

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1
جامعة سعد دحلب -البليدة-1-

Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL

THÈME

Etude d'un bloc de la direction BNA en béton armé et en charpente métallique
(R+10+4SS) Avec la mise en application d'une peinture anti corrosion

Soutenu par :

Redouane YAHIAOUI Spécialité : Structure

Chaka Modibo DIARRA Spécialité : Structure métallique et mixte

Devant les membres de jury :

Présidente : M^{me} A.DEBBIH

Examinatrice : M^{me} K.BOULEGHBAR

Promotrice : M^{me} M.BEREDIAFE BOURAHLA

PROMOTION : 2019-2020

ملخص

يتكون مشروع نهاية الدراسة لدينا من ثلاثة أجزاء

يتعلق الجزء الأول بدراسة بناية ذات طابع اداري تتألف من 10 طوابق + طابق ارضي + 4 طوابق سفلية والتي ستقع في ولاية الجزائر، مصنفة في المنطقة الزلزالية العالية. مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية (RPA) تحديد الأبعاد وتسليح كل مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين (91 ACi-02, BAEL modifié 99 version 2003, المعمول بها في الجزائر

يتعلق الجزء الثاني بدراسة نفس البناية. المشكلة من مادة المعدن، تحديد الابعاد وتعزيز كل العناصر المقاومة للمبنى صمموا وفقا للمعايير المعمول بها في الجزائر. (EC3, EC4, le RPA99 version2003).

الجزء الثالث، في السياق العام، يشمل تعريفا الصدأ وانواعه ويركز على كيفية حماية الهياكل المعدنية من التآكل بالطلاء

الكلمات الدالة الخرسانة المسلحة، الإطار المعدني، ظاهرة الصدأ

Résumé

Notre projet de fin d'étude comporte trois parties

La première partie consiste à étudier un bâtiment en béton armé a usage administratif en 10 étages + RDC + 4 Sous-sols qui sera implanté dans la wilaya d'ALGER, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), sa stabilité est assurée par portiques et voiles avec interaction. Le dimensionnement et la vérification des éléments secondaires et principaux ont été fait conformément au (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003,ACI-02). L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **ETABS**.

La deuxième partie est consacrée de l'étude de même bloc. Sa stabilité est assurée par les portiques et les paliers triangulés. Le dimensionnement et la vérification des éléments porteurs de la structure ont été faits conformément au **EC3, EC4, le RPA99 version2003**.

La troisième partie dans un contexte général, sera focalisée sur la méthode de protection des ouvrages métallique de la corrosion par peinture.

Mot clés : béton armé, charpente métallique, phénomène de corrosion

Abstract.

The objective of our work is to study a building for administrative use, with two different structural systems in reinforced concrete and in metal frame, having a regular shape while dealing with the phenomenon of corrosion of metallic construction.

The project is located in the District of Algiers, considered as a zone of strong seismicity (called Zone III) according to the Algerian parasismic regulation 99 version 2003.

The distribution of this work will be done in three parts:

The first part concerns the study of the reinforced concrete structure whose stability is ensured by reinforced concrete walls and gantries with justification of gantry-sails interactions, their implementation and design meeting the standards of RPA99 version 2003.

The dimensioning and reinforcement of the resistant elements of the structure were done, respecting the criteria imposed by the regulations in place which are as follows: BAEL91 modified 99; RPA99 version 2003; CBA93. The reinforcement of these load-bearing elements (columns, beam) was calculated by the SOCOTEC software, the verification of the columns with CSI. Column and Flexi software, in order to make a comparison between the two softwares.

On the other hand, the reinforcement of the walls was done manually with the regulatory method ACI-318-02 and the composite walls were directly reinforced with the CSI.Column software.

The foundation of the building is composed of a ribbed raft.

The second part is based on the study of the same metal frame structure, the stability of which is ensured by a mixed bracing system in Y-shaped triangular palae, their implementation and design meeting the standards of RPA99 version 2003.

The dimensioning of the resistant elements of the structure were done, respecting the criteria imposed by the regulations in place which are as follows: RPA99 version 2003; and CCM97 or ECO 03.

The design and study of the assembly were done manually while respecting all the verification criteria given by Eurocode 03.

For the modeling and calculation of the seismic forces of the reinforced concrete structure and metal frame, we used the Etabs finite element calculation software, which is dedicated for buildings.

The third part of our work is based on the study of the corrosion of structural steel structures.

In the last phase of our work, we give a general overview on the evaluation of corrosion and also proceed to classification of our metallic structure according to the environment to which it will be exposed throughout its service life.

And this work ends with a proposal for anticorrosion protection adapted to the structure and its environment.

Key words: reinforced concrete, metal frame, phenomenon of corrosion.

Remerciements

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, le très miséricordieux et le tout clément. Et que la paix et la bénédiction d'Allah soient sur son Prophète et Messager, Mohammed, ainsi que sur sa famille et ses compagnons.

Nous remercions tout d'abord Allah le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté d'élaborer ce travail.

Nous adressons toutes nos profondes reconnaissances et nos vifs remerciements à notre promotrice Mme BEREDIAFE BOURAHLA, pour son aide, sa patience, sa disponibilité et pour sa supervision éclairée tout au long de la rédaction de ce mémoire.

Nous tenons à saisir cette occasion pour adresser nos sincères remerciements à l'administration et au corps professoral du département de génie civil de l'université de Blida, pour leur collaboration et la qualité des enseignements qu'ils nous ont fournis.

Nous souhaitons également remercier Dr TALEB Rafik, Dr YAHIAOUI Walid, Mr DOUFENE Anis, Mr BOUGRESSI Ali, Mr AMRAR Aziz, Mr OUADAH Noureddine et Mr AICHOUCHE Haroun, TEBBA Aziz pour leur aide à la réalisation de ce travail.

Nous remercions aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont faits, en acceptant de nous évaluer sur notre travail.

Et enfin nous souhaitons exprimer nos plus grandes reconnaissances à nos parents, nos amis, nos collègues pour leur contribution à la réalisation de ce travail.

I dedicate this work to my family

YAHIAOUI Redouane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A dieu le tout puissant et le tout clément ;

A mes parents de ma voir donner une vie meilleures, et qui m'ont doté d'une éducation digne.

A mon cher papa Mr DIARRA Modibo qui m'a encouragé durant tout au long de mon parcours scolaire, en signe de reconnaissance pour sa personne. Merci de m'avoir guidé sur le bon chemin.

