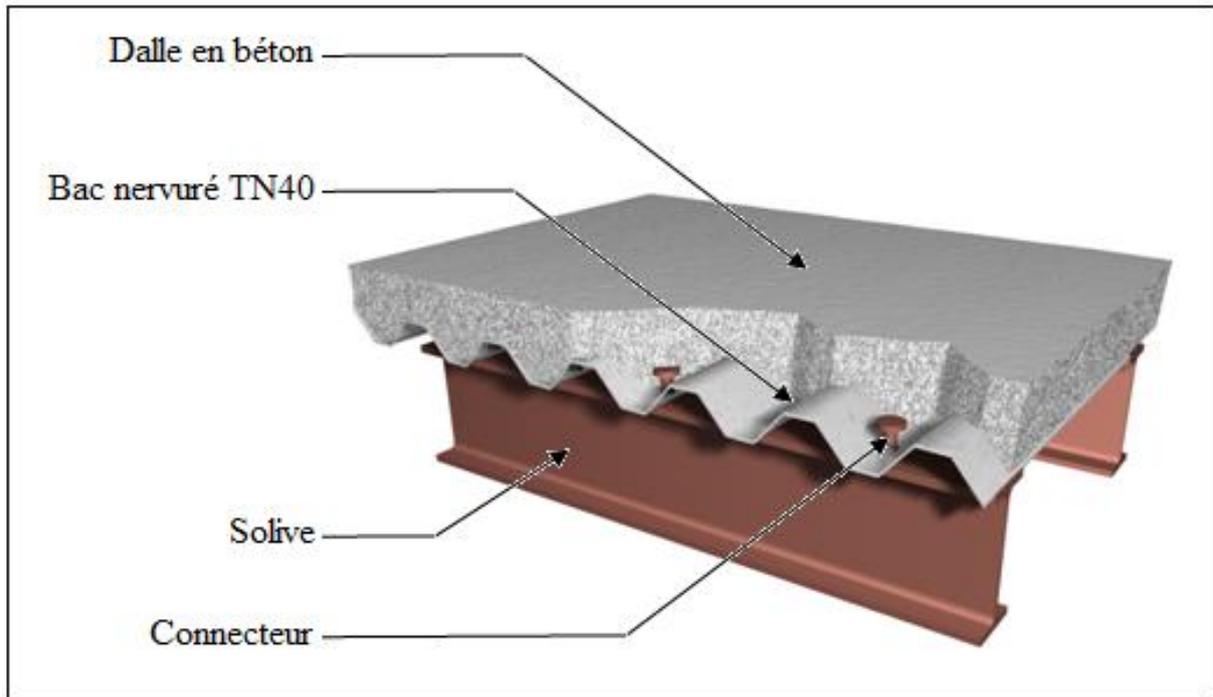


Figure IV.1 : plancher collaborant

IV.1.1-Largeur de la dalle collaborant

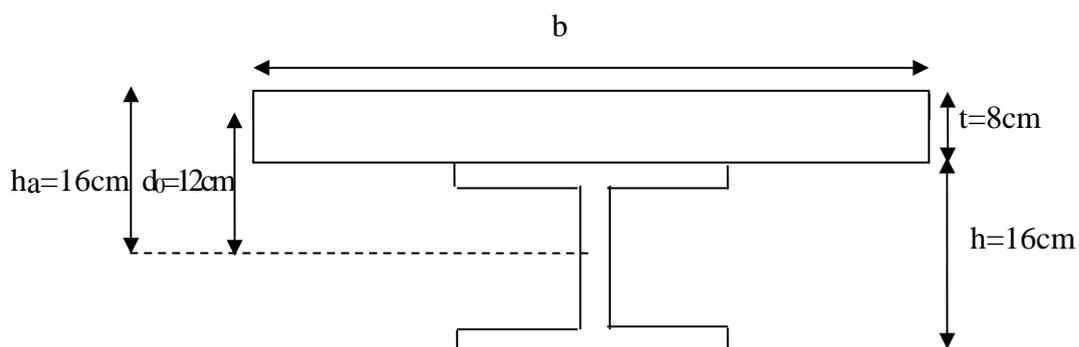


Figure IV.2 : Largeur de la dalle collaborant

Tel que :

- **h** : hauteur de la poutre métallique.
- **t** : épaisseur de béton.
- **d₀** : distance entre le centre de gravité du béton et celui de l'acier.

- h_a : distance entre la fibre supérieure du béton et le centre de gravité de l'acier.
- A : l'aire de la section de l'acier.
- B_0 : l'aire de la section homogène.
- I_a : inertie du l'acier.
- I_b : inertie du béton.
- I : inertie de la section homogène.
- x : distance entre la fibre supérieure de béton et l'axe neutre de la section rendue homogène.
- s' : moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de section homogène , situé d'un côté de la ligne de contact acier-béton.

Contraintes admissibles des matériaux:

Acier : $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau = 0,6.\sigma_e$$

Béton : $\sigma_b = 135 \text{ kg/cm}^2$

Coefficient d'équivalence: $n = 15$

Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2.10^{-4}$

IV.1.2-Etapes de calcul

Les différentes étapes de calcul des planchers sont :

1^{ère} phase :

- Poutrelle seule

2^{ème} phase :

- Poutrelle collaborant

a) détermination de la largeur de la dalle associée aux solives.**b) calcul des solives.**

- b.1** - détermination des contraintes de flexion.
- b.2** -vérification à l'effort tranchant.
- b.3** -vérification de la flèche.
- b.4** -contraintes additionnelles de retrait.
- b.5** - contrainte finales.
- b.6** -diagramme des contraintes.

c)- calcul des poutres maîtresses.

- c 1**- charge linéique totale.

- c 2- condition de flèche.
- c 3-verification de la résistance en flexion.
- c 4- vérification à l'effort tranchant

1^{ère} phase :

- Poutrelle seule :

Charges permanentes :

$$P = \text{poid du béton frais} + \text{poid propre de la solive} = 200 + 15,8 = 215,8 \text{ kg/m}^2.$$

$$M_0 = pl^2/8 = 215,8 \times 3,70^2/8 = 369,29 \text{ kg.m.}$$

$$T_0 = pl/2 = 215,8 \times 3,70 / 2 = 399,23 \text{ kg.}$$

Contraintes: $v_a = v'_a = ha/2 = 8\text{cm.}$

$$\sigma_{a0} = M_0 \cdot v_a / I_a = 36929 \times 8 / 869 = 339,96 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_a = 339,96 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_0 = T_0 / S'_a = \frac{399,23}{14,6 \times 0,50} = 54,69 \text{ kg/cm}^2.$$

2^{ème} phase :

- Poutrelle collaborant :

a) Détermination de la largeur de la dalle associée aux solives

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b/2 = \min \begin{cases} 1/2 \\ L/10 \end{cases}$$

Sachant que :

L : portée de la solive.

l : entraxe des solives.

$$b = \min \begin{cases} (1,35/2) \times 2 = 1,35 \\ (3,85/10) \times 2 = 0,77 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad b = 0,77\text{m}$$

b) Calcul des solives

Section mixte $s = A + B/n$ avec $B = bt$ et :

$n = 15$ (coefficient d'équivalence)

$$s = 20,1 + (77 \times 8 / 15) = 61,16 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{bt}{n} \frac{t + h}{2s} = \frac{77 \times 8}{15} \frac{8 + 16}{2 \times 61,16} = 7,99 \text{ cm}$$

$$v = \frac{h}{2} + d = 8 + 7,99 = 15,99 \text{ cm}$$

$$v' = \frac{h}{2} + t - d = 8 + 8 - 7,99 = 8,01 \text{ cm}$$

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

$$I = 869 + 20,1(7,99)^2 + \frac{77 \times 8^3}{12 \times 15} + \frac{77 \times 8}{15} \left(\frac{8+16}{2} - 7,99 \right)^2 = 3031,56 \text{ cm}^4$$

Moment de flexion $M = b \frac{ql^2}{8}$

$$q = \frac{4}{3} (G_{DALLE} + G_{solive}) + \frac{17}{12} (Q + N_0)$$

$$M = 0,77 \left(\frac{4}{3} (543) + \frac{17}{12} (100 + 23,4) \right) \times \frac{3,85^2}{8} = 1280,35 \text{ kg.m}$$

b) -1 Détermination des contraintes de flexion

Acier

$$\sigma_{al} = Mv/I = 128035 \times 15,99 / 3031,56 = 675,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{al} = M(v'-t)/I = 128035(8,01-8) / 3031,56 = 0,42 \text{ kg/cm}^2$$

Béton

$$\sigma'_{b1} = M(v'-t)/nI = 128035(8,01-8) / (15 \times 3031,56) = 0,028 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = Mv'/nI = (128035 \times 8,01) / (15 \times 3031,56) = 22,55 \text{ kg/cm}^2$$

b) -2 Vérification à l'effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = 0,77 \left[\frac{4}{3} (543) + \frac{17}{12} (100 + 23,4) \right] \frac{3,85}{2} = 1332,27 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T}{ha} = \frac{1332,27}{16 \times 0,5} = 166,53 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

b) -3 Vérification de la flèche

$$f = \frac{5QL^4}{384EI} \quad (Q \text{ non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 6,66 \times 380^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3031,56} = 0,284 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 1,26 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

b) -4 Contraintes additionnelles de retrait

$$\beta = \frac{(h+t)}{2} = \frac{16+8}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A\beta} = \frac{869}{20,1 \times 12} = 3,60 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B.E_A.\varepsilon.\beta.A}{n.I_A.A + B.I_A + B.A.\beta^2}$$

$$K = \frac{(77*8) * 2,1.10^6 * 2.10^{-4}.12 * 20,1}{15*869*20,1 + (77*8) * 869 + (77*8) * 20,1*12^2} = 24,18$$

$$\text{D'ou : } y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 3,60 = 11,60 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 11,60 + 8 = 19,60 \text{ cm}$$

$$E_a \varepsilon = 2,1.10^6 . 2.10^{-4} = 420 \quad \text{kg / cm}^2$$

Les valeurs des contraintes sont :

$$\sigma_{a2} = K(h - y_1) = 24,18(16 - 11,60) = 106,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a2} = K.y_1 = 24,18.11,60 = 280,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{(E_a \varepsilon - K.y_1)}{n} = \frac{(420 - 24,18.11,60)}{15} = 9,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{(E_a \varepsilon - K.y_2)}{15} = \frac{(420 - 24,18.19,60)}{15} = -3,60 \text{ kg/cm}^2$$

b) -5 Contrainte finales

$$\sigma_a = 675,32 + 106,39 + 339,96 = 1121,67 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 0,42 + 288,48 + 339,96 = 628,86 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 0,028 + 9,30 = 9,32 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 22,65 - (-3,60) = 26,25 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

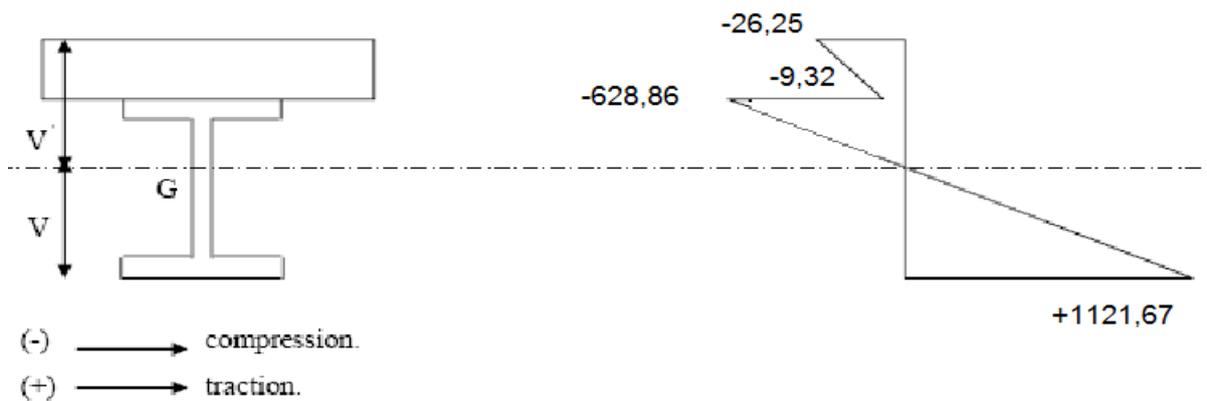


Figure IV.3 : Contrainte finales

IV.3-Etude des connecteurs

IV.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 à résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

L'effort de glissements est donné par la formule suivante :

$$S = \frac{T.S'}{I_0}$$

Tel que :

T : effort tranchant maximum.

S' : moment statique par rapport à l'axe neutre de la section.

I₀ : inertie de la section.

IV.3.2-Choix des connecteurs

Les connecteurs sont généralement réalisés par des corniers ou bien des UPN ou parfois des goujons pour cette étude le choix a été porté sur des connecteurs souples en profilés, car

Les connecteurs rigides sont moins pratiques parce qu'ils peuvent introduire des risques de ruptures au niveau du béton.

IV.3.2.1-Glisement admissible d'un connecteur Q

Le glissement admissible à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$Q = 40.(S_c + 2\sqrt{e_c}).\sqrt{\sigma_{28}.b_c}$$

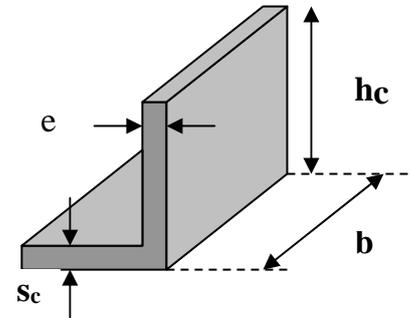
Avec : •S_c: épaisseur de la semelle soudée au solives.

- e_c : épaisseur de l'âme.
- h_c : hauteur du connecteur
- b_c : largeur du connecteur.

Les connecteurs de notre plancher sont des cornières à aille égale.

L'application de la formule précédente n'est valable que si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \leq e_c \leq 1,3 \text{ cm} \\ S_c \leq 2,4 \text{ cm} \\ h_c \geq 9\sqrt{e_c} \text{ cm} \end{array} \right.$$



Application

$$\sigma_{28} = 250 \text{ kg/m}^2$$

IV.3.2.2-Détermination de l'effort de glissement admissible Q

$$Q = 40 \cdot (S_c + 2\sqrt{e_c}) \cdot \sqrt{\sigma_{28} \cdot b_c}$$

$$h_c \geq 9\sqrt{e_c} \text{ cm}$$

On choisit : $h_c = h_b - 4 \text{ cm}$ (pour tenir compte de l'enrobage des connecteurs sous la dalle)

h_b : hauteur de dalle

$$h_c = 8 - 4 \text{ cm} = 4 \text{ cm}.$$

$$e_c \leq \frac{h_c^2}{9^2} = \frac{4^2}{9^2} = 0,197 \text{ cm} \Rightarrow e_c = 0,2 \text{ cm} \quad (\text{Vérifier})$$

$$h_c \geq 9\sqrt{0,197} \Rightarrow h_c \geq 3,99 \text{ cm}$$

On prend : $h_c = 4 \text{ cm}$

On choisira un profilé cornier 60x60x4(mm)

$$\text{IPE160: } b = 82 \text{ mm} \Rightarrow b_c = b - 40 = 82 - 40 = 42 \text{ mm} \Rightarrow b_c = 4 \text{ cm}$$

IV.3.2.3-Calcul des glissements

$$S = \frac{T \cdot S'}{I}$$

$$T = ql/2 = 1230,48 \text{ kg}$$

$$S' = Bf/n \quad (f: \text{distance entre le centre de gravité du béton et l'axe neutre})$$

$$B = bt$$

$$f = 4 + 0,05$$

$$S' = 8.80.4,05/15 = 172,8 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{T.S'}{I} = (1230,48 * 172,8) / 2997,21 = 70,94 \text{ kg/cm}$$

IV.3.2.4-Calcul des espacements T_v

D'après le calcul pratique des structures métallique), l'espacement des connecteurs mesuré suivant l'axe de la poutre composite ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle en béton.

$$d \leq 10h_0 = 10 \times 8 = 80 \text{ cm}$$

L'espacement entre les connecteurs est donné par la relation suivante :

$$S \times T_v \leq Q \implies T_v \leq Q/S$$

$$Q = 40. (0,4 + 2 \sqrt{0,197}) \sqrt{250.4} = 1628,81 \text{ kg/ connecteur}$$

$$T_v \leq 1628,81/70,94 = 22,96 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

Donc : on prend $T_v = 20 \text{ cm}$.

Remarque:

Les distances sont proche de l'appui car l'effort tranchant est max. et au-delà de l'appui on peut augmenter la distance entre les connecteurs.

VI.3.2.5-Vérification des soudures des connecteurs

On doit vérifier que les cordons de soudure sont capables de reprendre l'effort de cisaillement et le moment de reversement provoqué par une force égale à la résistance admissible du connecteur appliquée à (0.7 es) du plan de joint fibre supérieure de l'acier.

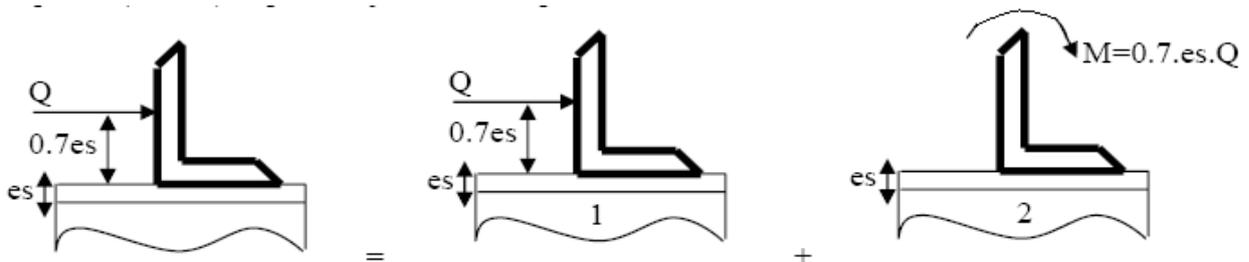


Figure IV.4 : Vérification soudures des connecteurs

On prend pour le cordon de soudure $a = 5 \text{ mm}$.

Vérification :

Effort de cisaillement :

Pour les cordons frontaux, on doit vérifier que :

$$\frac{Q/2}{0,85.b_c.a_\alpha} \leq \sigma_e$$

CM 66 : p132 $\alpha=0,96$

On prend l'effort maximal soit Q

$$Q = S.d = 70,94 \times 20 = 1418,8 \text{ kg}$$

$$\frac{Q/2}{0,85.b_c.a_\alpha} = \frac{709,4}{0,85.4.0,5.0,96} = 434,68 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{c'est vérifier.}$$

Moment de renversement :

$$M = 0,7 Q e_s$$

$$Q = 1418,8 \text{ kg}$$

$$e_s = 0,8$$

$$M = 0,7 \cdot 1418,8 \cdot 0,8 = 794,52 \text{ kg.cm}$$

D'après le CM66 p 142

$$-\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\sum l a \alpha} \pm \frac{M h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h - 2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_e$$

On a :

$$N = 0$$

$$h = 4 \text{ cm}$$

$$l_2 = 0$$

$$l_1 = b_c = 4 \text{ cm}$$

$$a = 0,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,96$$

$$-2400 \leq 30,51 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

IV.4-Calcul de l'acrotère

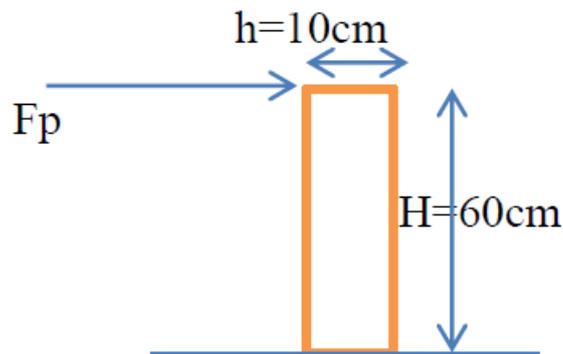


Figure IV.5 : Dimensions de l'acrotère

IV.4.1-Charges permanentes

$$G = 0,6 \cdot 0,1 \cdot 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

IV.4.2-Charges d'exploitation

$$P = 1 \text{ KN/ml}$$

IV.4.3-La force F_p

On détermine la force F_p agissant sur les éléments non structuraux :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

C_p : Facteur de forces horizontal.

W_p : Poids de l'élément.

$$A = 0,25$$

$$C_p = 0,8$$

$$\rightarrow F_p = 1,2 \text{ KN}$$

$$W_p = 1,5 \text{ KN/ml}$$

IV.4.4-Calculs des sollicitations

$$M_{Fp} = H \cdot F = 0,6 \cdot 1,2 = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_P = H \cdot P = 0,6 \cdot 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M = \max (M_{Fp}, M_P) = 0,72 \text{ KN.m}$$

Effort N:

$$\text{ELU: } N = 1,35 \cdot 1,5 = 2,03 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N = 1,5 \text{ KN}$$

Moment M :

$$\text{ELU : } M = 1,5 \cdot 0,72 = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M = 0,72 \text{ KN.m}$$

IV.4.5-Calculs de l'acrotère

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 0,1 \text{ m}$$

$$H = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Position du centre de pression : } e_o = M_u / N_u = 1,08 / 2,03 = 0,53 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,016 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement

Comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée.

IV.4.6-Calcul en flexion simple

$$d = 0,08\text{m}$$

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

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28}/\gamma_b = 14,17\text{MPa}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu_{bu} = M_u/bd^2f_{bu} = 0,012$$

$$a = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,015$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 79,521 \text{ mm}$$

$$A_s = M_u/\sigma_s.Z = 39,047 \text{ mm}^2$$

$$M_{bu} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

IV.4.7-Calcul en flexion composé

$$A_u = A_s - N_u/\sigma_s = 39,05 - (2,03/347,82) = 33,21\text{mm}^2$$

IV.4.8-Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 (b.d.f_{t28}/f_{ed})$$

$$A_{min} \geq 0,23(100.8.2,1/347,82) = 111\text{mm}^2$$

$$\text{Soit } A_{min} = 1,13\text{cm}^2$$

On prend 4T6 par mètre linéaire de l'acrotère.

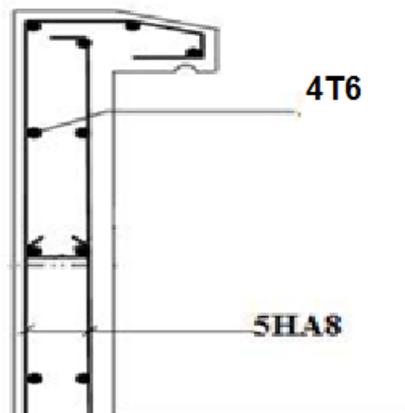


Figure IV.6 : Ferrailage de l'acrotère

IV.5-Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont constitués en charpente métallique :

L'ossature des escaliers est entièrement métallique chaque volée est composée de deux limons les portes des poutres laminées en UAP sur les quelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières, sur la tôle on met un recouvrement de carrelage qui s'appuie sur une couche de mortier.

- 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 14cm à 20cm

g : varie de 22cm à 30cm

Donc : Hauteur d'étagehe = 3,06 m

Girong = 30cm

On a : $59\text{cm} \leq (30 + 2h) \leq 66\text{cm}$

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

Pour h= 17cm on a 05 marches par volée

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g (n-1) = 30 (5-1)$$

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

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{98}{171} \Rightarrow \alpha = 29,81$$

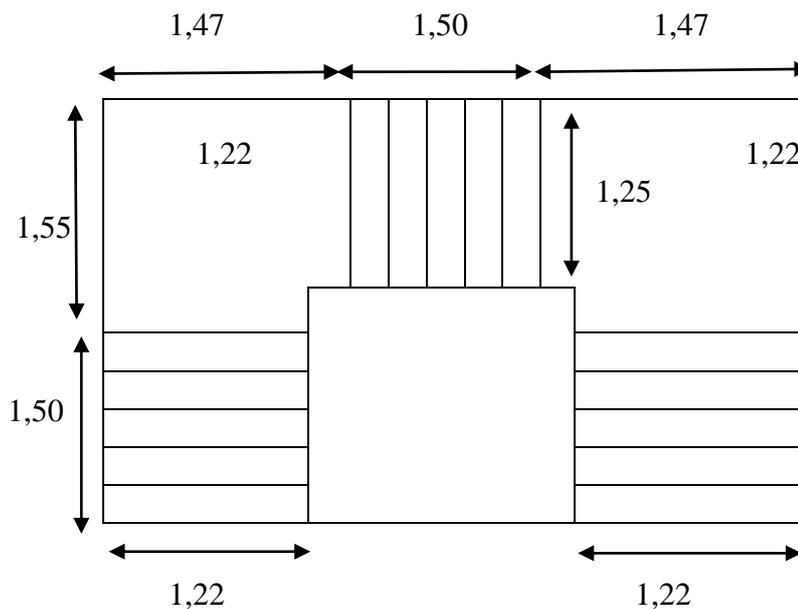


Figure IV.7 : dimension en plan des escaliers

La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{98}{\sin \alpha} = 1,97\text{m}$$

Les charges appliquées :

Volée :

Tôle striée	45kg/m ²
Carrelage	40kg/m ²
Mortier de pose	40kg/m ²
	G=125kg/m²

Palier :

TN40	10 daN/ m ²
Dalle en béton (épaisseur = 8cm).....	200 daN/ m ²
Mortier de repos (épaisseur = 2cm).....	36 daN/ m ²
Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm).....	40 daN/ m ²
	G = 286 kg/ m²
	q=250 kg/m²

IV.6-Pré dimensionnement des éléments porteur

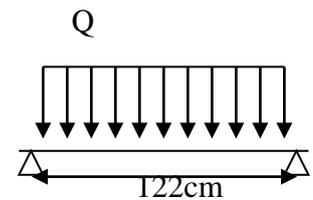
a) Cornière de marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

$$Q = (G+q) g$$

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

$$Q = 112,5\text{kg/ml}$$



Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^4 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 1,12 \times (122)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3,78\text{cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales L40x40x4

$$I_x = 4,47\text{cm}^4$$

$$P = 2,42\text{kg}$$

Vérification :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q = \frac{4}{3}(125 \times 0,3 + 2,42) + \frac{3}{2}(250 \times 0,3) = 165,72\text{kg/m}$$

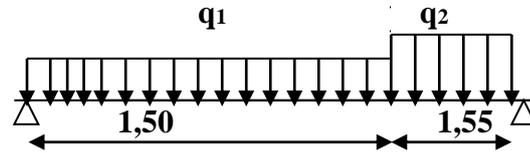
Alors :

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x}$$

$$\sigma_f = \frac{1,657(122)^2}{8,1,55} = 1988,93 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Limon UAP (poutre)

On a :



$$q_1 = \frac{1,50}{2} (125 + 250) = 281,25 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,55}{2} (286 + 250) = 415,40 \text{ kg/ml}$$

On vérifie selon le critère de déformation la flèche :

$$l = 305 \text{ cm}$$

$$p = 415,40 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^4 \times 300}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 4,15 \times (305)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 219,02 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UAP 150**. ($I_x = 797 \text{ cm}^4$)

$$q_1 = \frac{1,50}{2} \left(\frac{4}{3} 125 + \frac{3}{2} 250 \right) = 406,25 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,55}{2} \left(\frac{4}{3} 286 + \frac{3}{2} 250 \right) = 586,15 \text{ kg/ml}$$

La charge équivalente :

$$L_1 = 150$$

$$q_{\text{équi}} = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2)$$

$$L_2 = 155 \text{ cm}$$

$$q_{\text{équi}} = 497,67 \text{ kg/ml}$$

La condition de résistance :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

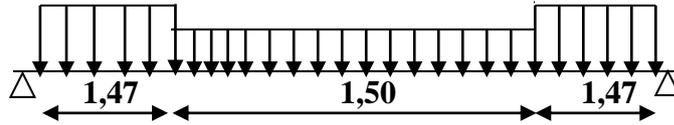
$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x}$$

$$\sigma_f = \frac{4,976(305)^2}{8 \times 10^6} = 545,86 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée

Palier 2

On a :



$$q_1 = \frac{1,50}{2} (125 + 250) = 281,25 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,47}{2} (286 + 250) = 393,96 \text{ kg/ml}$$

On vérifie selon le critère de déformation la flèche :

$$l = 444 \text{ cm}$$

$$p = 393,96 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^4 \times 300}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 3,93 \times (444)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 639,85 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UAP 150**. ($I_x = 797 \text{ cm}^4$)

$$q_1 = \frac{1,50}{2} \left(\frac{4}{3} 125 + \frac{3}{2} 250 \right) = 406,24 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,47}{2} \left(\frac{4}{3} 286 + \frac{3}{2} 250 \right) = 555,90 \text{ kg/ml}$$

La charge équivalente :

$$L_1 = 150 \text{ cm}$$

$$q_{\text{équi}} = (q_1 L_1 + 2(q_2 L_2)) / (L_1 + 2L_2)$$

$$L_2 = 147 \text{ cm}$$

$$q_{\text{équi}} = 505,34 \text{ kg/ml}$$

La condition de résistance :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x}$$

$$\sigma_f = \frac{5,053(444)^2}{8 \times 106} = 1174,67 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée

IV.7-Conclusion

A la fin de ce chapitre nous sommes arrivés à dimensionner les différents éléments secondaire de la structure en question. Le chapitre suivant sera consacré à l'étude sismique et analyse dynamique

Chapitre V : Etude sismique et analyse dynamique

V.1-Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Notre but est d'essayer 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 pour les vies humaines et les biens matériels.

Pour cela l'application de **règle parasismique** actuelle "**RPA99 version2003**" concerne 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 en béton armé, **acier**, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA 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.

V.2-Critères de classification par le RPA 99/2003

V.2.1-Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

V.2.2-Classification de l'ouvrage

- Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

Oran se situe dans la 'ZONE II'.

- La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.

- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation collective, il sera classé en 'Groupe02'.

- Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

V.3-Choix de la méthode de calcul

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, article 3.5 (RPA 99 version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I, II et à 30m en zones III. (Article 4.1.2 (RPA 99 version 2003)

Dans notre cas la méthode statique équivalente est applicable selon l'article 4.1.2 (Zone II et groupe d'usage 2 notre structure ne dépasse pas 30 mètre).

Ainsi le calcul sismique se fera par la méthode dynamique

V.4-Méthode d'analyse modale spectrale

V.4.1-Principe de la méthode

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

V.4.2-Modélisation

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

La régularité en plan.

La rigidité ou non des planchers.

Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.

La déformabilité du sol de fondation.

V.4.3-Nombre des modes considérés (RPA99 /V2003)

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

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

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

V.4.4-Spectre de réponse de calcul

L’évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (Installation classique. Installation nucléaire, etc.) conduit à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence, qui permettent d’exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponses spécifiques du site ou, plus rarement, sous forme d’une fonction temporelle de l’accélération, de la vitesse ou du déplacement.

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

(4.13 RPA 99 version 2003)

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

- **A** : coefficient d’accélération de zone (**tableau 4.1**)
- **η** : Facteur de correction d’amortissement $\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi}$
- **ξ** : Pourcentage d’amortissement critique (**tableau 4.2**)
- **R** : coefficient de comportement de la structure (**tableau 4.3**)
- **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**)
- **Q** : facteur de qualité (**tableau 4.4**)
- **Coefficient d’accélération de zone (A) :**

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

Dans notre cas on est en Zone II et il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation : groupe 1B donc : $A=0.20$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \text{ formule(4.3 RPA 99 / version 2003)}$$

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 RPA 99 / version 2003) $\Rightarrow \xi = 5\%$
 $\Rightarrow \eta = 1$

$T1 = 0,15 \text{ sec}$ (4.7 RPA 99 / version 2003)

$T2 = 0,50 \text{ sec}$ (pour un site meuble S3)

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) : (tab.4.3) :**

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par palées triangulées en V inversé $R = 4$

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par un portique auto stable ordinaire et palées en X , $R = 4$

On prend : $R = 4$

- **Q : facteur de qualité :**

$$Q = 1 + \sum P_q \text{ formule (4.4 RPA 99 / version 2003)}$$

Tableau V.1 : les valeurs de pénalité P

Critère q	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	observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	Non observé
$\sum P_q$	0,20	Q=1,20

V.5-Analyse dynamique

V.5.1-Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie.

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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

V.5.2-Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

V.5.3-Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

De plus, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un certain avantage par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ses diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment. ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

V.5.4-Etapes de la modélisation de la structure sous ETABS

- 1) opter pour un système d'unités (**KN.m**).
- 2) définition de la géométrie de base.
- 3) définition des matériaux.
- 4) définition des sections.

- 5) définition de l'élément dalle.
- 6) ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- 7) définition des charges à appliquer.
- 8) introduction du spectre de réponse à appliquer.
- 9) définition des combinaisons de charges suivantes :
 - C1 : $G+Q$
 - C2 : $1,33G+1,5Q$
 - C3 : $G+Q+EX$
 - C4 : $G+Q+EY$
 - C5 : $0,8G+EX$
 - C6 : $0,8G+EY$
 - C7 : $G+Q+1,2EX$.
 - C8 : $G+Q+1,2EY$.
- 10) affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- 11) ajouter un diagramme à chaque plancher.
- 12) Définir les conditions aux limites :
 - a) pour les fondations en choisissant un type d'appui.
 - b) pour les palées de stabilités en ajoutant des articulations et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.
- 13) lancer l'analyse.
- 14) ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **.OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisis est suffisant.
- 15) visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

V.5.5-Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme.

Sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Pour le comportement global, celui-ci peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation, Il est caractérisé par les données suivantes :

- Groupe d'usage : **groupe1B**

- Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 5 \%$.
- Facteur de qualité : $Q = 1,20$
- Zone de sismicité : **zone II.**
- Classification du site : **S3.**
- Pour le coefficient de comportement comme on a deux types de contreventements selon les deux directions il y a lieu d'adopter pour R la valeur la plus petite, donc le choix est porté sur l'ossature contreventée par palées triangulaire en X : **R=4.**

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (10) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante :

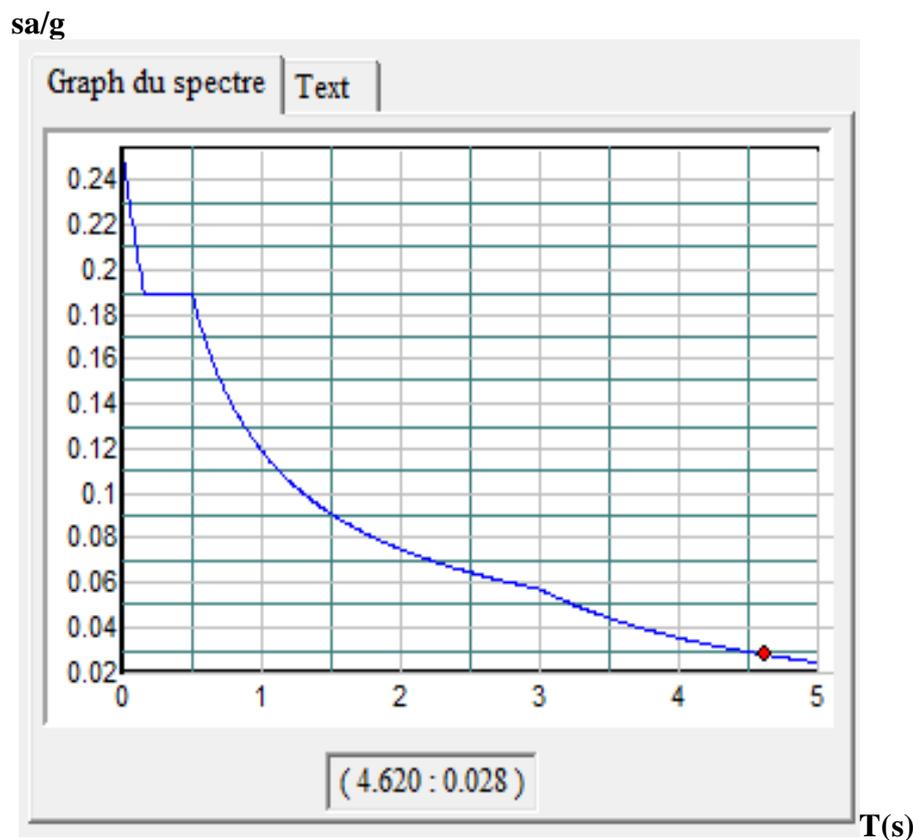


Figure V.1 : Spectre de réponse d'accélération

Tableau V.2 : des périodes et facteurs de participation modale

Mode	Période	Somme X	Somme Y
1	0.546515	84.4139	0.0552
2	0.522542	84.4766	79.7479
3	0.432617	84.5736	79.756
4	0.182283	96.6451	79.7578
5	0.166096	96.6458	92.9925
6	0.141417	96.6758	92.9928
7	0.100724	99	92.9928
8	0.087478	99	96.9728
9	0.075487	99.0115	96.9729
10	0.07052	99.6787	96.9729

On remarque d'après le tableau précédent que la participation de la masse atteint les 90% dans le 5^{ème} mode avec une participation de masse égale à 96,64% dans le sens $-x$ et de 93,00% dans le sens $-y$.

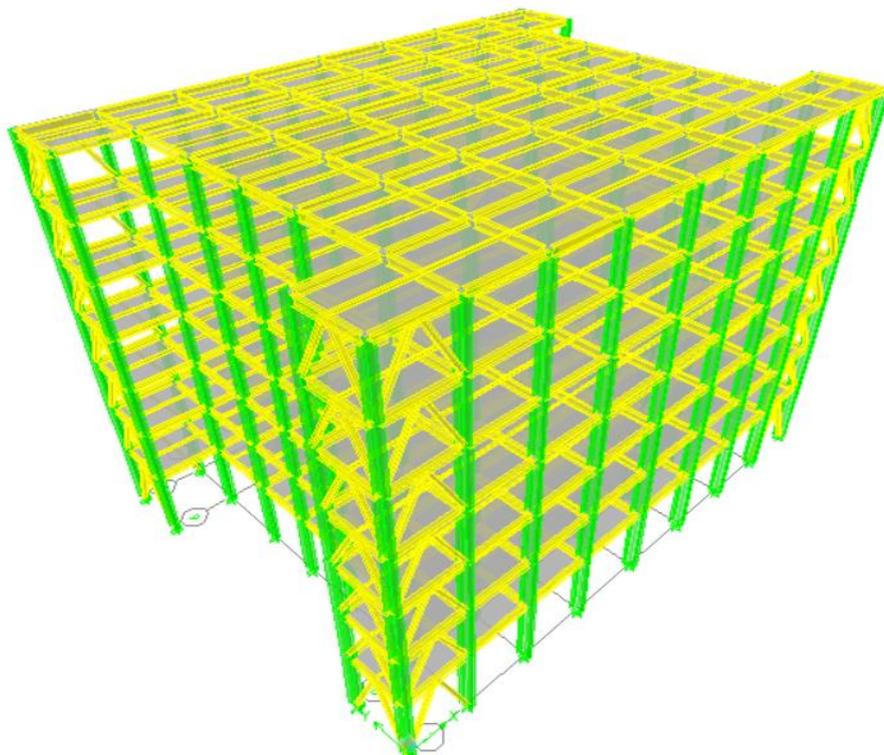


Figure V.2 : Vue en 3D dimension de la structure

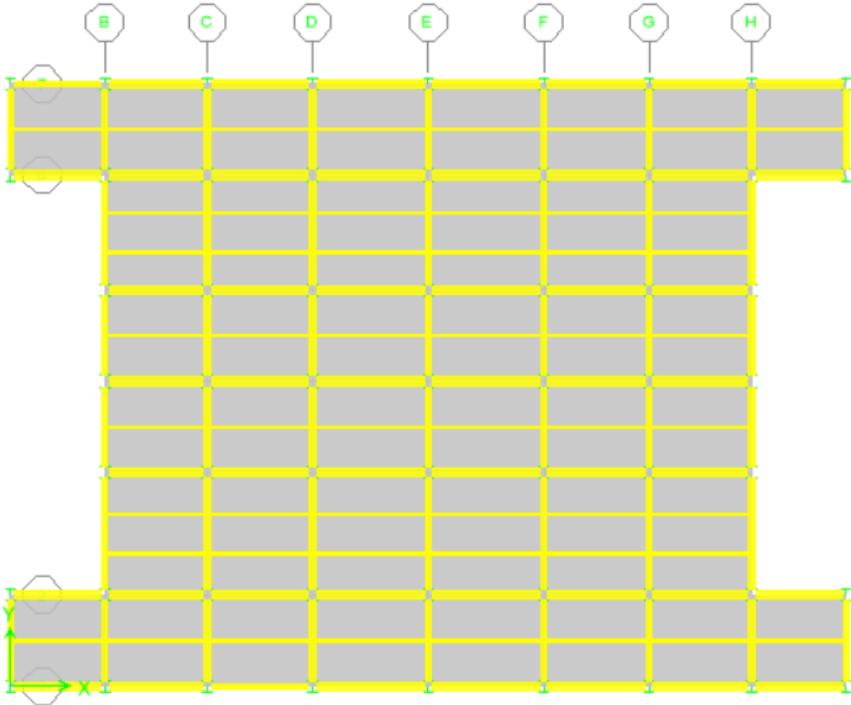


Figure V.3 : Vue de dessus de la structure

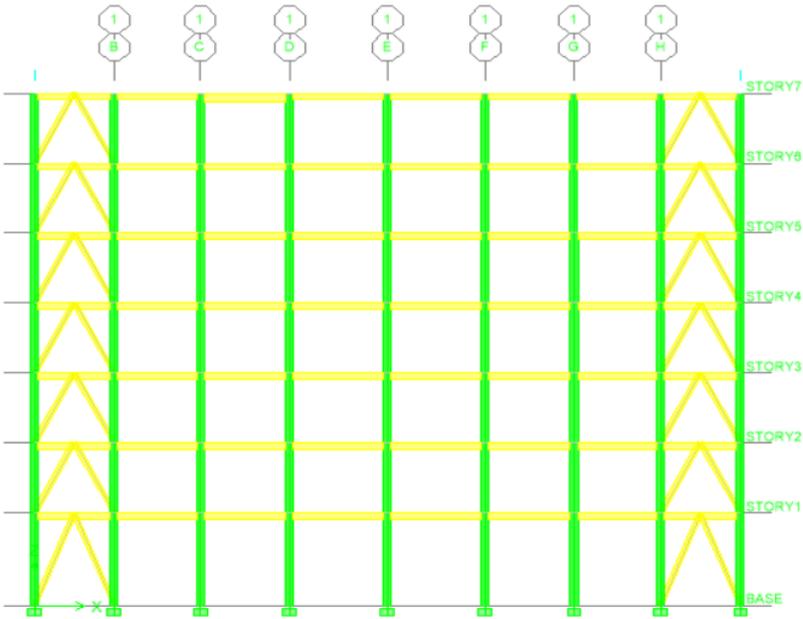


Figure V.4 : Les contreventements en V

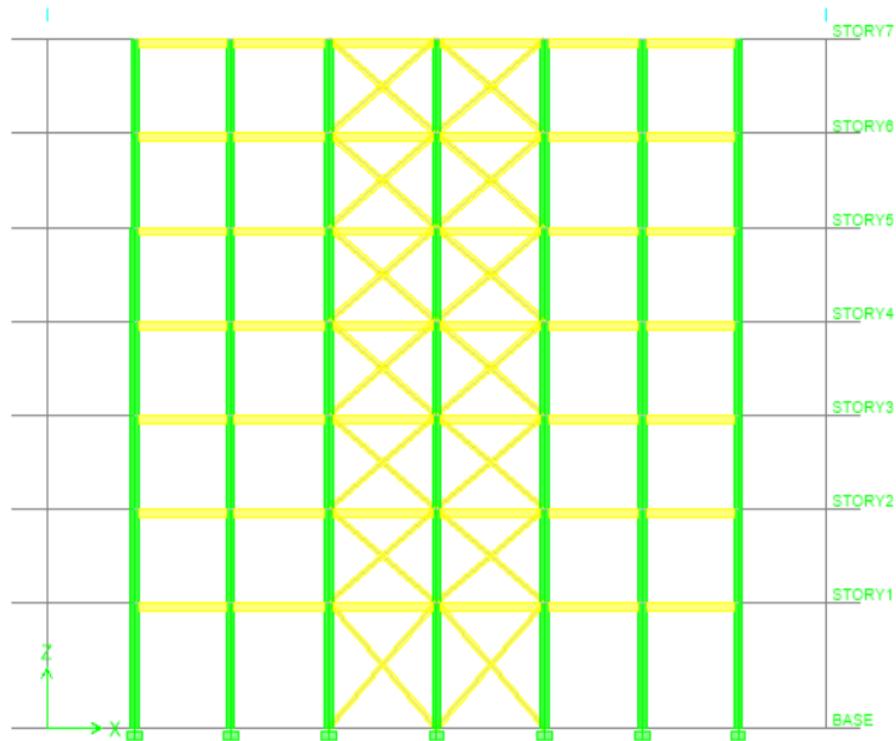


Figure V.5 : Les contreventements en X

Les dimensions des éléments porteurs prises dans les calculs sont les suivantes :

Tableau V.3 : dimensions des éléments porteurs

	ELEMENTS	SECTIONS
1	Poteaux portiques RDC au 2,3 éme étage	HE550M
2	Poteaux portiques du 4éme au 5éme étage	HE450M
2	Poteaux portiques du 6éme au 7 éme étage	HE400B
3	Poutres porteuses	IPE 400
4	Solives pour plancher	IPE 160
5	Chainages ou sablières	HEA 280
6	Coffrage pour plancher	TN 40
8	Stabilités verticales	HEA 180
10	Epaisseur moyenne de la dalle	8 cm

V.6-Vérification de la structure

V.6.1-Vérifications selon Euro code 3

Après le lancement de l'analyse, ETABS 9 fournit la possibilité d'avoir un ratio demande capacité des sections, ce qui permettra d'optimiser au maximum notre structure et cela suivant l'Euro code 3.