A ma chère maman Mme DIARRA Hassiétou Maiga qui n'a cessé de croire en moi, merci pour toutes tes prières qui m'ont amenés ici et ta patience pour ces dernières années de ma vie loin de toi.

A mes sœurs Djènébou Modibo Diarra, Salimata Modibo Diarra et Hawa Modibo Diarra

A mes frères Ousmane Modibo Diarra et Moussa Modibo Diarra ;

A mes cousins Abdramane Coulibaly et feu Drissa Traoré,

A mes ami(e)s et toutes personnes qui ont contribués de près ou de loin à la réalisation de ce travail ;

A mon binôme Redouane Yahiaoui pour sa collaboration et son esprit d'équipe ;

A la communauté des étudiants étrangers africains de Blida (CEEAB) et aux Elevés étudiants et stagiaires Maliens en Algérie (EESMA Blida) ;

A tous mes camarades de la promotion 2020/2021 du master 2 génie civil option constructions métalliques et mixtes de l'université de Blida 1,

Et enfin je dédie ce modeste travail à mon pays le Mali et à mon pays d'accueil Algérie pour ces dernières années.

DIARRA Chaka Modibo

TABLE DES MATIERES

Résumé	
Remerciements	
Dédicace	
Liste des tableaux, figures, symboles	
Introduction générale.....	1

PARTIE 1

Chapitre 1 : Généralité

1.1.1. Introduction.....	3
1.1.2. Présentation de l'ouvrage.....	3
1.1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	3
1.1.4. Classification de l'ouvrage selon RPA.....	3
1.1.5. Normes et règlements utilisés.....	3
1.1.6. Structure en béton armé.....	4
1.1.7. Structure en charpente métallique.....	4

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments

1.2.1. Introduction.....	9
1.2.2. Pré-dimensionnement du dalle.....	9
1.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation	9
1.2.4. Pré dimensionnement de la poutre	11
1.2.5. Pré dimensionnement des voiles.....	11
1.2.6. Pré-dimensionnement des poteaux.....	12

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

1.3.1. Introduction	21
1.3.2. Escaliers.....	21
1.3.3. Acrotère.....	25
1.3.4. Plancher en dalle pleine.....	26

Chapitre 4 : Etude dynamique en zone sismique

1.4.1. Introduction.....	30
1.4.2. Etude sismique.....	30
1.4.3. La méthode de calcul.....	31
1.4.4. Analyse spectrale	31
1.4.5. Résultats de l'analyse sismique.....	35

Chapitre 5 : Etude des éléments résistants

1.5.1. Introduction.....	43
1.5.2. Ferrailage des poutres.....	43
1.5.3. Ferrailage des poteaux	43
1.5.4. Ferrailage des voiles.....	61

Chapitre 6 : Etude des fondations

1.6.1. Introduction	75
1.6.2. Reconnaissance du sol.....	75
1.6.3. Combinaisons d'actions à considérer	75
1.6.4. Choix du type des fondations	75
1.6.5. Radier général.....	75

PARTIE 2

Chapitre 1 : Pré-dimensionnement des éléments

2.1.1. Plancher collaborant.....	87
2.1.2. Etudes des solives.....	89
2.1.3. Etude des poutres principales.....	95
2.1.4. Etude des poteaux.....	100

Chapitre 2 : Etude dynamique en zone sismique

2.2.1. Introduction.....	105
2.2.2. La méthode de calcul.....	105
2.2.3. Résultats de l'analyse sismique.....	106

Chapitre 3 : Vérification des éléments de l'ossature

2.3.1. Introduction.....	111
2.3.2. Classification des ossatures de la structure.....	111
2.3.3. Vérification des poteaux.....	111
2.3.4. Vérification des poutres principales.....	115
2.3.5. Vérification des poutres secondaires.....	116
2.3.6. Vérification des palées de stabilité.....	117

Chapitre 4 : Conception et Etude des assemblages

2.1.1. Introduction.....	119
2.1.2. Les différents modes d'assemblages.....	119

2.1.3. Assemblage poutre – solive (IPE 400 – IPE 200).....	120
2.1.4. Assemblage poteau – poutre (2HEB 500 – IPE 400) de rive.....	123
2.1.5. Assemblage des éléments de contreventement.....	126
2.1.6. Assemblage de continuité poteau (2HEB 500 - 2HEB 450) avec contacte :.....	132

Chapitre 5 : Etude des poteaux mixtes

2.1.5. Introduction.....	138
2.1.6. Les poteaux mixtes.....	138
2.1.7. Méthode de calcul.....	138

PARTIE 3

3.1. Introduction.....	142
3.2. Définition de la corrosion.....	142
3.3. Les différents types de corrosion.....	142
3.4. L'influence du milieu corrosif sur les structures métalliques.....	142
3.5. Les différentes catégories de corrosivité.....	146
3.6. Préparation des surfaces.....	147
3.7. Protection anticorrosion.....	147
3.8. La durabilité du système de peinture.....	150
3.9. Techniques d'essai des peintures sur site.....	150
3.10. Cas d'étude.....	152

Liste des tableaux

Partie 1 :

Tableau1.2.1.	Charges permanentes Plancher terrasse inaccessible	9
Tableau1.2.2.	Charges permanentes Plancher RDC / étage courant.....	10
Tableau1.2.3.	Charges permanentes Plancher Sous sol	10
Tableau1.2.4.	Surcharge d'exploitation revenante au poteau central	10
Tableau1.2.5.	Charges permanants revenantes au poteau central.....	17
Tableau1.2.6.	Choix de section du poteau central.....	18
Tableau1.2.7.	Vérification du critère de résistance.....	19
Tableau1.2.8.	Vérification de l'effort normal réduit.....	19
Tableau1.2.9.	Choix final de section de poteaux	20
Tableau1.3.1.	Evaluation des charges et surcharges sur le palier.	22
Tableau1.3.2.	Evaluation des charges et surcharges sur la paillasse.....	22
Tableau1.3.3.	Ferraillage de l'escalier.	23
Tableau1.3.4.	Vérification de la contrainte du béton.	24
Tableau1.3.6.	Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire.....	27
Tableau1.3.7.	Vérification des contraintes du beton à l'ELS	28
Tableau1.3.8.	Vérification de la flèche de la dalle.....	28
Tableau1.4.1.	Facteur de qualité	34
Tableau1.4.2.	Période et facteurs de participation massique du modèle initial	36
Tableau1.4.3.	Période et facteurs de participation massique du model final	37
Tableau1.4.4.	Vérification des déplacements inter étages du modèl final	38
Tableau1.4.5.	Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	39
Tableau1.4.6.	Justification vis-à-vis de l'effet P-delta	40
Tableau1.4.7.	. Pourcentage des charge horizontales reprises par les portiques et voiles dans le sens x-x	41
Tableau1.4.8.	Pourcentage des charge horizontales reprises par les portiques et voiles dans le sens y-y.....	42
Tableau 1.5.1.	Choix des armatures pour les poutres principales 35 x 50.....	43
Tableau 1.5.2.	Choix des armatures pour les poutres secondaires 35 x 50.....	44
Tableau 1.5.3.	Vérification des poutres principales 35 x 50 à l'ELS.....	44
Tableau 1.5.4.	Vérification des Poutres secondaires 35 x 50 à l'ELS	45
Tableau 1.5.5.	Vérification des Poutres de la terrasse 35 x 50 à l'ELS	45
Tableau 1.5.6.	Vérification de contrainte de cisaillement dans la poutre principale 35 x 50	46