Comme première constatation nous pouvons dire que certaines sections passent tandis que d'autre doivent être changées vu qu'elles sont sous dimensionnées, cela nous amène à travailler d'une façon itérative jusqu'à l'obtention des ratios voulus.

V.6.2-Vérifications de la structure selon le RPA99/V2003

V.6.2.1-Vérification de la force sismique à la base

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6) « 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. Soit :

$$V_t > 0.8 V$$

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

Effort sismique dans le sens X : $V_{tx} = 331,63 \text{ t}$

Effort sismique dans le sens Y : $V_{ty} = 314,62 \text{ t}$

Valeurs de V_t dans le cas le plus défavorable sous (G+Q+E).

Calcul de la force sismique totale

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

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

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.20$$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale (T)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 (RPA)

Site : S3 (meuble) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$

$$\eta : \text{est donné par la formule suivante : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

ζ (%) : pourcentage d'amortissement critique est donné par le tableau 4.2 (RPA)

Mixte portiques $\Rightarrow \zeta = 5 \%$

$$\Rightarrow \eta = 1$$

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_t h_n^{3/4}$

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

$$h_n = 22,94 \text{ m.}$$

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

On a un contreventement assuré par palées triangulées: $C_t = 0,05$.

$$D'où : T = 0,05 \times 22,94^{3/4} = \mathbf{0,524 \text{ sec}}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule : $T = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}}$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0,09 \times 22,94}{\sqrt{27,80}} = 0,391 \text{ s} \quad \mathbf{T=0,391 \text{ sec}}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 22,94}{\sqrt{20,52}} = 0,455 \text{ s} \quad \mathbf{T=0,455 \text{ sec}}$$

L'article (4.2.4) stipule qu'il faut prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée :

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta \quad T \leq T_2 \quad (T_2 = 0,5 \text{ sec})$$

$$D_x = 2,5 \cdot 1 = \mathbf{2,5}$$

$$D_y = 2,5 \cdot 1 = \mathbf{2,5}$$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure:(tab.4.3)

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par palées triangulées en X,

$$\mathbf{R = 4}$$

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par un portique auto-stable ordinaire et palées en X, **R = 4**

On prend : **R = 4** (R prend la valeur la plus petite, RPA p.28).

- **Q** : facteur de qualité : **Q=1,20**

- **W** : poids de la structure

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

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{formule (4.5)}$$

G : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes
Solidaires de la structure.

Q : charge 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)

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$.

Poids totale du bâtiment : $W = 2190,02t$ (d'après ETABS)

$$V_x = \frac{0,20 \cdot 2,50 \cdot 1,20}{4} \cdot 2190,02 = 328,50 \text{ t}$$

$$V_y = \frac{0,20 \cdot 2,50 \cdot 1,20}{4} \cdot 2190,02 = 328,50 \text{ t}$$

D'où :

Tableaux V.4 : Résultante des forces sismiques à la base

	$V_t(t)$	V (t)	80% V	$0.8V < V_t$
Sens X	331,63	328,50	262,80	vérifie
Sens Y	314,62	328,50	262,80	vérifie

V.6.2.2-La période

Selon l'article 4.2.4.4 La valeur de **T** calculée à partir du logiciel ETABS ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. On a la période fondamentale de la structure, obtenue par ETABS est de **T=0,546sec**. Cette période est jugée acceptable comparée à celle obtenue par le RPA 99 qui est :

$$T+Tx30\%=0,455+0,455x0.3=0,591 \text{ sec}$$

V.6.2.3-La nature des modes

On remarque que :

- Le premier mode est une translation suivant X
- Le deuxième mode est une translation suivant Y
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de Z

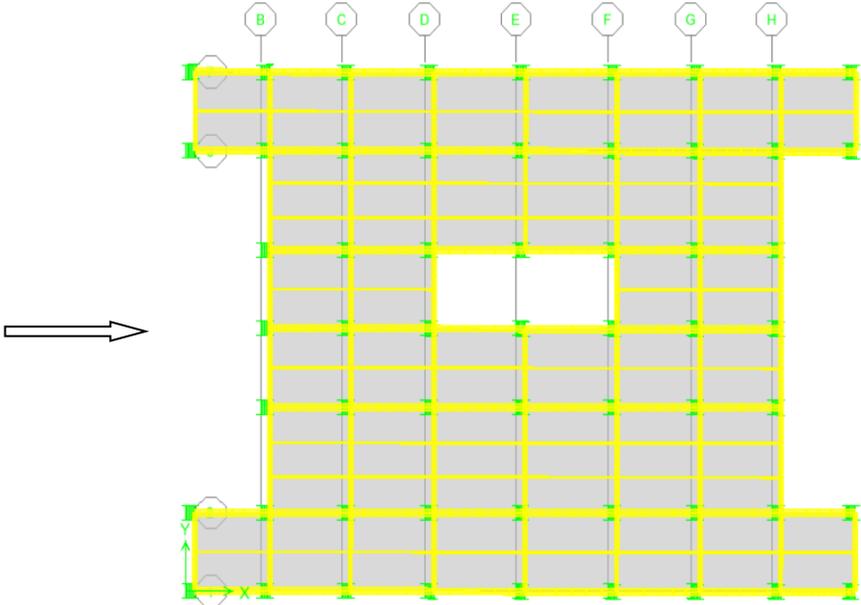


Figure V.6 : Vue de la 1^{er} mode translation vers la droite

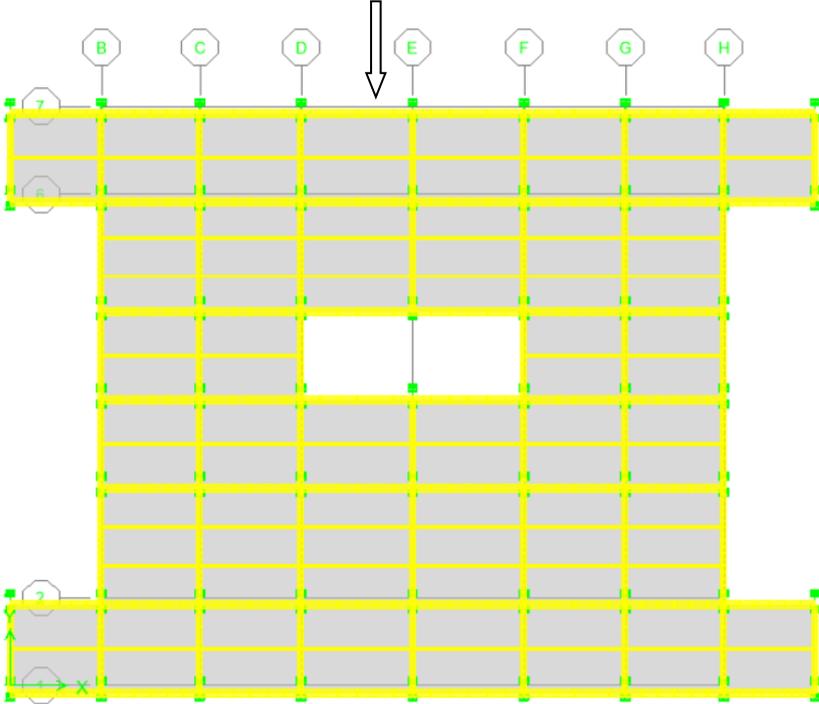


Figure V.7 : Vue de la 2^{ème} mode translation vers le bas

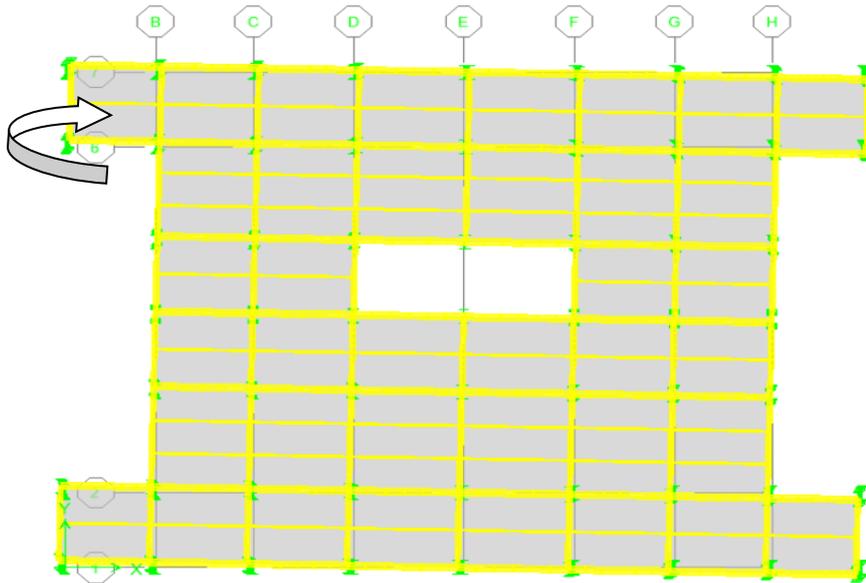


Figure V.8 : Vue de la 3^{ème} mode « torsion »

V.6.2.4-Les déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau ‘k’ est calculé de la manière suivante: $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

Avec R : coefficient de comportement égal à 4.

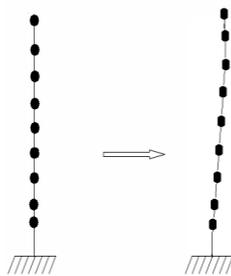
δ_{ek} = déplacement dû aux forces sismiques F_i .

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 à l’étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l’article 5.10, c’est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la

hauteur d’étage. C’est à dire que ces déplacements sont limités à la valeur : $H_{\text{étage}}/100$

Pour notre cas nous avons des hauteurs d’étages qui sont de 4,08m et 3,06m, donc le déplacement relatif doit être inférieur à 4,08cm et 3,06cm.



Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableaux V.5: Déplacements inter étages dans les deux Sens

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h _{étage} (cm)
	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	Δ _k (cm)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	Δ _k (cm)	
RDC	0,39	1,95	1,95	0,04	0,2	0,2	< 4,08
1 ^{ème} étage	0,68	3,4	1,45	0,09	0,45	0,25	< 3,06
2 ^{ème} étage	0,97	4,85	1,45	0,13	0,65	0,20	< 3,06
3 ^{ème} étage	1,24	6,2	1,35	0,18	0,9	0,25	< 3,06
4 ^{ème} étage	1,48	7,4	1,2	0,21	1,05	0,15	< 3,06
5 ^{ème} étage	1,70	8,5	1,1	0,24	1,2	0,15	< 3,06
6 ^{ème} étage	1,87	9,35	0,85	0,26	1,3	0,10	< 3,06

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

V.6.2.5-Justification vis à vis de l'effet P- δ

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce phénomène est appelé « effet P- δ ».

D'après l'article du RPA (5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P- δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

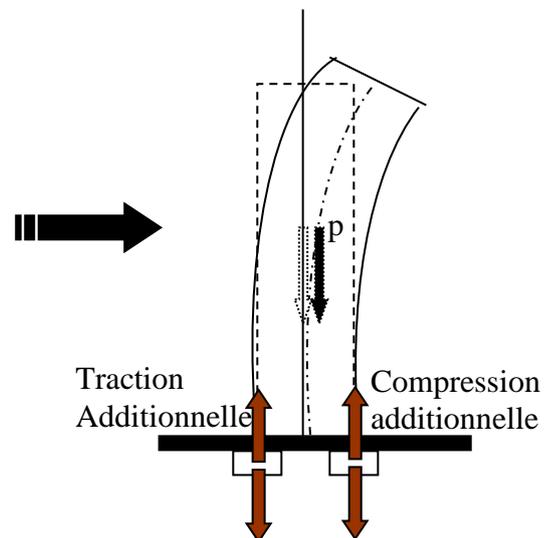
P_k : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au Niveau «k-1» (résultat ETABS)

h_k : hauteur de l'étage « k »



Tableaux V.6 : Effets du second ordre dans les deux sens

			Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
Niveau	P_k (t)	h_k (m)	Δ_k (cm)	V_x (t)	θ	Δ_k (cm)	V_y (Kg)	θ
RDC	332,72	4,08	1,95	330,71	0,00480	0,2	313,76	0,00051
1 ^{ème} étage	319,65	3,06	1,45	312,73	0,00484	0,25	301,82	0,00086
2 ^{ème} étage	318,67	3,06	1,45	283,08	0,00533	0,20	277,09	0,00075
3 ^{ème} étage	317,65	3,06	1,35	246,23	0,00569	0,25	242,14	0,00107
4 ^{ème} étage	308,27	3,06	1,2	198,60	0,00608	0,15	196,95	0,00076
5 ^{ème} étage	299,17	3,06	1,1	141,99	0,00757	0,15	141,53	0,00103
6 ^{ème} étage	293,85	3,06	0,85	75,4	0,0108	0,10	80,14	0,00119

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10 \Rightarrow$ **l'effet du second ordre est négligé**

V.7-Conclusion

L'étude sismique a permis de vérifier le comportement de la structure soumise à des charges Sismique et qui ont vérifié toutes les conditions de résistance. Le chapitre qui suit va traiter de l'étude de stabilité.

Chapitre VI :Etude de stabilité

VI.1-Introduction

Les stabilités et les contreventements, ont pour fonction principale de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage.

Les principaux efforts horizontaux sont :

- Les effets du vent ;
- Les effets éventuels dus au séisme.

Pour notre projet la stabilité est assurée dans les deux sens :

- **Sens longitudinal :**

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des palées de stabilité en V.

- **Sens transversal :**

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des palées de stabilité en X.

VI.2-Sollicitation des files longitudinales (suivant X)

Le dimensionnement des palées de stabilité, se fait en tenant compte des éléments les plus sollicités sous l'action de la combinaison la plus défavorable ($G + Q + 1.2 E_y$), avec :

G : la charge permanente de la structure ;

Q : la charge d'exploitation ;

E_y : l'effort sismique horizontale suivant le sens longitudinale (OX).

VI.2.1-Positions des barres les plus sollicitées

Barre (1) : Poutre comprimée.

Barre (8) : Diagonale comprimée (compression)

Barre (9) : Diagonale tendue (traction)

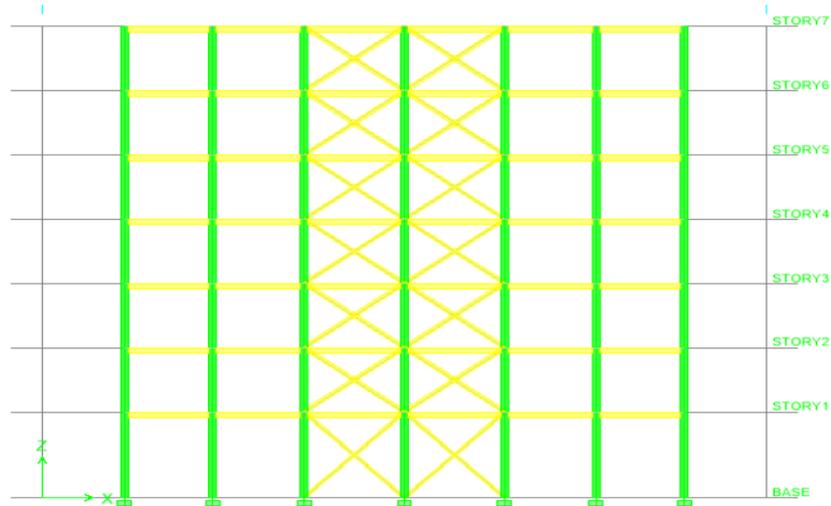


Figure VI.1: Barres les plus sollicitées de la palée longitudinale

Les résultats des efforts internes des éléments donnés par le logiciel (ETABS) sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.1: Efforts internes des éléments les plus sollicités

Etage	COMB	N	V2	V3
Etage 1	G+Q+1,2EX	-553.06	-1.33	-0.02
Etage 1	G+Q+1,2EX	-552.74	-1.31	0
Etage 1	G+Q+1,2EX	-552.7	-1	-0.02
Etage 1	G+Q+1,2EX	-552.38	-0.98	0
Etage 1	G+Q+1,2EX	-552.35	-0.66	-0.02
Etage 1	G+Q+1,2EX	-552.03	-0.64	0
Etage 1	G+Q+1,2EX	465.1	0.02	0.03
Etage 1	G+Q+1,2EX	465.46	0.36	0.03
Etage 1	G+Q+1,2EX	465.81	0.69	0.03
Etage 1	G+Q+1,2EX	467.47	0.02	0.01
Etage 1	G+Q+1,2EX	467.82	0.36	0.01
Etage 1	G+Q+1,2EX	468.18	0.69	0.01

VI.2.2-Vérification des diagonales

Les structures triangulées (palées de stabilité) soumises à des charges statiques prédominantes, peuvent être analysées en supposant que les extrémités des éléments sont nominalement articulées.

Les efforts internes sont déterminés à partir du logiciel **ETABS** et on prend pour la vérification les barres les plus sollicitées.

En compression : la barre (8) = 553,06 KN

En traction : la barre (9) = 468,18 KN

VI.2.2.1-Dimensionnement des diagonales

On utilise HEB180 pour la stabilité des diagonales des files longitudinales Il faut satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq \frac{Af_y}{\gamma M_0} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{5530,6 \times 1,1}{355} = 17,13 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.2: Caractéristiques des diagonales des files longitudinales

	Dimensions		Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques rapportées à l'axe (yy')		Caractéristiques rapportées à l'axe (zz')	
	b(mm)	t_f(mm)	P(Kg/m)	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)
	180	14	51,2	65,3	3831	7,66	1363	4,57

VI.2.2.2-Vérification de la diagonale comprimée (flambement)

On doit vérifier la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \frac{\chi \times B_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}, \quad N_{sd}=553,06 \text{ KN}$$

- **Classe de la section :**

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 14} = 3,57 \leq 10\varepsilon = 8,1$$

Donc la cornière est de classe 1.

D'où $\beta_A = 1$: pour les profilés de classe 1, 2 et 3.

- **Calcul de λ :**

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times (B_A)^{0,5} \text{ et } \begin{cases} \lambda_y = \left(\frac{L_f}{i_y}\right) \\ \lambda_z = \left(\frac{L_f}{i_z}\right) \end{cases}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 76,05 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,81$$

$L_f=L_0$ (articulé-

$$\text{articulé) : } L_f=L_0=2,80\text{m}=280\text{cm} \begin{cases} \lambda_y = \frac{280}{7,66} = 36,55 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{36,55}{76,05} \times (1)^{0,5} = 0,48 \\ \lambda_z = \frac{280}{4,57} = 61,26 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{61,26}{76,05} \times (1)^{0,5} = 0,80 \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_{max} = 0,80 > 0,2 \Rightarrow$ il y a un risque de flambement suivant l'axe (z-z').

Donc il faut vérifier que : $N_{sd} < N_{b,Rd} = \frac{\chi \times B_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$

Avec $\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}}$ et $\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$

α : facteur d'imperfection donné en fonction de la courbe de flambement

Quel que soit l'axe de flambement pour notre cas, la courbe de flambement (c) $\alpha = 0,49$

- Selon (y-y') :

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,49(0,48 - 0,2) + 0,48^2] = 0,68$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,68 + [0,68^2 - 0,48^2]^{0,5}} = 0,86$$

- Selon (z-z') :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49(0,80 - 0,2) + 0,80^2] = 0,96$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,96 + [0,96^2 - 0,80^2]^{0,5}} = 0,67$$

En prend : $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,86; 0,67) = 0,67$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times B_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,67 \times 65,3 \times 355 \times 1 \times 100}{1,1} = 1411,96 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 553,06 < N_{b,Rd} = 1411,96 \text{ KN}$ (Condition vérifiée).

VI.2.2.3-Vérification à la traction de la diagonale tendue (traction)

Dans les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} , N_{u,Rd} , N_{net,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{65,3 \times 355 \times 100}{1,1} = 2107,40 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_{M0} = 1,1 \\ \gamma_{M2} = 1.25 \end{cases}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = A - td_0 = 65,3\text{Cm}^2 - (1,4 \times 2,4) = 61,94 \text{ Cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 6194 \times 355}{1,25} = 1583,18 \text{ KN}$$

$$N_{net,Rd} + \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6194 \times 355}{1,1} = 1998,972 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \min (2107,40 \text{ KN}, 1583,18 \text{ KN}, 1998,972 \text{ KN}) = 1583,18 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 553,06 \leq N_{t,Rd} = 1583,18 \text{ KN (Condition vérifiée).}$$

Donc le profilé choisi résiste à la traction.

VI.3-Sollicitation des files transversales (suivant Y)

VI.3.1-Positions des barres les plus sollicitées

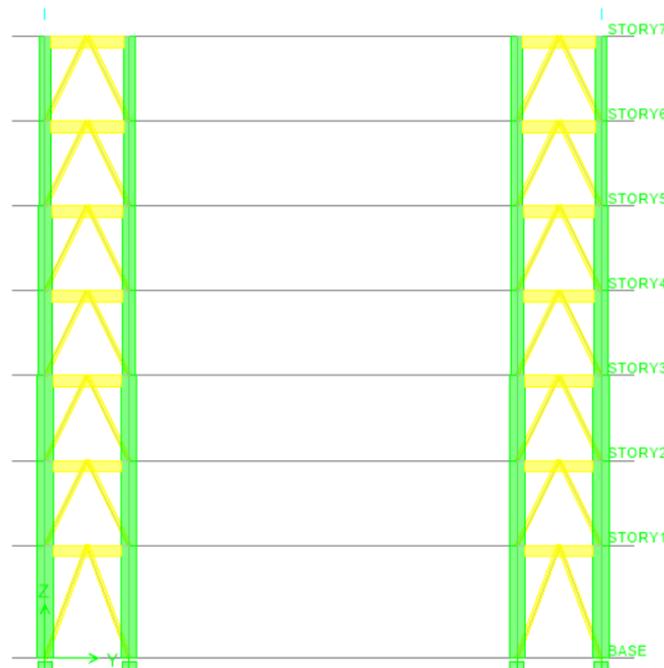


Figure VI.3 : Barres les plus sollicitées de la palée transversale

Barre (1) : Solive comprimée.

Barre (2) : Diagonale comprimée (compression)

Barre (3) : Diagonale tendue (traction)

Les résultats des efforts internes des éléments sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Efforts internes des éléments les plus sollicités

Etage	COMB	N	V2	V3
Etage 2	G+Q+1,2EY	301.89	1.58	0.01
Etage 2	G+Q+1,2EY	301.36	1.31	0.01
Etage 2	G+Q+1,2EY	300.82	1.04	0.01
Etage 1	G+Q+1,2EY	227.6	2.03	0
Etage 1	G+Q+1,2EY	226.89	1.76	0
Etage 1	G+Q+1,2EY	226.18	1.49	0
Etage 1	G+Q+1,2EY	-253.79	-1.52	-0.09
Etage 1	G+Q+1,2EY	-254.5	-1.79	-0.09
Etage 1	G+Q+1,2EY	-255.21	-2.05	-0.09
Etage 2	G+Q+1,2EY	-326.7	-1.08	-0.15
Etage 2	G+Q+1,2EY	-327.23	-1.35	-0.15
Etage 2	G+Q+1,2EY	-327.76	-1.62	-0.15

VI.3.2-Vérification des diagonales

Les efforts interne sont déterminés à partir du logiciel **ETABS** , on prend pour vérification les barres les plus sollicitées.

En compression : la barre (2) =327.76 KN

En traction : la barre (3) = 301.89 KN

VI.3.2.1-Dimensionnement des diagonales

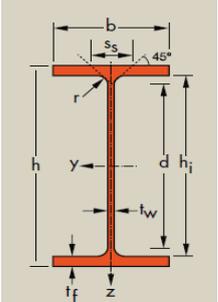
En utiliser HEB180 pour la stabilité des diagonales des files transversales

Il faut satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq \frac{Af_y}{\gamma M_0} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{3277,6 \times 1,1}{355} = 10,15 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.4: Caractéristiques des diagonales des files transversales

Dimensions		Masse par Mètre	Aire de la section	Caractéristiques rapportées à l'axe (yy')		Caractéristiques rapportées à l'axe (zz')	
a(mm)	t(mm)	P(Kg/m)	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)
180	14	51,2	65,3	3831	7,66	1363	4,57



VI.3.2.2-Vérification de la stabilité de la diagonale comprimée (flambement)

On doit vérifier la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \frac{\chi \times B_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}, \quad N_{sd}=327.76 \text{ KN}$$

Classe de section :

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{120}{2 \times 12} = 5 \leq 10\varepsilon = 8.1 \text{ Donc la cornière est de classe 1.}$$

D'où $\beta_A = 1$: pour les profilés de classe 1, 2 et 3.

Calcul de λ :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times (B_A)^{0.5} \text{ et } \begin{cases} \lambda_y = \left(\frac{L_f}{i_y}\right) \\ \lambda_z = \left(\frac{L_f}{i_z}\right) \end{cases}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 76.05 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$L_f = L_0 \text{ (articulé-articulé)} : \quad , \quad L_f = L_0 = 3,43\text{m} = 343\text{cm}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{343}{7,66} = 44,77 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{44,77}{76,05} \times (1)^{0.5} = 0,58 \\ \lambda_z = \frac{343}{4,57} = 75,05 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{75,05}{76,05} \times (1)^{0.5} = 0,98 \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_{max} = 0,98 > 0,2 \Rightarrow$ il y a un risque de flambement suivant l'axe (z-z').

Donc il faut vérifier que : $N_{sd} < N_{b,Rd} = \frac{\chi \times B_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$

Avec : $\chi = \frac{1}{\phi + \left(\phi^2 - \bar{\lambda}^2\right)^{0.5}}$ et $\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha \left(\bar{\lambda} - 0,2\right) + \bar{\lambda}^2\right]$

α : facteur d'imperfection donné en fonction de la courbe de flambement

Quelque soit l'axe de flambement, pour notre cas la courbe de flambement en (c) $\alpha = 0.49$

Selon (y-y') :

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,49(0,58 - 0,2) + 0,58^2] = 0,76$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,76 + [0,76^2 - 0,58^2]^{0.5}} = 0,80$$

Selon (z-z') :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,98(0,98 - 0,2) + 0,98^2] = 1,37$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,37 + [1,37^2 - 0,98^2]^{0,5}} = 0,43$$

En prend : $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,76; 1,37) = 0,76$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times B_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,76 \times 65,3 \times 355 \times 1 \times 100}{1,1} = 1601,63 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 327,76 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 327,76 \text{ KN}$ vérifie

VI.3.2.3-Vérification à la traction de la diagonale tendue

Dans les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} , N_{u,Rd} , N_{net,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{65,3 \times 355 \times 100}{1,1} = 2107,40 \text{ KN}$$

Avec : $\begin{cases} \gamma_{M_0} = 1,1 \\ \gamma_{M_2} = 1,25 \end{cases}$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_2}}$$

$$A_{net} = A - td_0 = 65,3 \text{ cm}^2 - (1,4 \times 2,4) = 61,94 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 6194 \times 355}{1,25} = 1583,18 \text{ KN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{6194 \times 355}{1,1} = 1998,972 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \min (2107,40 \text{ KN} , 1583,18 \text{ KN} , 1998,972 \text{ KN}) = 1583,18 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 327,76 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 1583,18 \text{ KN}$ (Condition vérifiée).

Donc le profilé choisi résiste à la traction

VI.4-Conclusion

D'après toutes les vérifications précédentes, nous avons démontré que la stabilité longitudinale de la structure est assurée par des palées de stabilité en X, ainsi que la stabilité transversale est assurée par des palées de stabilité en V renversé réalisées avec des profilés en HEB180, dimensionnées à la traction et à la compression.

Chapitre VII : Etude des assemblages

VII.1-Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc un point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

VII.1.1-Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

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

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

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

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

VII.1.2-Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont

- le rivetage
- le boulonnage
- le soudage
- le collage

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- le fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraint dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnant en cisaillement.
- le fonctionnement par adhérence : dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

VII.1.3-Précaution constructive

Il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, au travers de l'assemblage la transmission parfaite des forces doit être parfaite afin de ne pas créer des efforts ou des moments secondaire parasites.

VII.2-Présentations de logiciel Robot millennium

ROBOT Millennium est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales.

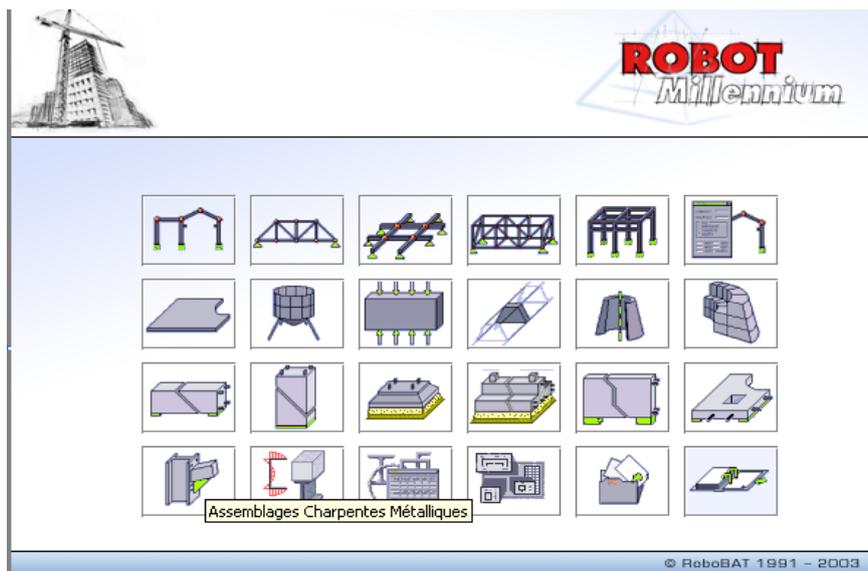


Figure VII.1: Présentations de logiciel Robot millenium

Nous avons utilisé ce logiciel pour le calcul et vérification des assemblages.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas on aura à utiliser la norme NF P-22-460.

VII.3-Calcul des assemblages

VII.3.1-Assemblage poteau HEM450 – poutre IPE400 :(jarret)

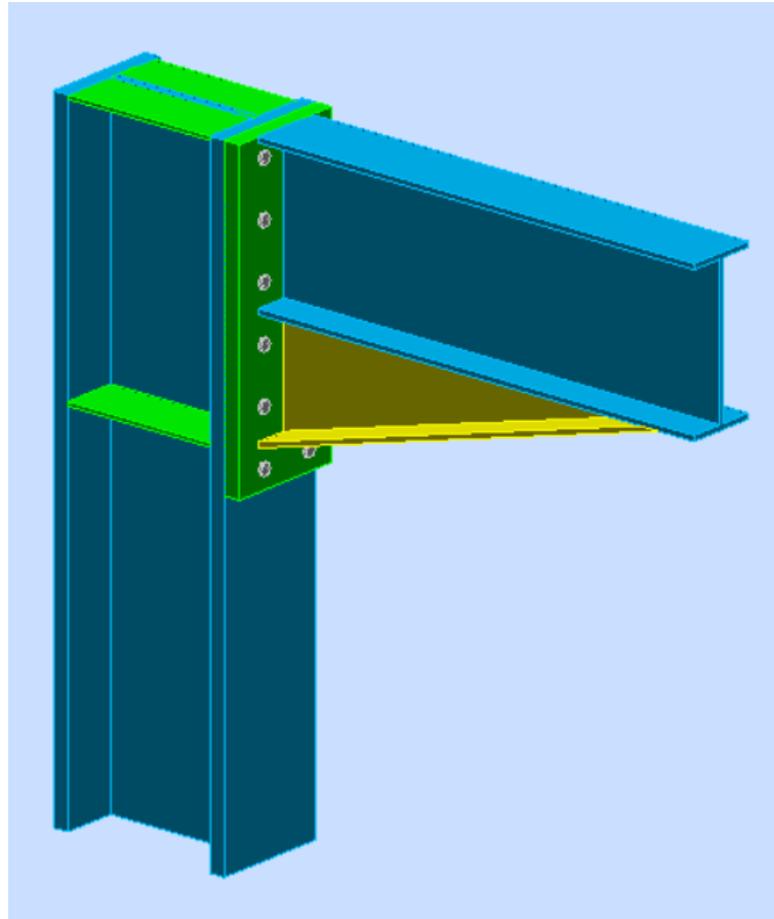


Figure VII.2: Vue en 3D de l'Assemblage poteau – poutre:(jarret)



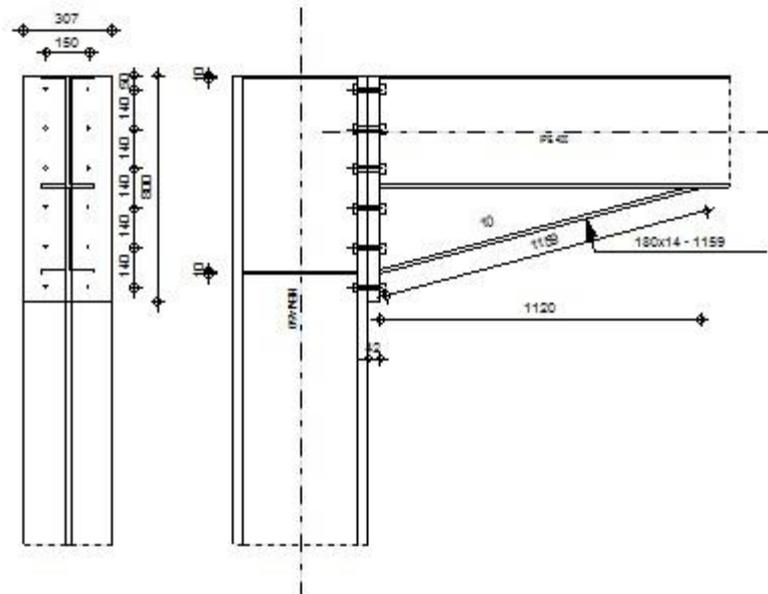
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009-D'essai

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF P 22-460

OK

Ratio
0.20



GENERAL

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEM 450
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 478$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 307$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 40$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 335.438$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 131484.000$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ec} = 235.00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 400
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 84.464$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 23128.400$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{eb} = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon

BOULONS

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $F_b = 113.04$ [kN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangés des boulons
 $h_1 = 50$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement 150 [mm]
 Entraxe 140;140;140;140;140 [mm]

PLATINE

$h_p = 800$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 307$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 42$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ep} = 235.00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$b_f = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_f = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_w = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_w = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $\alpha = 15.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{su} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Inférieur

$h_{sl} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sl} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{sl} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

$M_y = 68.56$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 69.18$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 0.00$ [kN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boul on N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	62	71			22	37	38	65			32	40			
2	Centraux	62	71					38	65							140

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
	x															
3	Centraux	62	71					38	65							140
4	Centraux	62	71					38	65							140
5	Centraux	62	71					38	65							140

x = 58 [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	636	307.54	0.00	355.43	353.12	113.04	-> 113.04	100.00
2	496	118.98	141.47	200.07	176.63	113.04	-> 113.04	100.00
3	356	118.98	141.47	200.07	176.63	113.04	-> 113.04	100.00
4	216	118.98	141.47	200.07	176.63	113.04	-> 113.04	11.28
5	76	118.98	141.47	200.07	176.63	113.04	-> 113.04	0.00

- d_i – position du boulon
- F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- F_s – effort transféré par la soudure
- F_p – effort transféré par l'aile du porteur
- F_b – effort transféré par le boulon
- F_i – effort sollicitant réel

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{tot} = 703.74$ [kN] Effort total dans la semelle comprimée $F_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot (p_i/100)]$
 $M_{tot} = 341.93$ [kN*m] Moment Résultant Total $M_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)]$ [9.2.2.2]
 Moment [9.2.2.2.1]
 $M_y \leq M_{tot}$ 68.56 < 341.93 **vérifié** (0.20)
 Effort tranchant [8.1.2]
 $Q_{adm} = 37.30$ [kN] $Q_{adm} = 1.1 \cdot \mu_v \cdot (P_v - N_t)$
 $Q_1 \leq Q_{adm}$ 5.76 < 37.30 **vérifié** (0.15)
 Effort axial [9.1]
 $F_{min} = 203.47$ [kN] $F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot \sigma_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$
 $|F_x| \leq F_{min}$ |0.00| < 203.47 **vérifié** (0.00)
 La méthode de calcul est applicable

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 141.10$ [kN] Effort de compression $F_{res} = F_{tot} \cdot M/M_{tot}$
 Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]
 $N_{c adm} = 703.74$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc}/A_b$
 $F_{res} \leq N_{c adm}$ 141.10 < 703.74 **vérifié** (0.20)

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]
 $F_{res} \leq F_{pot}$ 141.10 < 2835.49 **vérifié** (0.05)
 Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)
 $V_R = 1323.61$ [kN] Effort tranchant dans l'âme $V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$
 $|F_{res}| \leq V_R$ |141.10| < 1323.61 **vérifié** (0.11)

REMARQUES

Pince du boulon à l'âme du profil trop grande.
 Epaisseur de la platine trop grande.

65 [mm] > 64 [mm]
 42 [mm] > 36 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.20

VII.3.2-Assemblage poutre(s) HEA280 – poteau HEM450

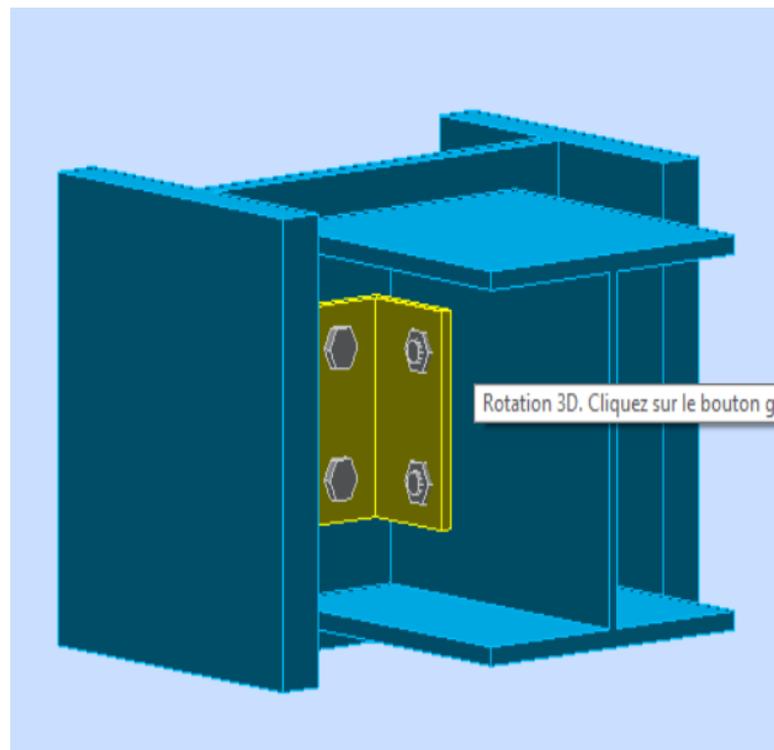
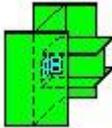


Figure VII.3: Vue en 3D de l'Assemblage poutre(s) – poteau

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009-D'essai</p> <p>Calcul de l'assemblage par cornières</p> <p>CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)</p>	 <p>Ratio 0.14</p>
---	--	--

Profilé :	CAE 100x10		
$\alpha_3 =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_c =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_c =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	150	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau :	ACIER		
$\sigma_c =$	235.00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Classe =	10.9		Classe du boulon
$d' =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$A'_s =$	1.570	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	2.011	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f'_y =$	670.00	[MPa]	Limite de plasticité
$f'_u =$	1000.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	2.00		Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Classe =	10.9		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1.570	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2.011	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	670.00	[MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	1000.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	2.00		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon

EFFORTS

Cas :	Calculs manuels		
$T =$	13.96	[kN]	Effort tranchant

RESULTATS

BOULONS

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 * n * A_s * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |13.96| < 147.15 \quad \text{vérifié} \quad (0.09)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_s * f'_y \quad |13.96| < 273.49 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |13.96| < 97.10 \quad \text{vérifié} \quad (0.14)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad |13.96| < 947.52 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad |13.96| < 423.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad |13.96| < 259.06 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

CORNIERE

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 13.96 | < 242.76 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | 13.96 | < 451.20 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | 13.96 | < 352.50 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | 13.96 | < 352.50 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | 13.96 | < 240.14 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad | 13.96 | < 240.14 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad | 13.96 | < 217.60 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad | 13.96 | < 250.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

REMARQUES

Hauteur du grugeage supérieur trop faible. 0 [mm] < 16 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.14

VII.3.3-Assemblage poutre(p) IPE400 – solive IPE160

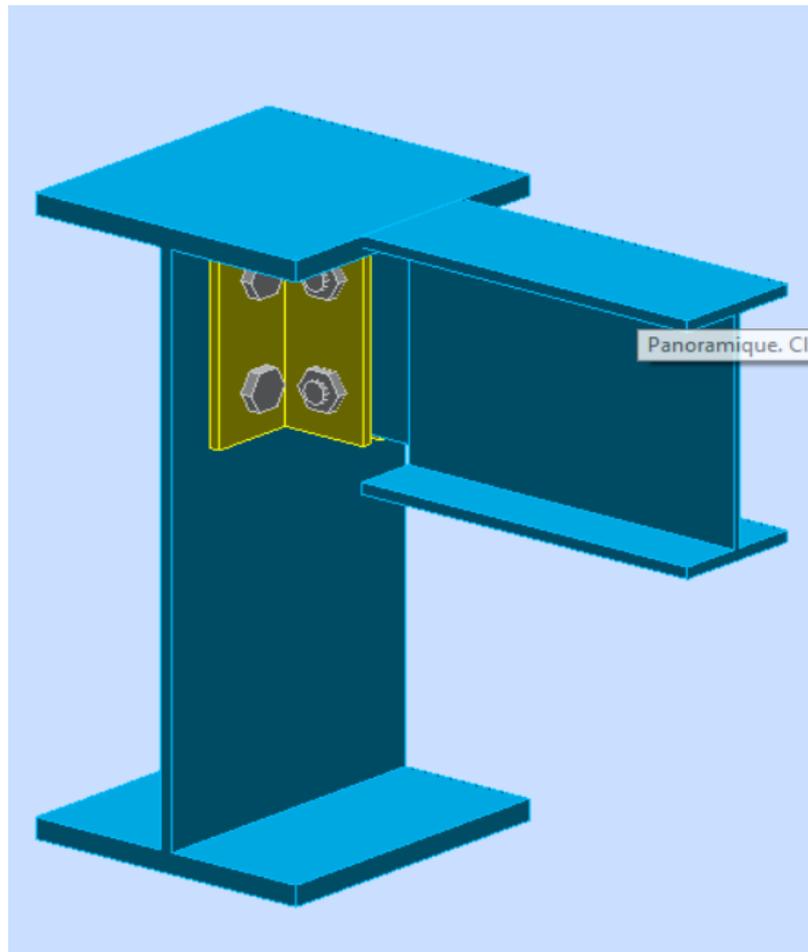
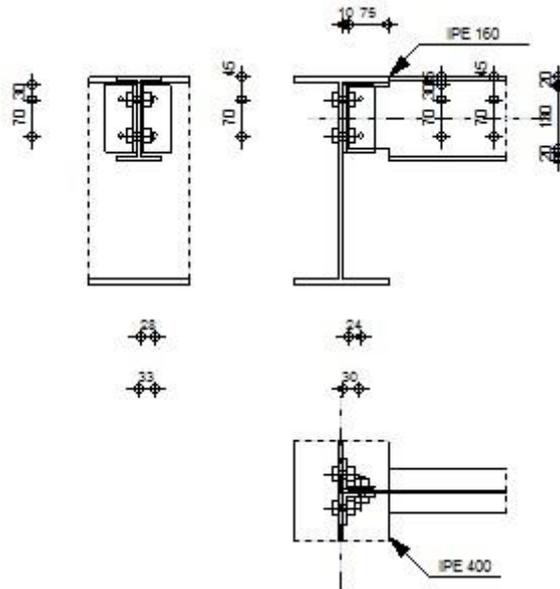