Tableau 1.5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire 35x50	46
Tableau 1.5.8. Calcul des armatures transversales.....	46
Tableau 1.5.9. Tableau : Tableau récapitulatif de calcul de flèche.....	48
Tableau 1.5.10. Section d'armature maximal Pour les Poteaux	50
Tableau 1.5.11. Choix des armatures de ferrailage des poteaux.....	51
Tableau 1.5.12. Vérification de l'ELS selon l'effort N_S^{MAX} et M_S^{Cor}	51
Tableau 1.5.13. Vérification de l'ELS selon l'effort M_S^{MAX} et N_S^{Cor}	52
Tableau 1.5.14. Vérification de l'effort tranchant.....	52
Tableau 1.5.15. Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau carré	53
Tableau 1.5.16. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés	53
Tableau 1.5.17. Les efforts obtenus pour le voile $Vy2$:	62
Tableau 1.5.18. Armatures calculés en flexion composé pour le voile $Vy2$	65
Tableau 1.5.19. Résultats de ferrailage du voile $Vy2$	68
Tableau 1.5.20. Justification de la stabilité et la résistance au flambement.....	69
Tableau 1.5.21. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal	69
Tableau 1.5.22. Vérification si 2 nappe sont nécessaire	69
Tableau 1.5.23. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant.....	70
Tableau 1.5.24. Résultats de ferrailage du voile $Vy1$	70
Tableau1.6.1. Vérification au renversement	79
Tableau1.6.2. Contraintes sous le radier à l'ELU	80
Tableau1.6.3. Contraintes sous le radier à l'ELS	80
Tableau1.6.4. Ferrailage d'un panneau du radier.....	81
Tableau1.6.5. Vérification des contraintes à l'ELS	82
Tableau1.6.6. Vérification des contraintes à l'ELS après correction.....	83
Tableau1.6.7. Ferrailage de nervure.....	84
Tableau1.6.8. Vérification des contraintes a l'ELS du radier	84
Tableau1.6.9. Vérification des contraintes à l'ELS du radier après correction	85
Tableau1.6.10. Choix des armatures transversales	85

Partie2 :

Tableau 2.1.1 Caractéristique de la tole	87
Tableau 2.1.2 Charge permanente et d'exploitation pour plancher terrasse inaccessible.	87
Tableau 2.1.3 Charge permanente et d'exploitation pour plancher courant.	87

Tableau 2.1.4	Vérification du profilé en phase de construction plancher courant.....	93
Tableau 2.1.5	Vérification du profilé en phase finale plancher courant.	93
Tableau 2.1.6	Vérification du profilé en phase finale plancher courant.	99
Tableau 2.1.7	Charges d'exploitations cumulées.....	101
Tableau 2.1.8	Descente des charges.....	101
Tableau 2.1.9	Choix de la sections des profilés.	102
Tableau 2.1.10	Choix finale de la sections des profilés pour chaque niveau.....	104
Tableau 2.2.1	Caractéristiques de la force sismique.	105
Tableau 2.2.2	Participation massique du model final.	107
Tableau 2.2.3	Resultats des déplacements inter- étage.	109
Tableau 2.2.4	Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage.	109
Tableau 2.2.5	Vérification de l'effet du 2° ordre (ou effet P- Δ).	110
Tableau 2.3.1	Vérification de la stabilité au flambement du 7 ^{ème} niveau	114
Tableau 2.3.1 :	Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.	119
Tableau 2.5.1 :	Caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.	139

Partie 3 :

Tableau 3.1.	Catégorie pour les structures immergées ou enterrées [art.5.2 – ISO 12944-2]	146
Tableau 3.2.	Catégories de corrosivité atmosphérique selon le milieu[art.5.1.1–ISO 12944-2]	146
Tableau 3.3.	Systèmes de peinture pour l'acier - catégorie C1 (ISO 12944 -5).....	152
Tableau 3.4.	Systèmes de peinture pour l'acier - catégorie C3 (ISO 12944 -5).	152

Liste des Figures

Partie 1 :

Figure 1.1.1.	Dimensions des briques.....	4
Figure 1.1.2.	Diagramme contrainte – deformation du béton à ELU.....	5
Figure 1.1.3.	Diagramme contrainte – deformation du béton à ELS	6
Figure 1.1.4.	Conception du plancher collaborant.....	7
Figure 1.2.1.	Section réduite du poteau	14
Figure 1.2.2.	Vu en plan de l'implantation des poteaux les plus sollicités.....	15
Figure 1.3.1.	Schéma statique de l'escalier.	21
Figure 1.3.2.	Schéma statique pour le calcul des efforts internes.....	22
Figure 1.3.3.	schéma de ferrailage de l'escalier	25
Figure 1.3.4.	Schéma de ferrailage de l'acrotère	26
Figure 1.3.5.	Dimension de la dalle pleine la plus sollicitée.	26
Figure 1.3.6.	Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	29
Figure 1.4.1.	Spectre de réponse.....	31
Figure 1.4.2.	Vu en plan de model initial	35
Figure 1.4.3.	Vu en plan de model final	36
Figure 1.5.1.	Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse.....	48
Figure 1.5.2.	Schéma de ferrailage de la poutre principale de l'étage courant.....	49
Figure 1.5.3.	Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse.....	49
Figure 1.5.4.	Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant	50
Figure 1.5.5.	schéma de ferrailage du poteau 70*70	54
Figure 1.5.6.	schéma de ferrailage du poteau 60*60	54
Figure 1.5.7.	schéma de ferrailage du poteau 50*50	54
Figure 1.5.8.	schéma de ferrailage du poteau 40*40	54
Figure 1.5.9.	Introduire les efforts et le ferrailage de la section 70*70.....	55
Figure 1.5.10.	Resultas des contrainte deformation du Poteau 70*70.....	55
Figure 1.5.11.	Introduire les efforts et le ferrailage de la section	56
Figure 1.5.12.	Resultas des contrainte deformation du poteau 40*40.....	57
Figure 1.5.13.	Choix de la methode de calcul	58
Figure 1.5.14.	Definir l'enrobage	58
Figure 1.5.15.	Définition des matériaux utilisés.....	58
Figure 1.5.16.	Introduire les efforts	59
Figure 1.5.17.	Insérer le ferrailage	59
Figure 1.5.18.	Les résultats pour le poteau 70*70.....	59
Figure 1.5.19.	Courbe d'interaction P-m P-MM	60
Figure 1.5.20.	Courbe d'interaction Mx-My	60
Figure 1.5.21.	resultas du poteau 60*60 du 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} niveau.....	60
Figure 1.5.22.	resultas du poteau 50*50 du 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} niveau.....	60
Figure 1.5.23.	resultas du poteau 40*40 du 8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème} niveau.....	61
Figure 1.5.24.	Disposition des voiles.....	61
Figure 1.5.25.	Ferrailage du voile Vxy1 dans Csi column	71
Figure 1.5.26.	Resultas de ferrailage du voile Vxy1	71
Figure 1.5.27.	Ferrailage de la cage d'ascenseur dans Csi column	71
Figure 1.5.28.	Resultas de ferrailage de la cage d'ascenseur	72
Figure 1.5.29.	Schéma de ferrailage de voile Vy2 Du RDC au 1 ^{er} niveau.....	73
Figure 1.5.30.	Schéma de ferrailage de voile Vxy1 Du RDC au 1 ^{er} niveau.....	73

Figure 1.5.31.	Schema de ferrailage de la cage d'assenseur du RDC au 1 ^{er} niveau.....	74
Figure1.6.1.	Dimension du radier	77
Figure1.6.2.	Déformation du radier	77
Figure1.6.3.	Distribution des contraintes au niveau de la fondation l'ELS	78
Figure1.6.4.	Schéma de ferrailage de la nervure	86
Figure1.6.5.	Schéma de ferrailage du radier.....	86

Partie : 2

Figure 2.1.1	Vue en plan de la structure.....	88
Figure 2.1.2	largeur efficace pour solive	91
Figure 2.1.3	Largeur efficace pour la poutre	96
Figure 2.2.1	Vue sur les contreventements en élévation.	106
Figure 2.2.2	Vue en plan du model final.	106
Figure 2.2.3	Schéma des trois premiers modes.	107
Figure 2.3.1	Longueur de flambement pour un mode déplaçable.	112
Figure 2.4.1	Schéma d'assemblage poutre -solive.	120
Figure 2.4.2	Assemblage de la poutre – cornière.	122
Figure 2.4.3	Schéma du cisaillement du bloc.	123
Figure 2.4.4	Assemblage poutre - platine.....	123
Figure 2.4.5	Assemblage poteau - platine.	125
Figure 2.4.6	Disposition des boulons avec raidisseur.....	125
Figure 2.4.7	Assemblage gousset – contreventement (palé de stabilité).....	127
Figure 2.4.8	Assemblage gousset - nœud de portique par soudure.	128
Figure 2.4.9	Assemblage gousset – contreventement au nœud du portique.....	129
Figure 2.4.10	Assemblage gousset - nœud de portique par soudure.	130
Figure 2.4.11	Assemblage gousset – contreventement à la poutre.....	130
Figure 2.4.12	Assemblage poteau par couvre – joint.	132
Figure 2.4.13	Schéma d'assemblage pour la position de la plaque d'ajustations.....	132
Figure 2.4.14	Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la compression.	133
Figure 2.4.15	Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la traction.	134
Figure 2.4.16	Schéma de la vérification de la section de la semelle.	136
Figure 2.5.1 :	Schéma typique de sections transversales de poteaux mixtes.....	138
Figure 2.5.2 :	Schéma de la section transversale du poteau mixte.	139

Partie 3 :

Figure 3.1.	Corrosion uniforme	142
Figure 3.2.	Corrosion galvanique	143
Figure 3.3.	Corrosion caverneuse	143
Figure 3.4.	Corrosion par piqûres sur la peinture	144
Figure 3.5.	Corrosion sous contrainte.....	144
Figure 3.6.	Corrosion sous contrainte.....	144
Figure 3.7.	Corrosion due à la fatigue	145
Figure 3.8.	Exemple d'application de peinture à l'usine	150
Figure 3.9.	Essai de quadrillage.....	151
Figure 3.10.	Essai de traction	151

Liste des symboles et des abréviations

A :	Coefficient d'accélération de zone,
A_s :	Aire d'une section d'acier.
A_t :	Section d'armatures transversales.
B :	Aire d'une section de béton.
ϕ :	Diamètre des armatures, mode propre.
φ :	Angle de frottement.
C :	Cohésion.
Q_{adm} :	Capacité portante admissible.
Q :	Charge d'exploitation.
PC :	Pression de consolidation.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
τ :	Contrainte tangentielle.
β :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
σ_m :	Contrainte moyenne.
G :	Charge permanente.
ξ :	Déformation relative.
V_0 :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$:	Etat limite ultime.
$E.L.S$:	Etat limite service.
N_{ser} :	Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u :	Effort tranchant ultime.
T :	Période.
S_t :	Espacement.

λ :	Elancement.
F :	Force concentrée.
f :	Flèche.
\bar{f} :	Flèche admissible.
D :	Fiche d'ancrage.
L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
I_p :	Indice de plasticité.
I_c :	Indice de consistance.
d :	Hauteur utile.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
f_i :	Flèche due aux charges instantanées.
f_v :	Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K :	Coefficient de raideur de sol.
δ :	Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
Y :	Position de l'axe neutre.
A_g :	Section transversale brute du voile ou trumeau.
I_0 :	Moment d'inertie de la section totale homogène
δ_{ek} :	déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
A_{cv} :	section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
Φ :	Coefficient de sécurité.