Figure VII.4: Vue en 3D de l'Assemblage poutre(p) – solive

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009-D'essai</p> <p>Calcul de l'assemblage par cornières</p> <p>CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)</p>	<p>OK</p> <p>Ratio 0.09</p>
---	--	---



GENERAL

Assemblage N° : 2
 Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)

GEOMETRIE

POUTRE PORTEUSE

Profilé : IPE 400
 $\alpha_1 = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h = 400$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b = 180$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_w = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_f = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r = 21$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A = 84.464$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_y = 23128.400$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau : ACIER
 $\sigma_e = 235.00$ [MPa] Résistance

POUTRE PORTEE

Profilé : IPE 160
 $\alpha_2 = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 160$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb} = 82$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 20.091$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 869.293$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{eb} = 235.00$ [MPa] Résistance

ENCOCHE DE LA POUTRE PORTEE

$h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 20$ [mm] Encoche inférieure

h₁ = 20 [mm] Encoche supérieur
 l = 75 [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé : CAE 60x6
 α₃ = 0.0 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_c = 60 [mm] Hauteur de la section de la cornière
 b_c = 60 [mm] Largeur de la section de la cornière
 t_c = 6 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 r_c = 8 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 L_c = 130 [mm] Longueur de la cornière
 Matériau : ACIER
 σ_c = 235.00 [MPa] Résistance

BOULONS

Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d' = 14 [mm] Diamètre du boulon
 A'_s = 1.150 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A'_v = 1.539 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_y = 550.00 [MPa] Limite de plasticité
 f_u = 800.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n' = 2.00 Nombre de rangées des boulons
 h'₁ = 30 [mm] Niveau du premier boulon

Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 A_s = 1.150 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1.539 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_y = 550.00 [MPa] Limite de plasticité
 f_u = 800.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 2.00 Nombre de rangées des boulons
 h₁ = 30 [mm] Niveau du premier boulon

EFFORTS

Cas : Calculs manuels
 T = 3.35 [kN] Effort tranchant

RESULTATS

BOULONS

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)
 $T \leq 1.3 * n * A_s * f_y / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)}$ | 3.35 | < 117.45 **vérifié** (0.03)
 cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)
 $T \leq 1.3 * n' * A'_s * f_y$ | 3.35 | < 164.45 **vérifié** (0.02)

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)
 $T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2)/\delta^2)}$ | 3.35 | < 70.49 **vérifié** (0.05)
 Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e$	3.35 < 339.53	vérifié	(0.01)
Pince transversale			
$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb}$	3.35 < 73.44	vérifié	(0.05)
Effort tranchant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb}$	3.35 < 70.27	vérifié	(0.05)
Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb}$	3.35 < 37.60	vérifié	(0.09)

CORNIERE

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)}$	3.35 < 169.18	vérifié	(0.02)
Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c$	3.35 < 236.88	vérifié	(0.01)
Pince transversale (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c$	3.35 < 211.50	vérifié	(0.02)
Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 2.5 * n' * t_c * d' * \sigma_c$	3.35 < 211.50	vérifié	(0.02)
Effort tranchant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c$	3.35 < 124.55	vérifié	(0.03)
Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c$	3.35 < 124.55	vérifié	(0.03)
Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c$	3.35 < 206.78	vérifié	(0.02)
Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c$	3.35 < 231.57	vérifié	(0.01)

REMARQUES

Longueur du grugeage trop faible.	75 [mm] < 76 [mm]
Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre	130 [mm] > 127 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	8 [mm] < 9 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	8 [mm] < 9 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.09

VII.3.4-Assemblage des palées de stabilité HEA180 - poteau HEM450

Les efforts

La diagonale est constituée d'une section HEA180 reprenant un effort de traction

$N_d = 46818 \text{ daN}$; Gousset (soudé sur le poteau): $e = 12 \text{ mm}$

Nombre de boulons

On prendra **6** boulons ordinaires

Les boulons doivent reprendre la totalité des efforts. Pour choisir leur classe et leur diamètre il faudra calculer l'effort revenant à chaque boulon, Sachant que les boulons travailleront aux cisaillement (la diagonale étant attachée aux deux extrémités, on aura un double cisaillement).

Soit :

$$\frac{46818}{2 \times 6} = 3901.50 \text{ daN/boulon}$$

On prendra 6 boulon $\Phi 16$ de classe 10.9.

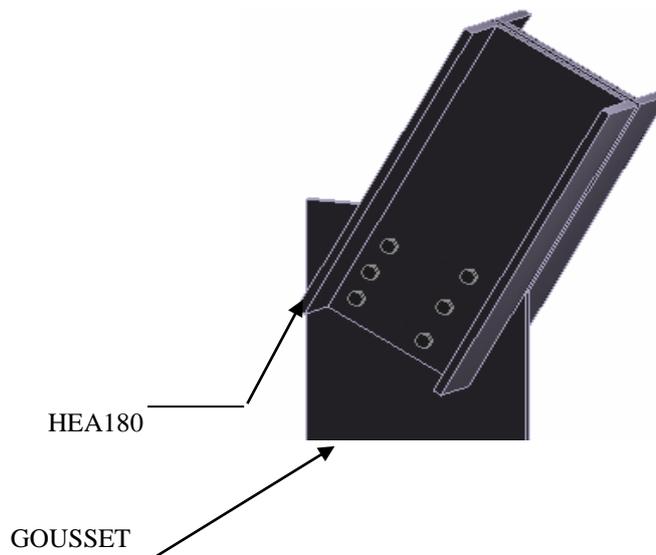


Figure VII.5: Assemblage des palées de stabilité – poteau

VII.4-Conclusion

Après conception et vérification des assemblages nous passons à un autre assemblage qui est la liaison de la structure avec le sol, que sera étudiée dans le chapitre suivant.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1-Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2-Pré dimensionnement des éléments du sous sol

VIII.2.1-Les dalles

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles reposent sur deux, trois, ou quatre appuis.

La détermination de l'épaisseur de la dalle, dépend de plusieurs conditions :

a) Résistance a la flexion

-pour les dalles reposant sur 2 appuis on a : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

-et pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis ; $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

Dans notre bâtiment, les dalles repesent sur quatre appuis.

La dalle la plus sollicitée est de dimension (4,15 x 3, 85) m².

Soit lx, ly les portées mesurées entre nus des appuis avec lx la plus petite portée de cette dalle donc : lx = 3,85 m

Ceci engendre :

$385/50 \leq e \leq 385/40$

$7,70 \leq e \leq 9,62 \text{ cm}$ on prend e = 9 cm

b) Condition de résistance au feu

Pour des dalles portant sur 2, 3 et 4 appuis

Tableau VIII .1 : Condition de résistance au feu.

Résistance en feu en Heures	1/2	1	1 ½	2	3
Epaisseur minimal : e ≥ (cm)	6	7	9	11	15

On admet: e =15 cm

c) Condition sur la flèche

Pour le prédimensionnement, nous prendrons le cas le plus défavorable, sur une bande de 1m de largeur et de longueur 3,85m avec une épaisseur e=15 cm, supposée travaillant comme une poutre encastree sur les deux extrémités, nous devons vérifier les conditions suivantes :

$f_{max} < L_{max} / 500$; si la porté L est au plus égale à 5m.

$f_{max} < 0.5 \text{ cm} + L_{max} / 1000$; si la porté L est supérieur à 5 m.

(Selon CBA : B65.3).

Dans notre cas : $L_{max} = 385 \text{ cm}$, avec :

$G = 636 \text{ kg/m}^2$ \longrightarrow Charge permanente.

$Q = 400 \text{ kg/m}^2$ \longrightarrow Charge d'exploitation.

(Plancher RDC et s/sol : voir descente de charge).

$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = 1458,6 \text{ kg/ml}$

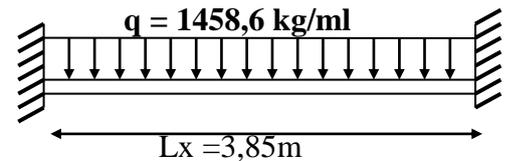
$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}, \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$

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

$$I = \frac{be^3}{12}$$

$$E = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 321642 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3)}{(384 \cdot E \cdot b)}} \Rightarrow e \geq 14,21 \text{ cm}$$



La vérification par la formule empirique

$$e \geq \frac{L}{22.5}$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{385}{22.5} = 17,11 \Rightarrow e = 17,11 \text{ cm}$$

Conclusion:

$$e = \max \{9, 15, 14,21, 17,11\}$$

D'après les conditions précédentes, on optera pour une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$, pour les dalles niveau s/sol. Donc :

$e = 20$

VIII.2.2-Les poutres en béton armé

On a :

$$L/15 \leq ht \leq L/10 \quad \text{avec } L_{max}=4,15\text{m donc : } 27,66 \leq ht \leq 41,5$$

On prend : $ht=40\text{cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \longrightarrow \quad b=30\text{cm}$$

Donc on aura des poutres (30cmx40cm).

Ferraillage

$$M_{max}^{appui} = 49,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^{travée} = 24,77 \text{ KN.m}$$

Nappe supérieure : 4 T16 filantes + 4T 20chapeaux aux appuis.

Nappe inférieure : 4 T16 filantes + 4T20 renforts à mi- travée.

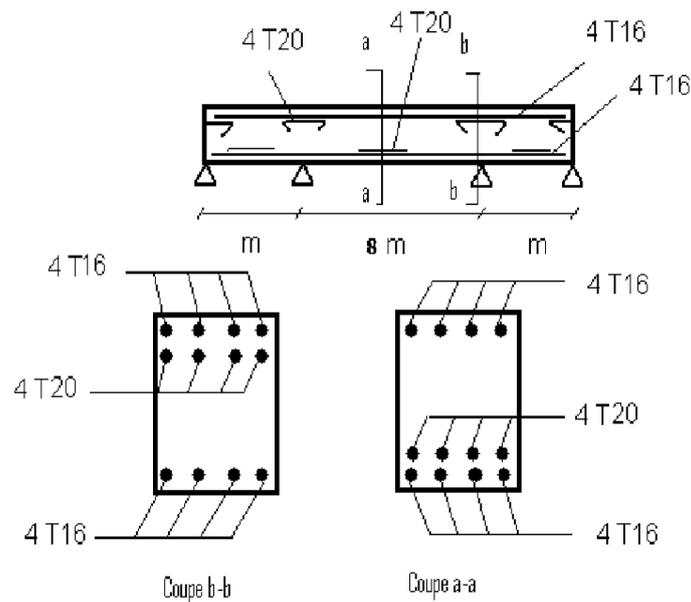


Figure VIII.1 : Ferrailage des poutres

VIII.2.3-Les poteaux en béton armé

Les armatures longitudinales doivent satisfaire les recommandations du RPA 99/2003(art.7.4.2.1). Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Les pourcentages en (zone II) sont limités à :

$0,8\% B \leq A_s \leq 4\% B$ en zone courante.

$0,8\% B \leq A_s \leq 6\% B$ en zone de recouvrement.

On prendra des poteaux (50cm x 80cm).

Ferrailage à ELU

Section(cm ²)	M ^{ELU} max(KN,m)	N corespondant(KN)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)
50x80	222.031	320.25	2,021	32

section	barres choisies	A _s adoptée(cm ²)
50x80	16T20+2 cadre en T 8	50,24

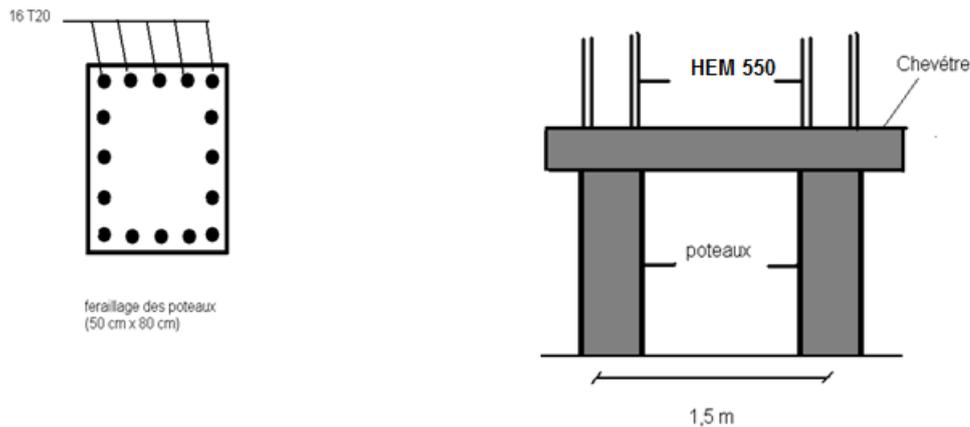


Figure VIII.2 : Ferrailage des poteaux

VIII.3-Etude du Voile Périphérique

VIII.3.1-Dimensionnement

Pour notre structure nous avons un sous-sol :

Pour le sous-sol, on peut faire le ferrailage du voile périphérique du sous sol le plus sollicité et on généralise le voile périphérique pour le tout :

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm. La hauteur de voile périphérique = 3,50 m.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

a) Etape de calcul

- Détermination des sollicitations

Détermination du coefficient de poussé

$$k_p = \tan^2(45^\circ - \phi / 2)$$

ϕ : Angle de frottement du remblai = 30°

D'où $K_p = 0,33$ ($\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$)

-La force de poussée P donnée par la formule suivante :

$$P = (1/2) K_p \cdot \gamma_r \cdot (H_{tot})^2$$

$$H_{tot}=2,80m \text{ d'ou } (H_{tot})^2 = 7,84 \text{ m}$$

$$\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$K_p = 0,33$$

$$\text{D'où } P = 23,28 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la contrainte de poussée

Les calculs se font pour le voile le plus sollicité (4, 15 × 3, 50) m² et pour une bande de 1m de largeur.

- A la base (niveau de fondation) $\sigma_h = \gamma \times h \times K_p = 1,66 \text{ t/m}^2$

- au niveau h=2,80m (en tête) $\sigma_h = \gamma \times h \times K_p = 0 \text{ t/m}^2$

La charge est triangulaire et assimilée a un chargement uniformément repart, on prendra une moyenne $Q=0,83 \text{ t/m}^2$

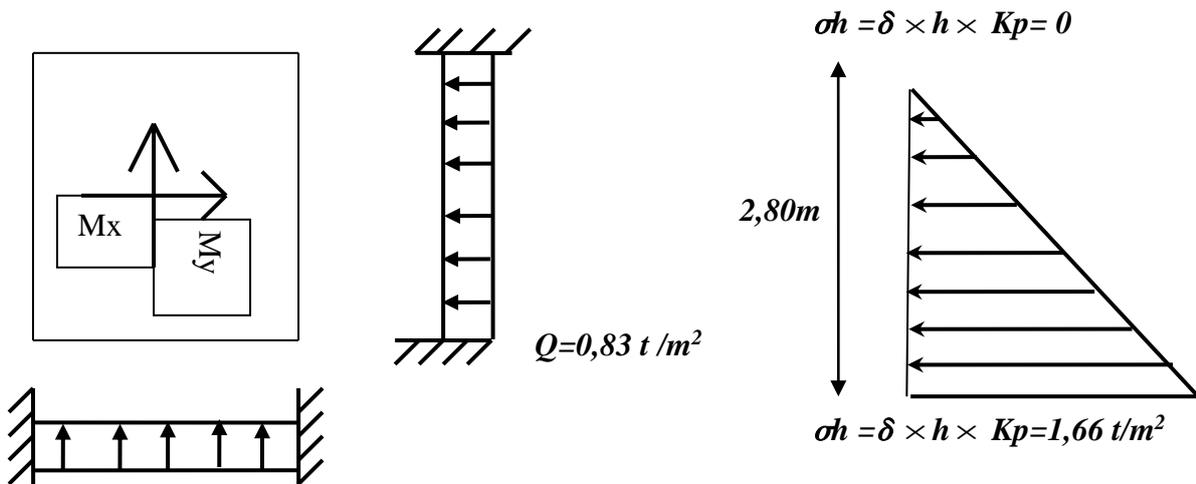


Figure VIII.3 : La contrainte de poussée

VIII.3.2-Ferraillage du voile périphérique

1. Méthode de calcul

Le voile dans ce cas fonctionne comme une dalle pleine. Les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à la pression des terres.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

$L_x = 3,85m$

$L_y = 4,15m \implies 0,92 \geq 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens.

$L_x / L_y = 0,92$

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Avec :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU) (voire cours béton arme BAEL 91).

A ELU : $\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \cdot \alpha^3)}$ $\mu_y = \alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha]$

A l'ELS : $\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2 \cdot \alpha^3)}$ $\mu_y = \alpha^2 [1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2]$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75 \cdot M_x ; M_{ty} = 0.75 \cdot M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5 \cdot M_x ; M_{ay} = 0.5 \cdot M_y$).

Tableau VIII.2 : Les facteurs de calcul

panneau x	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	μ_{xels}	μ_{yels}	μ_{xelu}	μ_{yelu}	q_u (KN/m ²)
3.85x4,15	3.85	4,15	0,92	0,048	0,78	0,043	0,83	8,30

2- Calcul du ferrailage

- Détermination des efforts

Tableau VIII.3 : Les efforts a L'ELU ($v = 0$)

Lx(m)	Ly(m)	Lx / Ly	Sens x-x			
			μ_x	M _x (KN.m)	M _{tx} (KN.m)	M _{ax} (KN.m)
3,85	4,15	0,92	0,043	5,11	3,83	2,55
			Sens y-y			
			μ_y	M _y (KN.m)	M _{ty} (KN.m)	M _{ay} (KN.m)
			0,83	4,24	3,18	2,12

Tableau VIII.4 : Les efforts à L'ELS ($v = 0.2$)

Lx(m)	Ly(m)	Lx / Ly	Sens x-x			
			μ_x	M _x (KN.m)	M _{tx} (KN.m)	M _{ax} (KN.m)
3,85	4,15	0,92	0,048	5,90	4,42	2,95
			Sens y-y			
			μ_y	M _y (KN.m)	M _{ty} (KN.m)	M _{ay} (KN.m)
			0,78	4,60	3,45	2,30

- Calcul des armatures à L'ELU

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : Le ferrailage a L'ELU. $v = 0$

sens	Appui		Travée	
	Xx	yy	Xx	yy
M (KN.m)	2,645	2,195	4,49	3,73
As (cm)	0,447	0,371	0,73	0,61
As min (cm ² /ml)	2,17	2,17	2,17	2,17
Choix des barres/ml	10HA10	10HA10	10HA12	10HA10
Espacement (cm)	20	20	20	20

- Calcul des armatures à L'ELS

Tableau VIII.6 : Le ferrailage a L'ELS. $v = 0.2$

Sens	Appui		Travée	
	Xx	yy	Xx	yy
M (KN.m)	2,95	2,303	5,015	3,915
As (cm)	0,498	0,389	0,82	0,643
As min (cm ² /ml)	2,17	2,17	2,17	2,17
choix des barres/ml	10HA10	10HA10	10HA12	10HA10
Espacement (cm)	20	20	20	20

VIII.3.3-Vérifications

1) - Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont

- Un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

2) - Condition de non fragilité

Pour une dalle travaillant dans les deux sens la condition de non fragilité selon le B.A.E.L 91 est la suivante :

➔ Sens-y-y

$$A_y \geq A_y^{\min} \quad \text{tel que } A_y^{\min} = \rho_0(y) = 8 \cdot \text{épaisseur}$$

pour $F_c = 400$

➔ Sens x-x

$$A_x \geq A_x^{\min} \quad \text{tel que } A_x^{\min} = \rho_0(y) \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} \times A_y^{\min}$$

3)- Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité : $\delta_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$
 $\delta_t \leq 33\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée}$

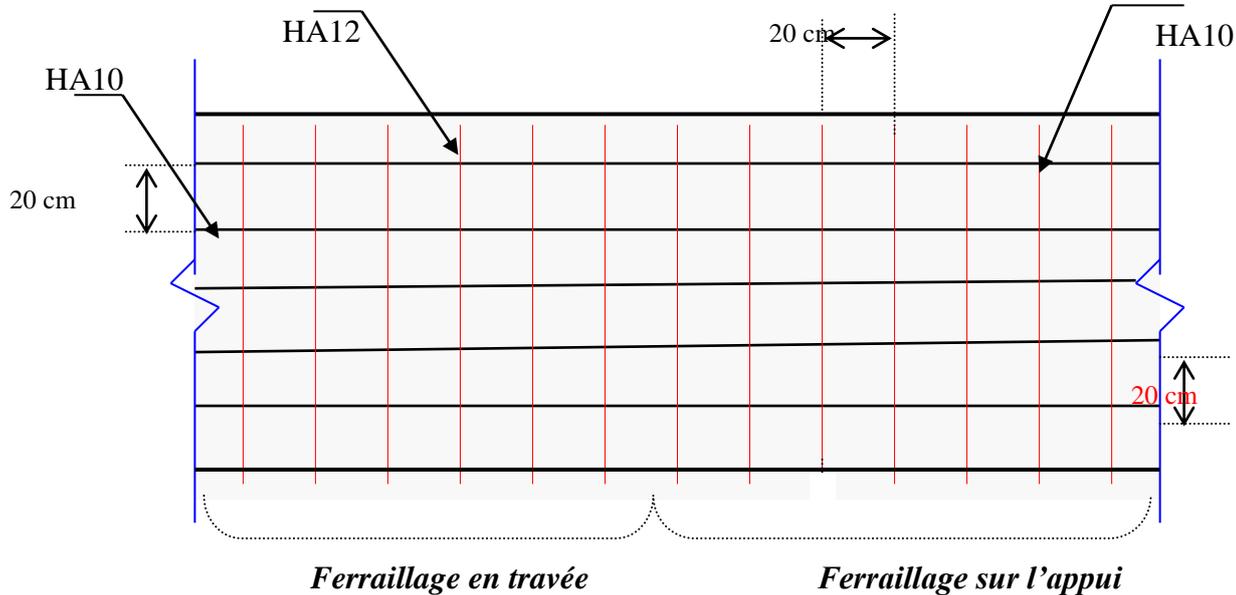


Figure VIII.4 : Ferrailage du voile périphérique

VIII.4-Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumise à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier. Le radier est:

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semelle pour mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII.4.1-Prédimensionnement du radier

VIII.4.1.1-Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol; le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \implies \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 3 \text{ kg/cm}^2$

I : Etant l'inertie de la section du radier. (Bande de 1m)

E : Module d'élasticité $E = 32164,19 \text{ kg/cm}^2$

D'où:

$$H \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,15\right)^4 \frac{3 \times 3}{32164,19}} = 0,24m ;$$

VIII.4.1.2-Condition forfaitaire

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} ; L_{\max} = 4,15m$$

$$h \geq \frac{415}{10} = 41,5cm$$

D'après ces conditions, nous adoptons une épaisseur du radier : $h = 50cm$

VIII.4.1.3-Détermination de la surface minimale du radier

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais pour des raisons pratiques, nous adopterons un débord de 50cm sur toute la périphérie du radier.