α_c :	coefficient dependant de l'élancement du mur.
ρ_v :	Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
ρ_h :	Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
ρ_n :	Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
h_w :	Hauteur totale du voile.
h_{cr} :	Hauteur critique du voile.
L_{bz} :	longueur de la zone de confinement du voile.
T_{bz} :	largeur de la zone de confinement du voile.
l_w :	Longueur du mur en plan.
δ_u :	déplacement du voile au sommet.
I_g :	Moment d'inertie du voile.
E :	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa).
G :	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000$ MPa).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr} :	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff} :	Moment efficace (section de classe 4).
M_{el} :	Moment élastique.
M_{pl} :	Moment plastique.
M_R :	Moment résistant.
N_K :	Effort critique d'Euler.
N_{pl} :	Effort normal de plastification.
f_u :	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub} :	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y :	Limite d'élasticité d'une pièce.
K :	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s :	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
k_y et k_z :	Coefficient de flambement –flexion.
m :	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n :	Nombre de boulons.
β_M :	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w :	Facteur de corrélation (soudure).
ε :	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η :	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ :	Elancement.
λ_k :	Elancement eulérien.
λ :	Elancement réduit.

λ_{LT} :	Elancement de déversement.
μ :	Coefficient de frottement.
χ :	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT} :	Coefficient de réduction de déversement.
A_{eff} :	Section efficace d'une pièce (classe 4).
A_{net} :	Section nette d'une pièce.
A_s :	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t :	Moment d'inertie de torsion.
I_w :	Facteur de gauchissement d'une section.
I_y :	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z :	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff} :	Module de résistance efficace.
W_{el} :	Module de résistance élastique.
W_{pl} :	Module de résistance plastique.
b :	Largeur d'une semelle de poutre.
D :	Diamètre nominale des tiges des boulons
d_0 :	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i :	Rayon de giration d'une section.
l :	Largeur d'une poutre.
l_D :	Largeur de déversement d'une poutre.
l_k :	Longueur de flambement.
t :	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f :	Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w :	Epaisseur d'une âme de poutre.
v_s :	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
v_i :	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
α :	Angle en général.
γ_{Mb}	Résistance des boulons au cisaillement.
γ_{Mb}	Résistance des boulons au à la traction.
F_v :	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_B :	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
F_T :	Résistance des boulons en traction.
α :	Facteur d'imperfection (flambement).
β_{MLT} :	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
ϵ_{Pl} :	Déformation
σ_{Ed} :	Contrainte éq.

F_y : Limite d'élasticité
 E_{lim} : Déformation plastique limite
 $F_{t,Rd}$: Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab
 $F_{t,Ed}$: Effort de tension 3.4
 $B_{p,Rd}$: Résistance au cisaillement par poinçonnement
 V : Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon.
 $F_{v,Rd}$: Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4

Introduction générale

La conception d'une structure doit être fondée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements selon l'importance du projet, sans oublier l'aspect économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter.

De ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure, l'objectif principal pour un ingénieur n'est pas simplement d'appliquer les règlements mais de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des phénomènes accidentels afin de la stabiliser, de protéger les personnes et de leur bien.

Le secteur de la construction est le plus grand consommateur d'acier, celui-ci étant apprécié par les architectes et maîtres d'ouvrage pour sa légèreté, sa parfaite homogénéité. Cependant l'acier possède un point faible lié à certaine pathologie comme la corrosion, ce qui entraîne des contraintes économiques liées aux ouvrages. D'où les problèmes de corrosion des structures métalliques ne peuvent en aucun cas être négligés.

Notre étude sera menée sur un bâtiment constitué d'un RDC + 10 étages + 4 sous-sol à usage administratif implanté dans une zone de forte sismicité (zone III), avec deux systèmes structurels différents en béton armé et en charpente métallique tout en traitant le phénomène de la corrosion des constructions métalliques. La répartition de ce travail se fera sous trois parties :

La première partie se fera sur l'étude de la structure en béton armé, qui comportera les chapitres suivants :

Le 1^{er} chapitre donne une description générale de l'ouvrage en tenant compte systèmes structurels avec ces dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés. Nous avons consacré le 2^{ème} chapitre au pré dimensionnement des éléments structuraux et non Structuraux de la structure. Dans le 3^{ème} chapitre nous nous intéressons au calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, et la dalle pleine). Le 4^{ème} chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration, en renforçant l'ossature par des voiles. On observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques. L'étude dynamique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure à l'aide du logiciel de calcul **ETABS V17**. Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99 V2003** dans le 5^{ème} chapitre. Et enfin le dernier chapitre se fera sur le calcul des fondations (type, dimensions, vérifications et ferrailages).

La deuxième partie du travail se fera sur l'étude de la structure en charpente métallique, qui aura le premier chapitre en commun avec la partie étude en béton armé et comportera les chapitres suivants :

Le 1^{ème} chapitre sera sur le pré-dimensionnement des éléments de l'ossature. Dans le 2^{ème} chapitre nous nous intéressons à l'étude dynamique tout en répondant aux exigences imposées par le *RPA99/V.2003*. Et nous consacrons le 3^{ème} chapitre sur la vérification des éléments de l'ossature en se conformant aux critères de l'Eurocode ou du CCM97. Pour le 4^{ème} chapitre elle portera sur la conception et l'étude des assemblages manuellement. Et on terminera par le dernier chapitre qui se fera sur le dimensionnement des poteaux mixtes qui se trouve au niveau du sous/sol.

La troisième partie de notre travail est basé sur une étude à la corrosion des constructions en charpentes métalliques.

Dans cette dernière phase de notre travail, nous donnerons un aperçu général sur évaluation de la corrosion et également procédé à une classification de notre structure métallique selon l'environnement auxquels elle est exposées durant tout au long de sa vie de service.

Et ce travail se terminera par une proposition de protection anticorrosion adapté à la structure et selon son environnement.

1.1.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous donnerons un aspect général sur la structure a étudié qui est par ailleurs Constituée de deux systèmes structurels différents en béton armée et en charpente métallique.

1.1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est une structure R+10 à usage administratif, d'une forme régulière et qui est composé d'un rez de chaussé + 10 étages et 4 sous-sols, implanté dans la wilaya d'Alger précisément à Bab Ezzouar selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/V.2003), classé comme une zone de sismicité élevée (zone III).

1.1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

1.1.3.1 Dimension en plan de l'ouvrage

Longueur totale de la superstructure.....	26,50 m.
Largeur totale de la superstructure.....	18,70 m.
Longueur totale de l'infrastructure.....	30,03 m.
Largeur totale de de l'infrastructure.....	27,70 m.

1.1.3.2 Dimension en élévation de l'ouvrage

Hauteur de l'étage courant.....	3,60 m.
Hauteur du rez de chaussé	3,60 m.
Hauteur du sous- <i>sol</i> ₁	3,90 m.
Hauteur du sous- <i>sol</i> _{2,3,4}	3,06 m.
Hauteur totale du bâtiment (sans l'acrotère).....	39,60 m.