Soit un radier de $567,87 \text{ m}^2$.

VIII.4.1.4-Détermination des efforts

Poids du radier.

$$P_{\text{rad}} = (0,5 \times 2,5 \times 567,87) = 710 \text{ t}$$

Charge permanente apportée sur le radier G_{tot}

$$G_{\text{tot}} = P_1 \text{ (superstructure)} + P_2 \text{ (infrastructure)}$$

$$G_{\text{tot}} = 2190 + 1288 = 3478 \text{ t}$$

Surcharge d'exploitation totale Q_{tot}

$$Q_{\text{tot}} = P_1 \text{ (superstructure)} + P_2 \text{ (infrastructure)}$$

$$Q_{\text{tot}} = 525 + 75 = 600 \text{ t}$$

VIII.4.1.5-Combinaison d'action

ELU: $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 3478 + 1,50 \cdot 600 = 5595,30 \text{ t}$

$N_u = 5595,30 \text{ t}$

ELS: $N_{ser} = G + Q = 3478 + 600 = 4078 \text{ t}$

$N_{ser} = 4078 \text{ t}$

VIII.4.2-Vérifications

VIII.4.2.1-Vérification à la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau'_u = 0,05 f_{c28}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9h_d = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm}$

$V_u = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$

$V_u = \frac{5595,30 \times 1}{567,87} \cdot \frac{4,15}{2} = 20,44 \text{ t}$

$\tau_u = \frac{20,44}{0,45} = 45,43 \text{ t} / \text{m}^2 = 0,45 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,45 \text{ MPa} < \tau'_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

VIII.4.2.2-Vérification à l'effet de sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$N \geq \alpha \gamma h S_r$

Avec :

N : effort normale total du bâtiment à la base du radier : $5595,30 \text{ t}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3,70 \text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 567,87 \text{ m}^2$)

$\alpha \gamma h S_r = 1,5 \times 1 \times 3,70 \times 567,87 = 3151,67 \text{ t}$

$\alpha \gamma h S_r = 3151,67 \text{ t} < 5595,30 \text{ t}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

VIII.4.2.3-Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale

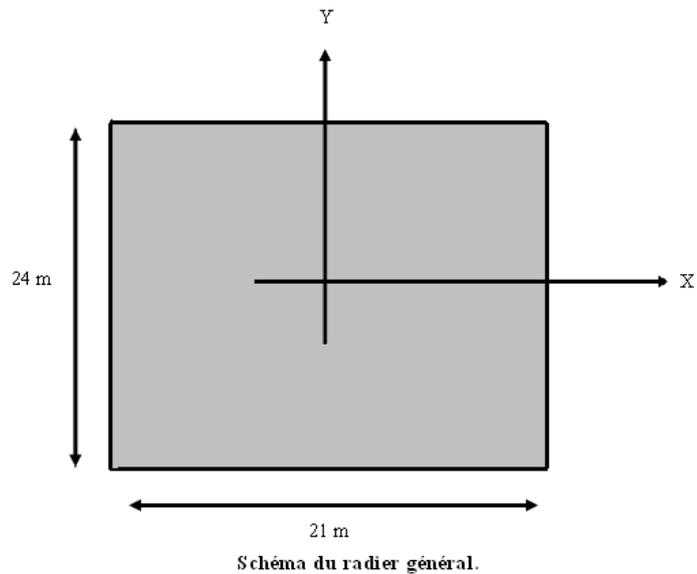
-Caractéristiques géométriques du radier

Centre de gravité du radier : $\begin{cases} XG=14,70 \text{ m} \\ YG =11,02 \text{ m} \end{cases}$

Les inerties sont :

$$I_x = 26230 \text{ m}^4.$$

$$I_y = 46674 \text{ m}^4.$$



Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5\bar{\sigma}_s = 3bars$$

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$$

-Vérification au non soulèvement des fondations (0,8G+E)

Sens x-x :

N (KN)	S (m ²)	M (KN,m)	I _x (m ⁴)	X _g (m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)
27824	567,87	51138	26230	14,70	77,66	20,34	63,33

$$\sigma_m = 63,33 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

N (KN)	S (m ²)	M (KN,m)	Iy (m ⁴)	Yg (m)	σ1 (KN/m ²)	σ2 (KN/m ²)	σm (KN/m ²)
27824	567,87	49722	46674	11,02	60,74	37,26	54,87

$$\sigma_m = 54,87 \text{KN/m}^2 < 300 \text{KN/m}^2.$$

-Vérification de la compression (G + Q + E)

Sens x-x :

N (KN)	S (m ²)	M (KN,m)	Ix (m ⁴)	Xg (m)	σ1 (KN/m ²)	σ2 (KN/m ²)	σm (KN/m ²)
40780	567,87	51138	26230	14,70	100,47	43,15	86,14

$$\sigma_m = 86,14 \text{KN/m}^2 < 300 \text{KN/m}^2.$$

Sens y-y :

N (KN)	S (m ²)	M (KN,m)	Iy (m ⁴)	Yg (m)	σ1 (KN/m ²)	σ2 (KN/m ²)	σm (KN/m ²)
40780	567,87	49722	46674	11,02	83,55	60,07	77,68

$$\sigma_m = 77,68 \text{KN/m}^2 < 300 \text{KN/m}^2.$$

D'après les calculs ci-dessus on peut dire que la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VIII.4.3-Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peu être alternativement noyé et émergé en eau douce.

- Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx}=0.75 \times M_x ; M_{ty}=0.75 \times M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax}=0.5 \times M_x ; M_{ay}=0.5 \times M_y$).

- Evaluation des charges et surcharges :

Les valeurs des charges ultimes.

- ELU

$$S=567,87m^2$$

$$q_u = \frac{N_U}{S_{rad}} = 98,53KN / m^2 \quad q_u = 98,53KN / m^2$$

- ELS

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 71,81KN / m^2 \quad q_{ser} = 71,81KN / m^2$$

- Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité ; qui est le panneau (3,85x4,15) m² :

a) Détermination des efforts

Tableau VIII.7 : Calcul des efforts a L'ELU $\nu = 0$

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_x kN.m	M_{tx} kN.m	M_a kN.m	μ_y	M_y kN.m	M_{ty} kN.m	M_a kN.m
3,85	4,15	0,92	0,043	62,79	47,09	31,39	0,83	52,12	39,09	19,54

Tableau VIII.8 : Calcul des efforts à L'ELS $\nu = 0.2$

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_x kN.m	M_{tx} kN.m	M_a kN.m	μ_y	M_y kN.m	M_{ty} kN.m	M_a kN.m
3,85	4,15	0,92	0,048	51,09	38,31	25,54	0,78	39,85	29,88	14,94

a) Calcul des armatures à L'ELU :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le ferrailage à L'ELU

Tableau VIII.9 : Ferrailage du radier a L'ELU

	sens x		Sens y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (MN.m)	0,031	0,047	0,0195	0,0390
μ	0,0108	0,0163	0,0067	0,0135
α	0,0135	0,0205	0,0084	0,016
Z (m)	0,447	0,446	0,448	0,447
A_s (cm ² /ml)	1,989	3,025	1,248	2,506
A_{smin} (cm ² /ml)	7,6	7,6	7,6	7,6
Choix	6 HA 14	6 HA 14	6 HA 14	6 HA 14
A_{schoix} (cm ² /ml)	9,24	9,24	9,24	9,24
S_t (cm)	20	20	20	20

b) Détermination des armatures à L'ELS

Le ferrailage a L'ELS

Tableau VIII.10 : Ferrailage du radier a L'ELS

	Sens x		Sens y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_{ser} (MN.m)	0,02554	0,03831	0,014	0,029
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
d (m)	0,45	0,45	0,45	0,45
Z (m)	0,44	0,44	0,44	0,44
A_s (cm ² /ml)	1,71	2,46	0,895	1,86
A_{smin} (cm ² /ml)	7,6	7,6	7,6	7,6
Choix	6 HA 14	10 HA 14	6 HA 14	6 HA 14
A_s choix (cm ² /ml)	9,24	15,4	9,24	9,24
S_t (cm)	20	20	20	20

- Ferrailage transversal

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4MPa)$$

$$V_u = q_u \times L / 2 = 20,43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,045 \text{ Mpa} < 3.26 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.4-Les vérifications

a) Condition de non fragilité

Pour une dalle travaillant dans les deux sens la condition de non fragilité est la suivante :

Sens-y

$$A_y \geq A_y^{\min} \quad \text{tel que } A_y^{\min} = \rho_0(y) = 8.\text{epaisseur}$$

$$\text{pour } F_e = 400$$

Sens x

$$A_x \geq A_x^{\min} \quad \text{tel que } A_x^{\min} = \rho_0(y) \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

D'après les tableaux qui précèdent, on remarque que la condition est vérifiée.

b) Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$\delta_t \leq \min(3h; 33cm)$$

$$\delta_t \leq 21cm \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.4.5-Etude du débord du radier

Le débord du radier est assimilé a une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1m.

1) Ferrailage du débord

$$b = 1m$$

$$h = 50cm$$

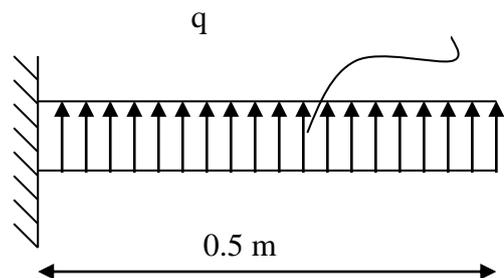
$$d = 45cm$$

$$L = 0.5m$$

$$q_u = 98,53 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = 71,81 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$$



▪ Calcul à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 12.31 \text{ KN.m}$$

Tableau VIII.11 : Ferrailage du débord à L'ELU

$M_u (KN.m)$	$d(m)$	μ	Z (m)	$A_s (cm^2)$
12,31	0,45	0,0042	0,449	0,787

▪ Calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 8,97 KN.m$$

Tableau VIII.12 : Ferrailage du débord à L'ELS

M_{ser}	d	Z	A_s
8,97	0,45	0,44	0,57

2) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s\min} \quad \text{Tel que} \quad A_{s\min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s\min} = 5,43cm^2$$

$$A_s = \text{Max} (A_{s\min}; A_{s\text{ult}}; A_{s\text{ser}}) = 5,43 cm^2$$

Choix des barres du débord : 6HA14 ($A_s = 9.24cm^2$)

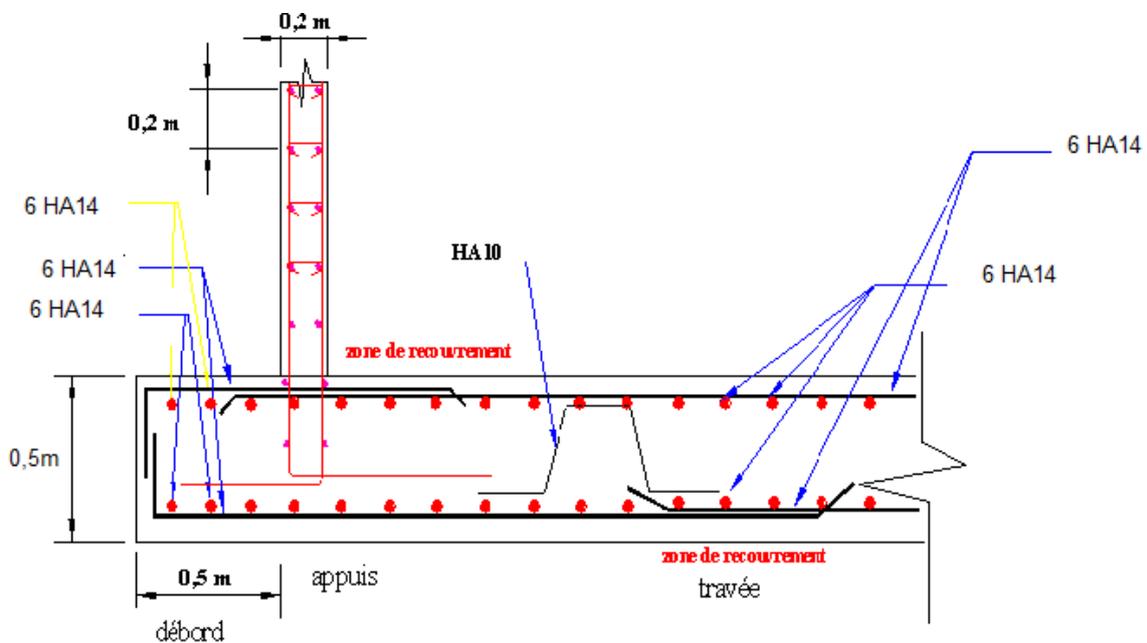


Figure VIII.5 : Ferrailage du radier sens x-x

partie II:

Calcul de VRD

Chapitre IX : Etude de la voirie

IX.1-Généralités

Le mot voie est un terme générique qui s'applique à tous les endroits où sont appelées à circuler les différentes catégories.

IX.2-Définition

La voirie est un réseau constitué d'un espace collectif qui est appelé à couvrir la circulation des différents usagers (piétons, véhicules) avec une certaine fluidité.

IX.3-Classification des voies

Les voies de circulation sont classées en trois catégories :

- **Voies primaires :**

Elles assurent la liaison de la zone à urbaniser avec l'extérieur.

- **Voies secondaires :**

Ce sont des voies situées à l'intérieur de la zone qui relient les quartiers résidentiels et Permettent le passage de certains réseaux divers.

- **Voies tertiaires :**

Ce sont des petites voies réservées à la seule desserte des logements et aires de stationnement.

IX.4-Tracé en plan

C'est une projection orthogonale de la voie sur un plan horizontal, ce dernier est caractérisé par une succession d'alignements droits raccordés par des courbes, il doit satisfaire aux critères suivants :

- Respect des normes techniques réalisées au rayon de raccordement en plan.
- L'intersection des voies se fait en angle droit sauf exception.

La chaussée de la zone d'étude a été choisie en fonction de la circulation qui devrait avoir lieu.

IX.4.1-Plan de piquetage (d'implantation)

C'est un plan sur lequel figurent tous les renseignements qui servent à la matérialisation des axes de la voirie sur le terrain.

IX.4.2-Plan de masse voirie

C'est le plan qui représente sur fond topographique sur lequel figure toutes les caractéristiques géométriques techniques et dimensionnelles des voiries telle que ; rayon de courbure avec toutes leurs caractéristiques, les courbures des trottoirs, la largeur de la chaussée et des trottoirs.

Il sera considéré comme un document pour l'élaboration des profils en long, des profils en travers, pour le tracé en plan de l'AEP, de l'assainissement, de l'éclairage et du plan multi réseaux.

IX.4.3-Rayon de raccordement en plan

Les rayons ont été choisis en respectant :

- la condition de stabilité des usagers.
- les axes de voies s'intersectent perpendiculairement sauf exception.
- des rayons aux intersections facilitant le braquage des véhicules long.

IX.4.4-Choix de vitesse de base

Le choix de vitesse de base VB dépend de :

- Du Type de route.
- D'Importance et genre de trafic (volume, structure).
- De la Topographie, (degré de difficulté du terrain).
- Des Conditions économiques d'exécution et d'exploitation.

La valeur VB choisie doit être ratifiée par l'autorité compétente.

IX.4.5-Effets de la force centrifuge

Lorsqu'une roue chargée circule sur une chaussée et qu'elle subit un effort transversal (force centrifuge dans un virage, effet d'un vent transversal), elle a tendance à :

- Pivoter pour se rapprocher de la direction de la force perturbatrice (dérapage).
- Dévier de sa trajectoire dans le sens de la sollicitation (renversement latéral du véhicule).(figure 1 ci-dessous)

Considérons tout d'abord le dérapage ; il est combattu par une force de sens contraire résultant du frottement peu chaussé que l'on appelle l'adhérence F1.

$$F1 = p.f$$

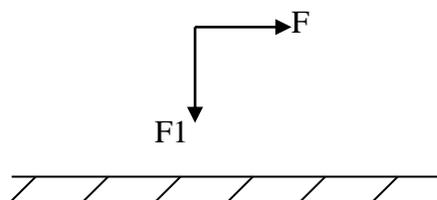


Figure IX.1 : Effets de la force centrifuge

Au moment où le véhicule commence à glisser latéralement, on a l'égalité : $F = F1$.

IX.4.6-Effet de devers

Le devers est une pente donnée au profil en travers d'une chaussée dans les virages, dirigée vers l'intérieur de la courbe. Son rôle est d'absorber une partie de l'effet de la force centrifuge de façon à diminuer le risque de dérapage.

IX.4.7-Rayon minimum

Sur la figure 02 on a représenté l'essieu d'un véhicule dans un virage relevé ; de rayon R et de devers $d = \tan \theta$. Si l'essieu, chargé d'un effort verticale p, est sollicité transversalement par une force centrifuge F l'équilibre des forces permet d'écrire avec les notations de la figure :

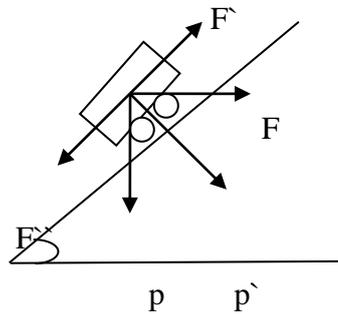


Figure IX.2 : Représentation des charges dans un plan incliné

$$P_1 + P_2 = P + Fd$$

$$F_1 + F_2 = F + Pd$$

Pour aborder un virage à la vitesse V de rayon R dont le devers est d, il suffit d'exprimer que cette force résiduelle doit rester inférieure à l'adhérence latérale du véhicule et tirer le rayon minimum de cette inégalité.

$$(PV^2 / g R) - PD \leq Pft \longrightarrow (V^2/g R) - ft$$

$$\longrightarrow R > (V^2/g [ft+d]).$$

$$\longrightarrow R > (V^2/127 [ft+d]).$$

R : rayon de raccordement en (m).

V : vitesse de base en (Km/h).

d : devers.

ft : Coefficient de frottement transversal.

• **Application au projet :**

Pour la vitesse de base de notre projet est de 40 Km/ h.

Pour $\left. \begin{matrix} d = 0 \text{ (divers)} \\ f = 024 \end{matrix} \right\} \longrightarrow$ cas le plus défavorable.

$$R = 0.033 V^2.$$

Avec : $V = 40 \text{ Km/h.}$

Alors : $R_{\min} = 60 \text{ m.}$

IX.4.8-Calcul des paramètres de raccordement :

Soient deux alignements réunis en un point S. (figure 03)

α : angle de centre.

β : angle formé par les deux alignements.

R : rayon de courbure.

S : sommet de la courbe.

$$\alpha = 200 - \beta .$$

$$\text{Tangente : } tg (\alpha / 2) = T/R \longrightarrow T=T'=R tg (\alpha / 2).$$

• **Développement :**

$$D = R \alpha \text{ rd}$$

• **L'abaissement :**

$$\text{Cos } (\alpha / 2) = R / R+F \longrightarrow F = R [1/\text{cos } (\alpha / 2)-1].$$

La figure ci-dessous montre les différents paramètres de raccordement en plan.

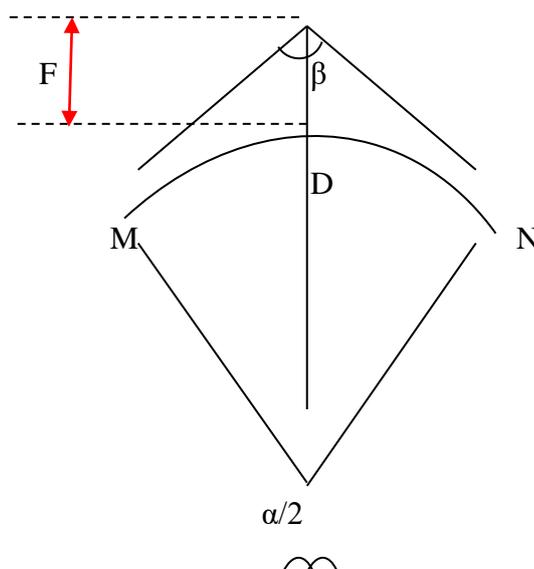


Figure IX.3 : Axes de la voirie

IX.5-Profil en long

IX.5.1-Définition

C'est une courbe longitudinale du terrain suivant le plan vertical passant par l'axe du tracé de la route.

IX.5.2-Critère de choix de la ligne rouge

La ligne projet (ligne rouge) représente la future voie constituée de pente et rampes raccordées par des arcs de cercles ou parabole, elle doit satisfaire certains critères techniques tels que :

- Adaptation le plus possible au terrain naturel.
- Pente minimale 0.5% qui assure un bon écoulement des eaux pluviales et usées pour l'assainissement.
- Pente maximale 10% qui facilite la circulation des divers véhicules appelés à fréquenter ces voies.
- Equilibrer entre les volumes de remblais et déblais.
- Assurer un bon écoulement des eaux pluviales et eau usées pour l'assainissement.
- Respecter les normes techniques relatives au rayon de raccordement.

IX.5.3-Choix des rayons de raccordement

Les rayons de raccordement doivent vérifier deux conditions.

- Condition de visibilité (angle saillant).
- Condition de confort (angle rentrant).

IX.5.3.1 Condition de visibilité

La visibilité est assurée lorsque l'œil du conducteur aperçoit la partie supérieure de la voiture qui vient à sa rencontre.

$AA' = h_1$ avec A : l'œil du conducteur.

$BB' = h_2$ hauteur de l'obstacle.

$$(R+h_1)^2 = L^2_1 + R^2 \longrightarrow L^2_1 = h^2_1 + 2h_1 R.$$

$$(R+h_2)^2 = L^2_2 + R^2 \longrightarrow L^2_2 = h^2_2 + 2h_2 R.$$

$$h^2_1 < 2h_1 R.$$

$$R = D^2 / [2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2})].$$

$$h^2_2 < 2h_2 R.$$

$$2h_1 R = L^2_1 \longrightarrow L_1 = \sqrt{2h_1 R}.$$

$$2h_2 R = L^2_2 \longrightarrow L_2 = \sqrt{2h_2 R}.$$

$$D = L_1 + L_2 = \sqrt{2h_1 R} + \sqrt{2h_2 R}.$$

$$D^2 = 2R (2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2})).$$

D'où: $R = D^2 / [2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2})]$.

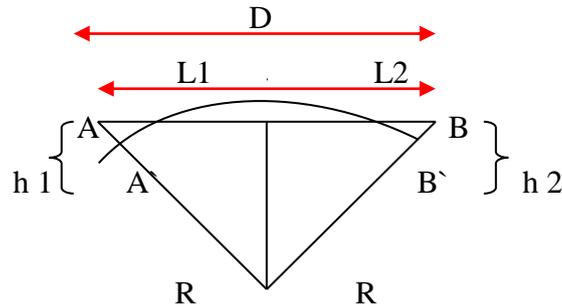


Figure IX.4 : déclivité formant un angle saillant

Si les véhicules ont la même vitesse, ils auront forcément la même distance d'arrêt.

$h_1 = 3m.$

$h_2 = 1.3m.$

D'où : $R = 0.109D^2$ avec : $D = 2L_1 = 2L_2$

L_1 : distance d'arrêt en attention diffusée.

D'où : $R = 0.109 (2L_1)^2 = 0.436 L_1^2.$

Puisque la chaussée est bidirectionnelle (attention concentrée).

$L_1 = 0.01V^2 + 0.2V.$

• **Application au projet :**

La vitesse de base est limitée à 40km/h.

$h_1 = 1m ; h_2 = 1.3m .$

On aura : $R_{min} = 252m.$

IX.5.3.2-Condition de confort

Pour assurer le confort des voyageurs, il faut limiter l'accélération normale à 1/20 de l'accélération de la pesanteur car pendant le parcours de raccordement le véhicule est soumis à une force centrifuge dirigée vers l'extérieur du raccordement et parallèle au rayon de courbure (figure 4), cette force est donnée par la formule suivante :

$F_c = m \gamma N$ ou : $\gamma N = V^2/R$

La valeur limitée de γN est $g/20$.

Donc : $V^2/R \leq g/20 \longrightarrow R > 20V^2/g.$ avec : V (m/s).

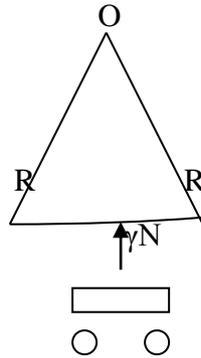


Figure IX.5 : Deux déclivités forment un angle rentrant

$$\left. \begin{array}{l} R > (20V^2)/g (3.6)^2 \\ g = 9.81\text{m/s}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow R > 0.16V^2 \text{ avec } V \text{ (Km/ h)}.$$

- Application au projet :

$$V = 40 \text{ Km/h} \quad R \geq 256\text{m}.$$

IX.5.3.3-Calcul raccordement parabolique

a – cas de deux déclivités de sens contraire (pente et de la rampe) :

Connaissant les équations de la pente et de la rampe, on peut déterminer l’intersection S.

$$a = a' = R/ 2. (e1+e2).$$

Avec : R : rayon de courbe au sommet

e1 : valeur de la rampe.

e2 : valeur de la pente.

Coordonnées de T et T' :

$$T \left\{ \begin{array}{l} XT = XS - a \\ YT = YS + e1.a \end{array} \right.$$

$$T' \left\{ \begin{array}{l} YT' = XS + a \\ YT' = YS + e2.a \end{array} \right.$$

On prend le signe (-) pour le cas convexe et le signe (+) pour le cas concave coordonnées du sommet S de la parabole :

$$S \begin{cases} XS = XT + e1.R \\ YS = YT + e2R/ 2. \end{cases}$$

On prend le signe (-) pour le cas convexe et le signe (+) pour le cas concave altitude d'un point A appartenant à la parabole.

Connaissant l'abscisse XA, on calcule YA par rapport à S.

$$YA = (XS - XA)^2 / 2 R.$$

YA : c'est l'altitude définitive YA = YS + YA

Le signe (-) en cas convexe et le signe (+) pour le cas concave

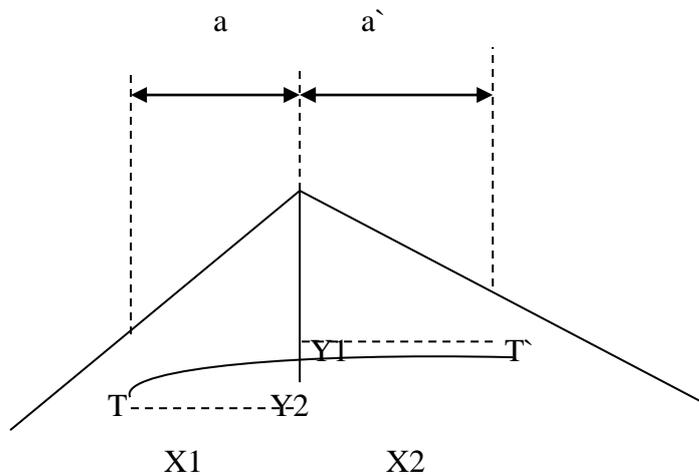


Figure IX.6 : raccordement parabolique

b- cas de deux déclivités de même sens (pente, pente ou rampe ; rampe) :

$$a = a' = R/ 2. (e1+e2).$$

Coordonnée de T et T' :

$$T \begin{cases} XT = XS - a \\ YT = YS + e1.a \end{cases}$$

$$T' \begin{cases} YT' = XS + a \\ YT' = YS + e2.a \end{cases}$$

Coordonnées du sommet S de la parabole :

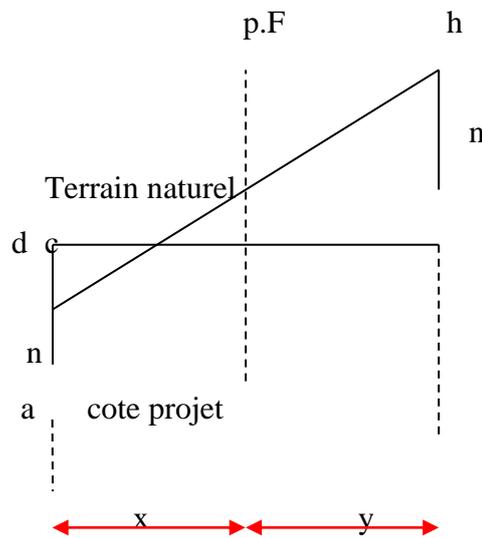
$$S \begin{cases} XS = XT + e1.R \\ YS = YT + e2R/ 2. \end{cases}$$

IX.5.3.4-point fictif (point de passage)

C'est l'intersection de la ligne projet avec le terrain naturel. Il existe deux sortes d'intersection qui présentent ce point :

- Intersection de deux droites.
- Intersection d'une droite avec une parabole.

Ce sont des points particuliers où les terrassements sont nuls.



$$X/n = D/ m =D/m+n$$

$$D'où : X=m D/m+n$$

Figure IX.7 : point fictif (point de passage)

IX.6-Profil en travers

IX.6.1-Définition

Les profils en travers (sections transversales perpendiculaires à l'axe du projet) permettent de calculer les paramètres suivants :

- La position des points théoriques d'entrée en terre des terrassements ;
- L'assiette du projet et son emprise sur le terrain naturel ;
- Les cubatures (volumes de déblais et de remblais).

IX.6.2-Profiles en travers type

C'est le profil en travers donnant la caractéristique géométrique ainsi que les épaisseurs de différentes couches de la chaussée avec l'emplacement des réseaux divers.

IX.6.3-Dévers

Le rôle du divers est d'assurer une répartition uniforme du poids du véhicule sur la chaussée et de diminuer l'implantation de la force centrifuge qui renverse le véhicule on prévoit alors un seul versant avec une pente de l'intérieur vers l'extérieur. La valeur du dévers est fonction de deux facteurs :

- la vitesse de référence V_r .
- le rayon de virage R .

IX.6.4-Calcul des cubatures

C'est l'évaluation des volumes de terre, limités par la ligne du terrain naturel et la ligne projet. La méthode de la moyenne des aires s'avère la plus précise, elle consiste à déterminer approximativement le cube de la terre entre 2 profils successifs en faisant le produit de la moyenne des surfaces de chacun d'eux par la distance d'application qui sépare les deux Profiles

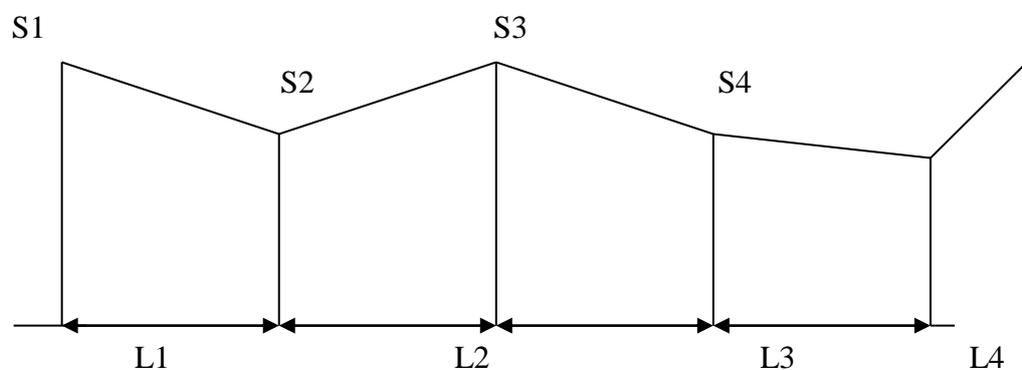


Figure IX.8 : l'évaluation des volumes de terre limitée

D'une manière générale :

$$V = S L^{1/2} + \sum_{i=1}^{n-2} (S_i + 1) L_i + L_2 / L_2 + S_n L^{n-1/2}.$$

IX.7-Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la voirie qui a rendu le tracé en plan avec une application au projet de chaque profilé (profilé en long et profilé en travers). Pour avoir le profil de notre projet, ont utilisé le Covadis comme logiciel de conception.

Chapitre X : Etude de l'assainissement

X.1-Généralité

L'assainissement d'une agglomération a pour but d'assurer la collecte, le transit, parfois la rétention des eaux pluviales et usées, et de procéder aux traitements avant leur trajet dans le milieu naturel.

Le réseau d'assainissement d'une ville doit de ce fait avant tout répondre à deux catégories de préoccupation :

- Le transit vers l'épuration des eaux usées et éventuellement des eaux résiduaires industrielles.
- L'évacuation des eaux pluviales afin de prévenir les inondations des zones urbanisées et la stagnation dans les points bas après les averses.

Schématiquement, un équipement d'assainissement comprend en amont toutes les installations de captage et de distribution d'eau potable, en aval on retrouve des eaux polluées par l'activité humaine et entre les deux, on localise la structure de l'équipement d'assainissement qui comporte les éléments constitutifs

X.2-Définition

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer les eaux usées (domestiques, industrielles) et les eaux pluviales dans les meilleures conditions afin de préserver la santé publique et protéger l'environnement.

L'établissement d'un réseau d'assainissement dans une agglomération obéit à deux critères :

1-assurer une évacuation des eaux pluviales de manière à empêcher leur pénétration dans les immeubles et permettre une circulation aisée dans les rues au moment des pluies et à éviter toute stagnation dans les points bas après une averse.

2-assurer l'élimination des eaux usées, eaux ménagères, eaux résiduaires, et industrielles.

X.3-Nature des eaux à évacuer

Dans le cas de notre projet, il s'agit d'évacuer les eaux usées d'origine domestique et les eaux de ruissellement.

X.4-Différents systèmes de collecte

X.4.1-Système unitaire

L'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales se fait par un seul et unique réseau équipé de déversoirs qui, lors d'orage, permet de rejeter les eaux dans le milieu naturel, ce système est un héritage du « tout à l'égout » né vers les années 1830. Parmi ses avantages, on retiendra principalement sa simplicité, le traitement après collecte d'une partie des eaux pluviales (en

Algérie, on considère les pollutions) et enfin qu'il est économiquement le plus intéressant (on ne construit qu'un réseau).

Toutefois, il convient de considérer également le manque de contrôle que l'on a sur ce type de système notamment les risques de pollution lors de déversements intempestifs dans le milieu naturel (ceux-ci ne distinguant pas les eaux usées des eaux de pluie) ainsi que le risque de saturation et de dysfonctionnement de la station d'épuration par l'apport important d'eaux claires.

- Ce réseau présente les avantages suivants :
 - une seule canalisation.
 - la simplicité.
 - le faible embarquement.
 - facile à tenir.
- Et ses inconvénients sont :
 - Auto curage n'est pas généralement assuré.
 - Le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration (step), soit au milieu naturel
 - Risque de dépôt par les temps secs.

X.4.2-Système séparatif

Le système séparatif est composé de deux réseaux d'évacuation collectant respectivement :

- Les eaux pluviales rejetées directement dans le milieu naturel ;
- Les eaux usées domestiques (eaux des vannes et eaux ménagères) et éventuellement dans certains conditions (i.e. caractéristiques proche des eaux usées) des effluents industriels, acheminées vers la station d'épuration.

Ce type de système prévoit un relèvement des eaux usées jusqu'à la station d'épuration et un rejet gravitaire des eaux pluviales. Il est concevable avec une population relativement dispersée et permet une limitation de la pollution du milieu naturel, une évacuation rapide des eaux les plus polluées avec un débit et un fonctionnement régulier de la station d'épuration.

L'un des principales contraintes de ce système est la nécessité d'exercer un contrôle précis du réseau qui doit être connu de façon précise, afin d'éviter les inversions de branchement, sources de dysfonctionnement.

- Ce réseau présente les avantages suivants :
 - Facilité du traitement des eaux usées.

- Un bon système pour la protection de l'environnement.

- Les inconvénients sont :

- il est plus coûteux.

- il faut deux branchements par immeuble avec d'inversion des raccordements.

-le problème de croisement des réseaux.

X.4.3-Systèmes pseudo séparatif

Ce type de système très peu préconisé distingue les eaux pluviales provenant des voiries et les eaux pluviales provenant de la toiture, des cours intérieures qui sont acheminées avec les eaux usées.

X.5-Choix de système

Pour faire un choix, il faut tenir compte d'un certain nombre de critères qui permettent de définir le système adopté parmi ces critères on trouve :

-Type de système existant.

-Moyen d'investissement possible.

-La topographie du terrain.

-Manière de traitement des eaux usées.

Dans notre projet, le système choisi est unitaire du fait que le collecteur principal du rejet est unitaire.

X.6-Les accessoires nécessaires dans un réseau d'assainissement

X.6.1-Regard d'égout

Un regard d'égout est un ouvrage de première importance dans un réseau d'assainissement ou canalisation, il permet d'accéder à une conduite pour le nettoyage et l'entretien on le place à :

- Chaque changement de direction.
- Chaque changement de pente.
- Chaque jonction de canalisation.
- Tous les 30 à 50m en alignement droit.

X.6.2-Regards de chute

Ils ont destiné à limiter les fortes pentes, et sont utilisés dans les terrains très accidentés.

X.6.3-Bouches d'égout

Les bouches d'égout sont des orifices se trouvent dans les bordures de trottoir, au caniveau, et destinées à recevoir les eaux de pluies ou de lavage qui coulent dans les caniveaux de la chaussée.

On distingue :

- Bouche à accès latéral (avaloir)
- Bouche à accès sur le dessus (grille caniveau)

X.6.4-Espacements entre les regards

Les regards de visite doivent être installés :

- A chaque changement de direction et de pentes.
- Dans les parties droites et en pentes régulières. Distants tous les 25 mètres environs pour les regards non visibles, et 50 mètres pour les regards visibles.

X.7-Les eaux usées

X.7.1-Définition

Ce sont des eaux qui contiennent des impuretés d'origine organique ou minérale telles les eaux de toilette, cuisine, lessives, etc.

X.7.2-Evaluation du débit d'évacuation des eaux usées

L'évacuation et l'infiltration de l'eau en cas de fuite peuvent nous montrer que la quantité d'eau récupérer après usage est toujours inférieure à celle consommée au début, pour cela on a estimé que les eaux usées sont estimées de 80% des eaux consommées.

$$Q_{eu} = 80\% Q_{adop}$$

- les eaux usées domestiques : ce sont les eaux de vaisselles, de cuisines, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux usées industrielles : proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation. Les eaux usées sont à l'origine de certaines maladies à transmission hydrique (choléra, ...). Puisqu'elles contiennent des produits nocifs.

X.8-Les eaux pluviales

X.8.1-Définition

Les eaux pluviales sont des eaux appartenant aux eaux de ruissellement (eaux de pluie, eaux de lavage des caniveaux).

Remarque :

Étant donné que le réseau de notre projet est unitaire, nous n'allons prendre en considération que les eaux pluviales et négliger les eaux usées.

X.8.2-Tracé en plan du réseau

Le tracé en plan du réseau des eaux pluviales est projeté en prenant en considération la topographie dans le but de recueillir toutes les eaux de ruissellement, de desservir toute la zone d'étude par un minimum de canalisations.

X.8.2.1-Découpage en bassins versants

Le découpage en bassins versants se fait en tenant compte des caractéristiques suivantes :

- La topographie du terrain
- Les limites des îlots.
- Les bissectrices des regards.

X.8.2.2-Evaluation du débit à évacuer

L'évaluation du débit à évacuer nécessite la connaissance obligatoire des données pluviométriques de la région pour une durée de 10 ans, c'est pour cette raison que deux méthodes sont envisagées pour l'évaluation :

• a) Méthode rationnelle :

On utilise cette méthode généralement pour les moyennes et petites agglomérations. Elle découle directement des lois de l'hydraulique. Le débit maximum est obtenu quand la durée est égale au temps de concentration du bassin versant.

$$Q=C. I. A$$

Avec : Q : le débit à évacuer en (l /s).

C : coefficient de ruissellement

I : intensité moyenne de précipitations en (l/hect/s)

A : superficie du bassin versant en hectare (Hect).

Le coefficient donné pour une surface du même sol

• b) Méthode superficielle (méthode de Caquot) :

La formule de Caquot est plus précise et reste la méthode de base même si quelques limites sont apportées à son domaine de validité, il s'agit essentiellement de :

- Surface de bassin versant inférieure à 200ha.
- Coefficient de ruissellement compris entre 0.2 et 1.
- Coefficient d'allongement M 0.8.

X.9-Pratique de calcul

Afin de pouvoir dimensionner la canalisation d'eaux pluviales, on va se servir de la méthode rationnelle décrite ci- dessus.

1- Surface du bassin versant

Le calcul de la surface de bassin versant ne pose aucun problème, en effet il suffit de le décomposer en figures géométriques simples, elle est exprimée en hectares (ha).

2- Coefficient de ruissellement

Il est défini comme étant le rapport de la surface imperméabilisée par la surface totale du bassin Versant.

$$C = A' / A$$

C'est le paramètre le plus difficile à estimer, en effet la détermination exacte de ce paramètre nécessite la connaissance du pourcentage de la surface imperméabilisée.

Cette tâche s'avère très difficile surtout lorsqu'il s'agit de ville avec une urbanisation variée.

Ainsi et pour les raisons précédentes, on se contente de prendre des valeurs moyennes correspondantes à des chaque type de zone urbaine et de les pondérer par les surfaces concernées pour obtenir un coefficient de ruissellement moyen. En général et du fait que notre zone est d'habitat dense, le coefficient de ruissellement est 0.6.

3- Intensité de la précipitation

Les données pluviométriques sont recueillies par la station météorologique de la région d'Oran:

$$I = 100L/s / ha$$

Après avoir calculer tous les débits de chaque bassin, on les a regroupés pour obtenir les débits cumulés.

X.9.1-Dimensionnement du réseau

Après avoir déterminé des débits de chaque point du réseau ; les diamètres des canalisations sont déterminés, en faisant rentrer deux paramètres qui sont le débit et la pente.

X.9.2-Caractéristiques du réseau

A- Vitesse à plein section : est donnée par la formule de chezy.

$$V_{ps} = C \sqrt{Rh I}$$

Avec : C : coefficient de Chézy
 Rh : rayon hydraulique (m)
 I : pente de l'ouvrage

B- Débit à pleine section :

$$Q_{ps} = S \cdot V_{ps}$$

Avec : S : section de l'ouvrage.

Le coefficient de CHEZY peut être déterminé à l'aide de deux formules :

Formule de BAZIN :

$$C = 87 / (1 + (m / \sqrt{Rh}))$$

Formule de MANNING :

$$C = (1/n) Rh^{1/6}$$

Avec : n, m : des coefficients de rugosité.

En général ; on préfère la formule de MANNING puisque l'écoulement est permanent et uniforme.

$$V = 70 RH^{2/3} I^{1/2} \qquad Q = 70 S RH^{2/3} I^{1/2}$$

$$\left. \begin{array}{l} S_m = \pi D^2 / 4 \\ P_m = \pi D \end{array} \right\} \longrightarrow RH = D/4$$

X.9.3-Conditions d'auto curage

Il est défini on dit qu'un réseau d'assainissement est auto curieux, s'il admet la faculté de se nettoyer tout seul, sous l'action des écoulements. Pour satisfaire cette condition, nous devons connaître la vitesse correspondante au 1/10 du débit à pleine section.

L'auto curage sera assuré pour une vitesse supérieure ou égale à 0.5 m/s :

$$V [(1/10)Q_{ps}] > 0.5 \text{ m/s.}$$

Rapport de débit : $R_Q = Q_{adop} / Q_{ps}$.

$$R_v = V / V_{ps} \longrightarrow V = R_v \cdot V_{ps}$$

D'où: $V_{ps} = 70 (D/4)^{2/3} I^{1/2}$ et : $Q_{ps} = 21,7 \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2}$.

V_{ps} : vitesse pleine section

D : diamètre de la conduite

I : pente de l'ouvrage

Pour déterminer le diamètre des conduites, on utilise la formule suivante :

$$D = (Q_R / 6.82 \cdot I^{1/2})^{8/3}$$

Tel que :

Q_R : débit réel qui est déjà calculé par la méthode rationnelle.