1.1.4 Classification de l'ouvrage selon RPA

Selon le règlement parasismique Algérien (*RPA 99/ V.2003*), notre structure est classée :

- Importance des ouvrages : groupe 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne).
- Zone sismique : sismicité élevée (zone III).

1.1.5 Normes et règlements utilisés

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé DTR B.C.2-41 (CBA93)
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C.2.2

- Béton Armé aux Etat limites BAEL91/version99.

1.1.6 Structure en béton armé

1.1.6.1 Eléments de l'ouvrage

a) Ossature de la structure

En se basant sur les critères du **RPA 99/ V.2003, art.4a** notre structure comportera un système de contreventement mixte assuré par des voiles avec la participation des portiques, en justifiant l'interaction portiques/voiles d'où $R= 5$.

b) Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux, séparant deux niveaux d'une construction. Le type de plancher adopter pour notre structure est une dalle pleine d'une épaisseur 15cm.

c) Maçonneries

Les maçonneries d'un bâtiment sont généralement en briques creuses. Dans notre structure, On distingue :

- Les murs extérieurs sont en double parois (double cloison) en brique creuse de 10-15 cm d'épaisseur séparées entre eux par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs (simple cloison) sont en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

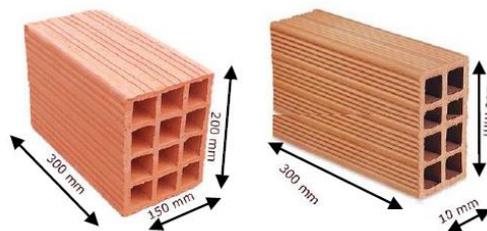


Figure 1.1.1 : Dimensions des briques.

d) Escaliers

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Pour notre cas on a un type avec deux volées et paliers intermédiaire.

e) Revêtements

Les revêtements utilisés pour l'ouvrage sont les suivants :

- Enduit en ciment sur les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs.

- Plaque de plâtre pour les plafonds suspendu aux plafonds.
- Dalle de sol pour les planchers et pour les escaliers.

1.1.6.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

a) Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le domaine de la construction, il est obtenu par un mélange de granulats, de ciment et d'eau de gâchage et parfois des adjuvants. Il est également très économique et facile à réaliser.

Les caractéristiques différentes mécaniques du matériau sont :

La résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

La résistance caractéristique à la traction $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,4 \text{ MPa}$.

Poids volumique $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

Module de déformation instantanée $E_{ij} = 11\,000 \cdot f_{cj}^{1/3} = 34179,56 \text{ MPa}$

Module de déformation différée $E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} = 11496,76 \text{ MPa}$

Module de cisaillement $G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$

Coefficient de poisson $\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

• Contrainte limite du béton

Etat limite ultime

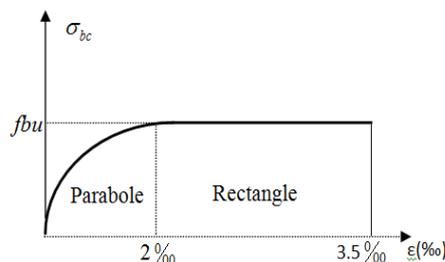


Figure 1.1.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à ELU.

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

Avec :

Θ : Dépend de la durée d'application des contraintes.

γ_b : Coefficient de sécurité,

Etat limite de service

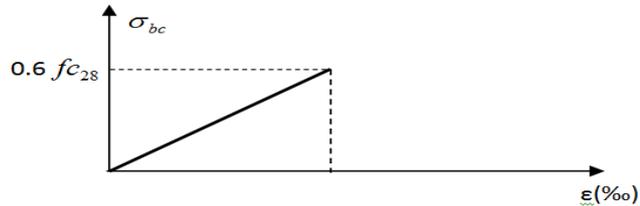


Figure 1.1.3 : Diagramme contrainte – déformation du béton à ELS .

- **Contrainte au cisaillement**

La contrainte au cisaillement ultime τ_u pour les armatures droites est donnée par l'expression suivante :

Fissuration peu préjudiciable FPP : $\tau_u = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b \text{ et } 5 \text{ MPa})$

Fissuration préjudiciable FPP ou très préjudiciable FTP : $\tau_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b \text{ et } 4 \text{ MPa})$

b) Aciers d'armatures

Notre structure comportera les différents types d'aciers qui sont les suivants :

Aciers à haute adhérence HA de nuance FeE500 : ils sont caractérisés par leur limite élastique $F_e = 500 \text{ MPa}$ et ils seront utilisés au niveau des poteaux mixtes, les fondations et les escaliers.

Module d'élasticité longitudinale $E_a = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

- **Contrainte limite de Acier**

Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} < f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \min (2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

1	pour des ronds lisses
1,6	pour les hautes adhérences avec $\phi \geq 6 \text{ mm}$
1,3	pour les hautes adhérences avec $\phi < 6 \text{ mm}$.

1.1.7 Structure en charpente métallique

1.1.7.1 Eléments de l'ouvrage

a) Ossature de la structure

En se basant sur les critères du **RPA 99/ V.2003, art.10a**, notre structure comportera un système d'ossature contreventée par des cadres auto-stables ductiles et palées de stabilité triangulaire dans les deux directions. $R=4$

b) Les planchers

Le type de plancher utiliser dans notre structure en charpente est un plancher collaborant d'épaisseur $e=12\text{cm}$, qui est constitué bac d'acier PCB 60, de treillis soudé et des goujons. Cette dalle en béton est reliée aux poutres pour l'intermédiaire de connecteurs (goujons).

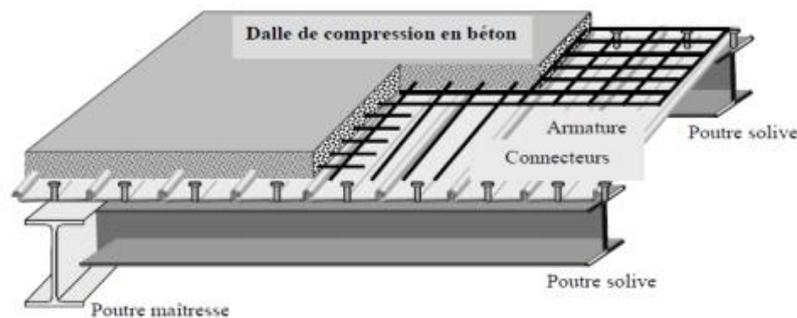


Figure 1.1.4 : Conception du plancher collaborant.

c) Murs rideaux

Les murs rideau qui sont aussi utilisés dans notre ouvrage, sont des murs extérieurs non porteur, destiné à protéger l'intérieur de l'ouvrage de tout ce qui est à l'extérieur.