Rapport des hauteurs de remplissage :

$$R_H = H/D \longrightarrow H = D R_H.$$

Connaissant la valeur de $R_q = 0.1$, et l'abaque on obtient :

X.9.4-Les pentes

La pente de la canalisation doit permettre un écoulement gravitaire donc elle doit être inférieure à 6% pour éviter les turbulences et ne pas user la conduite et supérieur à 0.5% afin d'éviter les dépôts dans les canalisations.

Tableau X.1: Surface des bassins

BASSINS	SUPERFICIE	TRACON	ASSEMBLAGE DES BASSIN	LASOMME	la somme en ha
B1	968,7206	R1	B1	968,7206	0,096872
B2	373,7625	R1-R2	B1+B2	1342,4831	0,134248
B3	268,3856	R2-R3	B1+B2+B3	1610,8687	0,161086
B4	306,6438	R3-R4	B1+B2+B3+B4	1917,5125	0,191751
B5	352,3457	R4-R5	B5+B6	1327,9567	0,132795
B6	975,6110	R5	B6	975,6110	0,097561
B7	59,4559	R4-REXT	B1+B2+B3+B4+B5+B6+B7	3304,9251	0,330492

- Débit des eaux pluviales : $Q_{EP} = C \cdot I \cdot A$

Avec : Q : le débit à évacuer en (l /s).

C : coefficient de ruissellement (0,6)

I : intensité moyenne de précipitations en (l/hect/s) (100 l/s /ha)

A : superficie du bassin versant en hectare (Hect).

Tableau X.2: Débit des eaux pluviales

surface A (ha)	Coefficient C	Intensité I	Q _{EP} (l/s)	Q _{EP} (m ³ /s)
0,096872	0,6	100	5,812	0,0058
0,134248	0,6	100	8,054	0,0080
0,161086	0,6	100	9,665	0,0096
0,191751	0,6	100	11,505	0,0115
0,132795	0,6	100	7,967	0,0079
0,097561	0,6	100	5,853	0,0058
0,330492	0,6	100	19,829	0,0198

Débit des Eaux usées : $Q_{eu}=0.8 d \times N \times K$ (litres / Secondes)

Tableau X.3: Débit des eaux usées

BASSINS	surface (ha)	Densit n(hab/a)	Population N (hab)	Dotation d (l/hab.j)	Dotation d (l/hab.s)	Cof de pointe K	Q _{EU} (l/s)	Q _{EU} (m ³ /s)
B1	0,096872	100	9,6872	216	0,0025	2,5	0,04843	4,8.10 ⁻⁵
B2	0,134248	100	13,4248	216	0,0025	2,5	0,06712	6,7.10 ⁻⁵
B3	0,161086	100	16,1086	216	0,0025	2,5	0,08054	8.10 ⁻⁵
B4	0,191751	100	19,1751	216	0,0025	2,5	0,09597	9,5.10 ⁻⁵
B5	0,132795	100	13,2795	216	0,0025	2,5	0,06639	6,6.10 ⁻⁵
B6	0,097561	100	9,7561	216	0,0025	2,5	0,04878	4,8.10 ⁻⁵
B7	0,330492	100	33,0492	216	0,0025	2,5	0,16524	1,65.10 ⁻⁵

- Débit total: $Q_R = Q_{EP} + Q_{EU}$
- $D = (Q_R / 21,70 \cdot I^{1/2})^{3/8}$
- $V_{ps} = 70 (R_H)^{2/3} I^{1/2}$.
- $Q_{ps} = 21,7 \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2}$.

Tableau X.4: Calcul de diamètre

Tronçon	Pente (%)	Q_R (m ³ /s)	D calculé (mm)	Ø choisi (mm)	Rh=D/4	Rh ^{2/3}	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (m ³ /s)	$Q_{ps} > Q_R$
R1	2	0,0058	95,20	250	23,80	8,10	5,67	0,075	C.V
R1-R2	2	0,0080	107,40	300	26,85	8,77	6,14	0,123	C.V
R2-R3	3,07	0,0096	115,01	300	28,75	9,38	6,56	0,123	C.V
R3-R4	1,92	0,0115	123,08	300	30,77	9,81	6,86	0,123	C.V
R4-R5	0,91	0,0079	106,91	300	26,72	8,93	6,25	0,123	C.V
R5	2	0,0058	95,20	250	23,80	8,10	5,67	0,075	C.V
R4-REXT	1,3	0,0198	151,04	300	37,76	11,25	7,87	0,123	C.V

X.10-Conclusion

Dans ce chapitre nous venons de voir les points sur les définitions et concepts de base de l'assainissement, la présentation de quelques généralités, le calcul des dimensionnements et les caractéristiques du réseau. Ce qui nous permet de passer au chapitre qui porte sur le milieu de l'étude de l'AEP

Chapitre XI : étude de l'AEP

XI.1- Choix du tracé

Le tracé en plan est imposé à partir des modalités de raccordement avec le réseau extérieur et la disposition locale des îlots et des équipements collectifs.

XI.1.1-Caractéristique nécessaires pour le tracé d'un réseau d'AEP

- Desservir tous les abonnés.
- Minimiser, le plus possible le trajet des canalisations afin de rendre le projet moins coûteux.
- Respecter les distances minimales entre les canalisations d'A.E. P et les divers réseaux.

XI.1.2-Type du réseau de distribution

Suivant la nature du projet et suivant les qualités d'eau (grand débit) qu'on peut offrir, on distingue deux types de réseaux.

XI.1.2.1-Réseau maillé

Le réseau maillé permet d'offrir aux usagers le meilleur service possible.

En effet la pression dans le réseau est ainsi mieux équilibrée et il permet la continuité de la distribution en cas d'avaries. Puisque l'eau peut atteindre un même point de consommation par plusieurs chemins.

Dans un réseau maillé, la vitesse d'écoulement de l'eau est rarement nulle. C'est un avantage pour le maintien d'une bonne qualité de l'eau distribuée.

En revanche ; il est coûteux car il doit être muni de plusieurs accessoires telles des vannes d'arrêt, coudes, cones... etc.

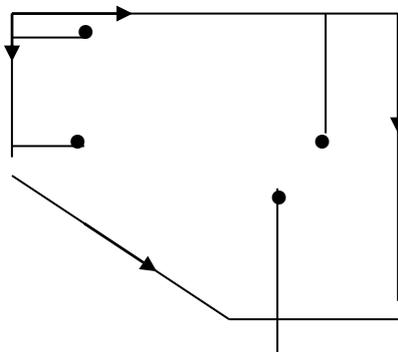


Figure XI.1 : Réseau maillé

Avantages :

- Sécurité pendant les pannes.
- Répartition uniforme de l'eau.

Inconvénients :

- Très coûteux et calcul complexe.
- Pour notre cas, ont choisi le réseau ramifié.

XI.1.2.2-Réseau ramifié

Le réseau ramifié, il a l'avantage d'être économique, mais dans un tel réseau, la défaillance d'une conduite entraîne la perte de service pour tous les usages situés en aval. De plus dans une telle conduite, l'eau s'écoule toujours dans le même sens.

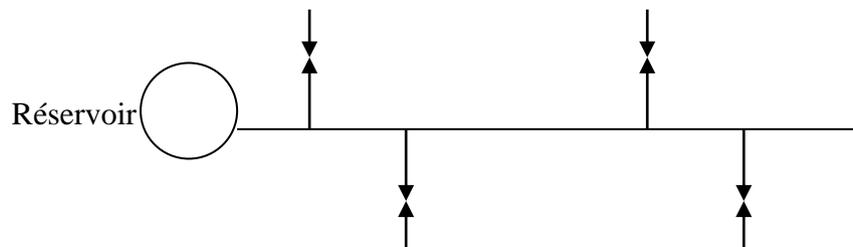


Figure XI.2 : Réseau ramifié

Avantages :

- Très économique.
- Simple à calculer.

Inconvénient :

- Ce réseau présente un inconvénient majeur qui est l'écoulement de l'eau dans le réseau et dans un même sens, et il en résulte que lorsqu'un arrêt se produit en un point quelconque, toutes les conduites placées en aval se trouvent privées d'eau.

XI.2-Choix du réseau

Par mesure d'économie, le réseau à préconiser dans notre projet est de type ramifié.

XI.2.1-Condition d'exploitation**A - vitesse :**

Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites devront être inférieures à 1,6m/s pour éviter les bruits et la dégradation des conduites, il doit être supérieures à 0.5m/s pour éviter les dépôts donc :

$$0.5\text{m/s} < V < 1.5 \text{ m/s}$$

B - Les pressions :

On doit éviter les pressions supérieures à 4 bars dans l'ensemble du réseau d'alimentation, afin d'annuler les vibrations des conduites et assurer une pression minimum de 0.5 bars chez l'abonné pour permettre le fonctionnement d'un chauffe bain.

C -Les conduites :

Elles devront pouvoir véhiculer les plus fortes débits instantanés et tenant compte des débits de partie.

D - Les pertes de charges :

Elles sont appelées aussi pertes d'énergie, et sont dues aux frottements entre les molécules liquides et la paroi de la conduite ou les calculs s'effectueront à l'aide de la formule de Cole-Brook qui est :

$$J = \lambda V^2 / 2g D \text{ (m /m)}$$

J : perte de charge.

V : vitesse du fluide (m/s).

g : accélération de la pesanteur.

D : diamètre de conduite (mm).

λ : coefficient en fonction du nombre de Reynolds Re et K/D.

K : coefficient de rugosité qui est dimension des aspérités de la paroi guident la masse liquide.

$$1/\lambda = \log (K/3,11 D) + 2,51/ \text{Re} \sqrt{\lambda}$$

Pour les conduites neuves, quel que soit la nature du matériau qui les composent (fonte, acier, amiante ou béton armé). On prend pour **K la valeur 0,03** afin de déterminer les pertes de charges, (on utilise les tables de Brooks).

Caractéristique du projet :

- **Calcul du débit de point :**

$$Q_p = \frac{1,15.C_j.N.P}{86400} \text{ (l/s)}$$

- C_j : Consommation journalière (l/j/hab)
- N : nombre d'habitants
- P : coefficient de pointe

Pour les logements : $C_j = 150 \text{ l/j/hab. } N=675 \quad P=3$

$$Q_p = \frac{1,15.C_j.N.P}{86400} = \frac{1,15 \times 150 \times 200 \times 3}{86400} = 4,04 \text{ l/s}.$$

- **Le débit total :**

$$Q_T = 20\% \text{ de perte de } Q_p + Q_p.$$

$$Q_T = Q_p \times 1,2 = 1,20 \times 4,04 = 4,86 \text{ l/s}.$$

XI.3-Détermination des diamètres des conduites

Connaissant le débit qui transit dans chaque tronçon, les diamètres des conduites sont obtenus par la formule suivante :

$$Q = V \cdot S$$

Q : débit du tronçon en (m³/s).

S : section de la conduite en (m²).

V : vitesse d'écoulement en (m/s).

Pour une vitesse économique V = 1m/s ; on détermine les diamètres théoriques des canalisations qui sont donnés par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \times 1}}$$

Tableau XI.1 : Des diamètres des débits

Tronçon	Débit calculer Q (l/s)	Diamètre calculé (l/s) (mm)	Diamètre choisi (l/s) (mm)
1-2	4,86	78,68	80

Tableau XI.2 : des pertes de charge

conduit	tronçon	longueur	Diamètre (mm)	Coefficient de rugosité $k = 0,03$ mm	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Coefficient de Perte charge λ (abaque)	Perte charge (m/m)	Perte charge total (m)
1	1-2	21	80	0,03	4,86	0,96	0,035	0,0205	0,308

Tableau XI.3 : des diamètres, des débits

Nœud N°	Débit (l/s)	Cote (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N1	4,86	101,21	131,21	30,00
N2	4,86	101,55	130,90	31,35

Cote piézométrique :

$$N1 : 30 + 101,21 = 131,21(\text{m}).$$

$$N2 : 131,21 - 0,308 = 130,90 (\text{m}).$$

$$\text{Pression} : 130,90 - 99,55 = 31,35 (\text{m}).$$

Ligne piézométrique H :

C'est la limite d'ascension de l'eau qui est entraînée par une pression quelconque, cette limite est atteinte avec énergie cinétique nulle.

La cote piézométrique est donnée par l'expression suivante.

$$H = Z + P$$

Z : cote altimétrique de l'eau

P : pression entraînée en m c E

H : cote piézométrique

XI.4-Pression

C'est une grandeur physique qui s'exerce sur un liquide dans une conduite pour lui apporter l'énergie nécessaire qui permet de vaincre les différentes pertes de charges rencontrées dans cette conduite.

Pression nécessaire au point de piquage :

Les normes exigent que la pression minimale pour le fonctionnement normal :

- D'un Chauffe -bain = 5mce
- D'un Robinet de puisage = 2 mce

$5 \text{ mce} \leq P \leq 40 \text{ mce}$

mce ou mH2O: mètre colonne d'eau

$1 \text{ mce} = 9806.7 \text{ Pa}$
 $= 0.09867 \text{ ba}$

Diagramme de Moody

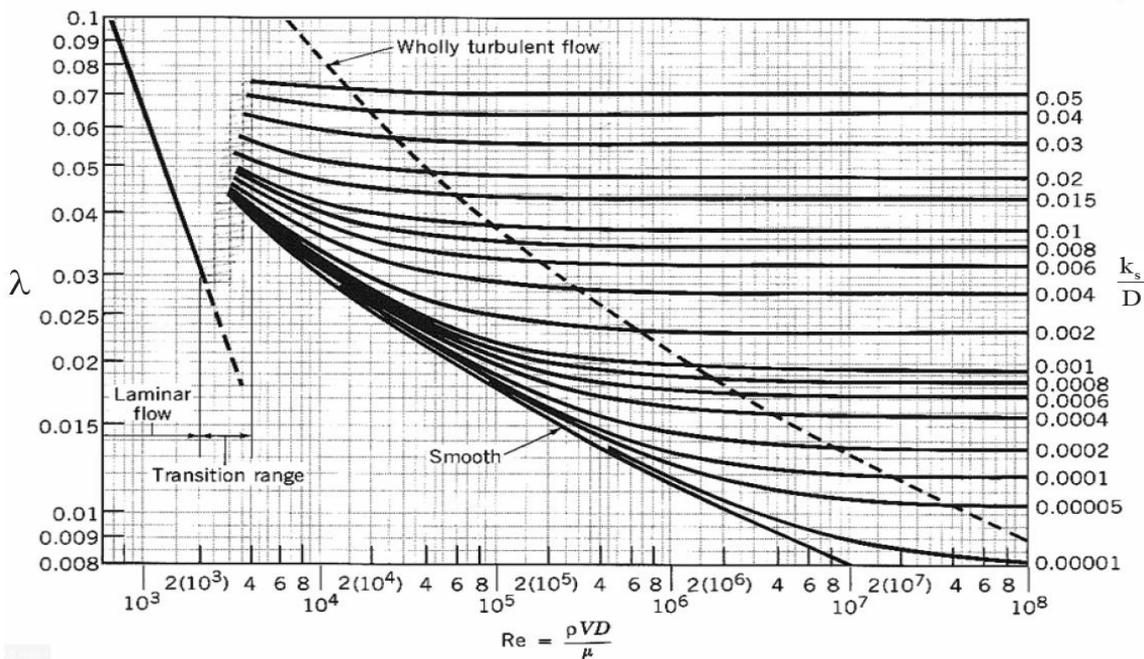


Figure XI.3 : Diagramme de Moody

Pour l'eau : (à 20°C)

$\rho=998,2 \text{ kg.m}^{-3}$

$\mu= 1002.10^{-6} \text{ Pas.s}$

$Re= \rho.V_{\text{moy}}.D/\mu$

V_{moy} : la vitesse moyenne

Si : $V_{\text{moy}}=0,96 \text{ m/s}$ et $D=80\text{mm}$ et $K=0,03\text{mm}$

$$Re = 998,2 \cdot 0,96.80.10^{-3}/1002.10^{-6}$$

$$Re = 998,2 \cdot 0,96.80.10^{-3}/1002.10^{-6} = 7,6508 \cdot 10^4$$

$$K/D = 0.000375$$

A partir de l'abaque : $\lambda = 0,035$

XI.5-Caractéristiques des conduites de distribution

Les conduits de notre réseau sont en matière plastique PVC.

XI.5.1-Les avantages des canalisations en PVC

Les tuyaux en PVC sont très simples, maniables, légers, d'une grande facilité de pose, en outre leur faible poids, leur résistance aux pressions, au gel, aux corrosions leur capacité de transport supérieur à celle des tuyaux de même diamètre constitué par d'autres matériaux.

XI.5.2-Les accessoires du réseau de distribution

Les vannes :

Elles permettent le réglage de débit et l'isolement des divers tronçons du réseau pour effectuer des réparations en cas de rupture.

Les bouches d'incendie et arrosage : Les bouches d'incendie et d'arrosage exigent un diamètre de 100 ou 150 mm, installées au bordure des trottoirs. Le rayon ne dépasser 300m.

Les téés et les coudes :

Ils permettent la prise des conduites secondaires, principales, et pour changement des directions.

Les cônes de raccordement (réducteurs) :

Ils sont utilisés pour raccorder des tuyaux de différent diamètres.

Vidanges :

Elles se trouvent aux points bas des canalisations, elles servent à nettoyer le réseau d'alimentation.

Fourreaux :

À la droite de traversées de la chaussée, la canalisation est protégée par un fourreau constitué par des buses de diamètre supérieur à celle des canalisations.

XI.5.3-Choix des conduites

Toutes les conduites du réseau que nous avons projeté sont en P.V.C, vu leur résistance à la corrosion, au courant électrique et leur disponibilité sur le marché.

XI.5.4-Pose des conduites

La pose de conduites se fait dans une tranchée sous la chaussée avec :

- Une hauteur de recouvrement au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation soit de 60 cm au minimum.

- Un lit de sable de 10cm d'épaisseur minimale.
- Du remblai qui soit damé jusqu'à la génératrice du tuyau.
- Enfin il faut prévoir un grillage avertisseur autour de la canalisation pour éviter les dégradations lors des grands travaux.

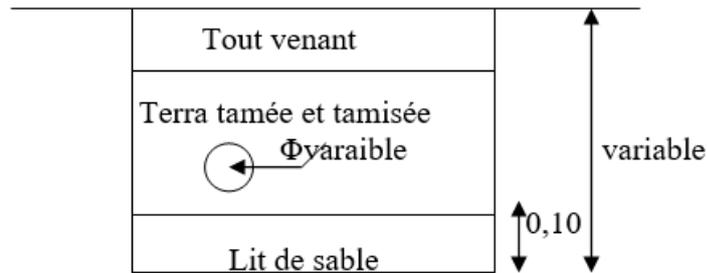


Figure XI.4 : Schéma de la pose de conduite

XI.6-Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le calcul des Réseaux de distribution, de l'AEP depuis l'estimation des besoins en eau jusqu'au dimensionnement du réseau.

Conclusion

Les ouvrages métalliques peuvent être de conception très différentes et comporter des ossatures qui peuvent être de faible hauteur et de grande surface au sol, (usines, entrepôts) de grandes hauteurs et de faible surface au sol, tel que les tours, ils peuvent aussi être de dimensions intermédiaires (logements, bureaux ...). Notre mémoire a traité essentiellement ce dernier cas.

Pour simplifier, l'étude on peut dire que notre bâtiment (R+6+S/sol) est composé de planchers superposés et des poteaux. L'ossature ainsi constituée assure la transmission aux fondations des charges verticales sollicitant les planchers. Mais le bâtiment est également soumis à des actions horizontales dues au vent ou aux séismes. L'ossature a été complétée par des contreventements verticaux sous forme de poutres à treillis encastées dans les fondations, et des contreventements horizontaux constitués par les surfaces rigides de nos planchers.

En comparaison des constructions en béton armé ou précontraint, les constructions métalliques exigent qu'une attention toute particulière soit portée sur certains points « névralgiques » notamment :

- Les assemblages (boulonnages, soudages) afin de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale.
- Les phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, et voilement), qui amplifient considérablement les contraintes et qui sont particulièrement redoutables en construction métallique, du fait de l'utilisation de pièces de grand élancement.

A la fin de ce modeste travail, il nous a été permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet concret ainsi que l'utilisation des logiciels d'analyse (Etabs, Robot, Autocad et Covadis)

Les VRD (voiries et réseaux divers) rassemblement les différents raccordement et branchements réalisés sur un terrain pour qu'il soit viabilisé : voies d'accès et l'alimentation en eau (**AEP**) le terrain a l'origine nu, est dit équipé, une fois ces réalisations faites il s'agit d'une étape importante dans la construction d'un bâtiment

Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous avoir servi comme élément de référence pour notre début dans la charpente métallique vu que c'est

Conclusion générale

un type de construction avec son **VRD**, très prometteur et dont les avantages ne sont plus à prouver.

En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par de telle type de construction.

Bibliographie

Partie 1 :

-  *DTR Règlement neige et vent RNV 99 version 2003*, ISBN, Alger, 2000.
-  *DTR Règlement parasismiques algériennes RPA 99 version 2003*, ISBN, Alger, 2004.
-  **BROZZETTI JACQUES** , *Eurocode 3 Calcul des structures en acier*, EYROLLES, Paris , 1996.
-  **ARIBERT**, *Eurocode 4 Conception et dimensionnement des structure mixte,Acier-béton*, EYROLLES, Paris, 1994.
-  **C.HAZARD, F.LELONG, B.QUINZAIN**, *Mémotech structures métalliques*, CASTEILLA, Paris, 1997.
-  **JEAN MOREL**, *Calcul des structures métalliques selon L'EUROCODE 3* , EYROLLES, Paris, 1999.
-  **CGS**, *Calcul pratique des structures métalliques*, OPU , Alger, 1990.
-  *Mémoire juin 2013 “ Etude d’un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol “*, Université Aboubakr Belkaid - Tlemcen
-  *Mémoire juin 2012 “ Etude d’un bâtiment d’habitation (R+5) en charpente Métallique) , université ibn khaldoun –Tiaret-*

Partie 2 :

-  - *Guide pratique des VRD et aménagement extérieurs*, GERARD Karsenty, édition Eyrolles 2004
-  *Hydraulique urbain tome II*, ANDRE DUPONT édition Eyrolles, 1979
-  *Hydraulique générale et appliquée*, M. CALLIER édition Eyrolles 1979
-  *Terrassement espaces verts, V.R.D*, RENE BAYONI 1986