Ces murs rideaux sont fabriqués pour résister à de nombreuses catastrophes naturelles ou autres, telles que les explosions, les séismes, les infiltrations d'air, etc...

1.1.7.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

a) Aciers de constructions

Les caractéristiques différentes mécaniques de l'acier sont :

Module d'élasticité longitudinale

$$E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

Module de cisaillement

$$G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$$

Coefficient de poisson

$$\nu_a = 0,3$$

Masse volumique

$$\rho_a = 78,5 \text{ KN/m}^3$$

Tableau1.1.1 Limites d'élasticité f_y et la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier

Nuance nominale de l'acier	Epaisseur t (mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$	
	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	460
Fe 510	355	510	335	490

1.2.1 Introduction

Tout calcul de structure en génie civil ne peut pas se faire sans passé par un pré-dimensionnement des éléments. Cette étape consiste à obtenir les dimensions des différents éléments en respectant certain principe indiqués ou imposés par les règlements[1] [2]

1.2.2 Pré-dimensionnement du dalle

Notre structure contient un plancher à dalle pleine :

- **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$12.76 \leq e \leq 15.95$ alors **e= 15 cm**

- **Résistance au feu**

e= 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

$15\text{cm} > 11\text{cm}$ ok

- **Isolation phonique**

Selon le règlement algérien CBA 93 $e > 13\text{cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique

$15\text{cm} > 13\text{cm}$ok

On optera pour une dalle d'épaisseur : **e = 15cm**

1.2.3 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

a. Les charges permanentes :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau1.2.1. Charges permanentes Plancher terrasse inaccessible

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m³]	Poids surfaciques [KN/m²]
1	Gravier de protection	0.05	17	0.85
2	Forme de pente (e=10cm)	0.10	22	2.20
3	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Dalle à épaisseur (e= 15cm)	0.15	25	3.75
6	Enduit en plâtre (e=2cm)	0.02	10	0.2
ΣG=				7.28

➤ Plancher RDC / étage courant et s/sol :

Tableau1.2.2. Charges permanentes Plancher RDC / étage courant

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	Dallage scellé Grés cérame y compris le poids de mortier de pose(e=2cm)	-	-	0.60
2	chape	0.04	22	0.88
3	Dalle à épaisseur (e= 15cm)	0.15	25	3.75
4	Planche de plâtre	0.0125	10	0.125
5	Cloisons légères	-	-	0.8
ΣG=				6.15

Tableau1.2.3. Charges permanentes Plancher Sous-sol

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	chape	0.04	22	0.88
2	Dalle à épaisseur (e= 15cm)	0.15	25	3.75
3	Cloisons légères	-	-	0.8
ΣG=				5.43

➤ L'acrotère :

Le poids total de l'acrotère :

G = 3.88 kN/m

b. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitations est une charge donnée et imposée par le règlement (DTP- BC – 2.2), en fonction de la nature et l'usage du plancher ou de la structure.

- Plancher terrasse.....Q= 1.00 KN /m²
- Plancher étages courantsQ= 2.50 KN /m²
- Plancher RDCQ= 2.50 KN /m²
- Plancher sous-sol.....Q= 2.50 KN /m²
- EscalierQ= 2.50 KN /m²
- L'acrotère Q= 1.00 KN /m²

1.2.4 Pré dimensionnement de la poutre :

Voir figure 1.2.2.

Exemple de calcul :

➤ Poutres principale :

$$L = 6.95 - 0.3 = 6.65 \text{ m}$$

• Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\frac{665}{15} \leq h \leq \frac{665}{10} \implies 44.33 \leq h \leq 66.5 \quad \text{alors on prend } h = 50 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 0.5 \leq b \leq 0.7 \times 0.5 \implies 0.15 \leq b \leq 0.35 \quad \text{alors on prend } b = 35 \text{ cm}$$

• Selon le R.P.A 99 (version 2003) : zone III

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

$$b = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{50}{35} = 1.43 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

D'où les trois conditions vérifiées alors les deux sections sont acceptables.

Conclusion :

- Sens porteur avec une portée de $L = 6.65 \text{ m}$, on prend : $b \times h = 35 \times 50 \text{ cm}^2$
- Sens non porteur avec une portée de $L = 6.38 \text{ m}$, on prend : $b \times h = 35 \times 50 \text{ cm}^2$

1.2.5 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont conçus en se basant sur les principes et conditions imposées [1]:

- Les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur :

$$a_{min} \geq \max [15\text{cm}, h_e/20]$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

a_{min} : épaisseur de voile.

- Pour RDC/ Etage : $h_e = 3.60 - 0.5 = 3.10$ m $\implies a = \frac{h_e}{20} = \frac{310}{20} = 15.5$ cm

$a_{min} \geq \max [15 \text{ cm}, 15.5 \text{ cm}]$ alors **$a_{min} = 15.5$ cm.**

- Pour sous-sol 1 : $h_e = 3.91 - 0.5 = 3.41$ m $\implies a = \frac{h_e}{20} = \frac{341}{20} = 17.05$ cm

$a_{min} \geq \max [15 \text{ cm}, 17.05 \text{ cm}]$ alors **$a_{min} = 17.05$ cm.**

- Pour sous-sol 2/3/4 : $h_e = 3.06 - 0.5 = 2.56$ m $\implies a = \frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12.80$ cm

$a_{min} \geq \max [15 \text{ cm}, 12.80 \text{ cm}]$ alors **$a_{min} = 15$ cm.**

• **Conclusion :**

- On optera pour des voiles d'épaisseur **$a = 20$ cm.**

1.2.6 Pré-dimensionnement des poteaux :

- Procédure de pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le [1]
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile du béton.

- Loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

La charge d'exploitation à tous les niveaux étant identiques la loi de dégression ci-dessus étant applicable en respectant l'ordre des niveaux permet de réduire de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$.

Avec :

- n : nombre d'étage.

- Q0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2, ..., Qn : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

o Détermination de la section des poteaux :

Le pré-dimensionnement se fait en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule donnée par le **BAEL** :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (en compression) = $1,35G + 1,5Q$;

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

B : surface de la section du poteau.

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.

fe : limite élastique de l'acier.

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28})

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant la section réelle de 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)$ [cm²]

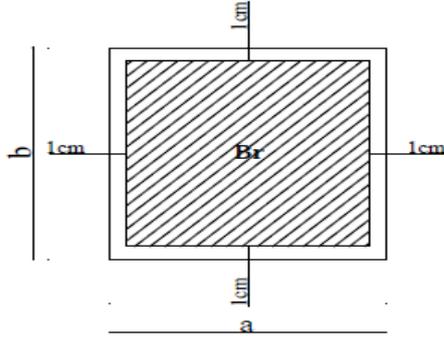


Figure1.2.1. Section réduite du poteau

Selon le [2] on a : $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire dans l'équation (1) la valeur de Br et on obtient :

$$\bullet Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,53N_u$$

Avec $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

❖ La vérification de la section se fait par **RPA99 version 2003** :

En zone sismique III, Le minimum requis pour une section rectangulaire ou carrée:

$$\left\{ \begin{aligned} * \text{Min}(a; b) &\geq 30 \text{ cm} \\ * \text{Min}(a; b) &> \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} &< \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

- Les poteaux les plus sollicités sont :

Poteau d'angle le plus sollicité est : **A - 6**

Poteau central le plus sollicité est : **C - 4**

Poteau de rive le plus sollicité est : **B - 6**

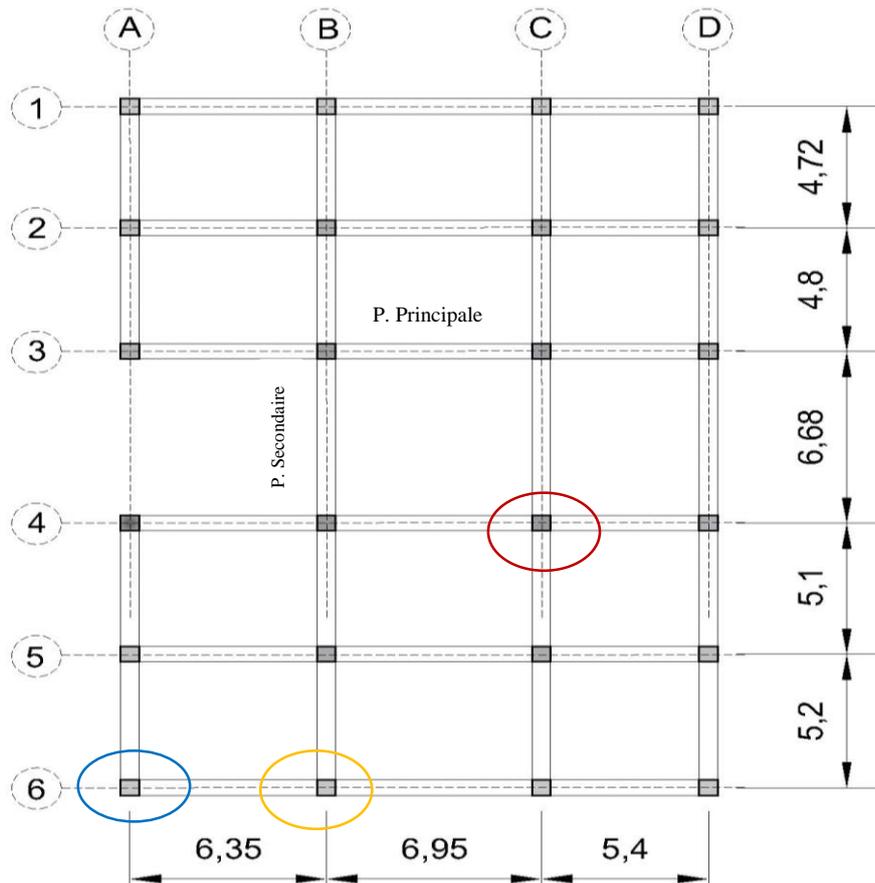


Figure 1.2.2. Vu en plan de l'implantation des poteaux les plus sollicités

❖ **Poteau central :**

➤ **Charge d'exploitation :**

L'évolution de la charge d'exploitation est traité sur le tableau suivant :

Tableau1.2.4. Surcharge d'exploitation revenante au poteau central

<i>Niveau des planchers</i>	<i>Surcharges (Q)</i>	<i>Qi [KN/m²]</i>	<i>Σ Surcharges (Q)</i>	<i>Σ Surcharges [KN/m²]</i>	<i>Σ Surcharges [KN]</i>
<i>N1</i>	<i>Q0</i>	<i>1</i>	<i>Q0</i>	<i>1.00</i>	<i>31.24</i>
<i>N2</i>	<i>Q1</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 + Q1</i>	<i>3.50</i>	<i>109.34</i>
<i>N3</i>	<i>Q2</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 + 0.90(Q1+ Q2)</i>	<i>5.50</i>	<i>171.82</i>
<i>N4</i>	<i>Q3</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 + 0.80(Q1+ Q2+Q3)</i>	<i>7.00</i>	<i>218.68</i>
<i>N5</i>	<i>Q4</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 + 0.70(Q1+.....+Q4)</i>	<i>8.00</i>	<i>249.92</i>
<i>N6</i>	<i>Q5</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 + 0.60(Q1+.....+Q5)</i>	<i>8.50</i>	<i>265.54</i>
<i>N7</i>	<i>Q6</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 + 0.50(Q1+.....+Q6)</i>	<i>8.50</i>	<i>265.54</i>
<i>N8</i>	<i>Q7</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 + 0.50(Q1+.....+Q7)</i>	<i>9.75</i>	<i>304.59</i>
<i>N9</i>	<i>Q8</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 +0.50(Q1+.....+Q8)</i>	<i>11</i>	<i>343.64</i>
<i>N10</i>	<i>Q9</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 + 0.50(Q1+.....+Q9)</i>	<i>12.25</i>	<i>382.69</i>
<i>N_{RDG}</i>	<i>Q10</i>	<i>2.5</i>	<i>Q0 + 0.50(Q1+.....+Q10)</i>	<i>13.50</i>	<i>421.74</i>

➤ **Descente des charges :**

L'évolution de la charge permanente est traité sur le tableau suivant :

Tableau1.2.5. Charges permanentes revenantes au poteau central

<i>Etages</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G [KN]</i>	<i>Q [KN]</i>
10 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse : Poids des poutres : Poids du poteau étage courant : Total =	227.43 50.18 8.10 285.71	31.24
9 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher étage courant } B Poids des poutres : Poids du poteau étage courant : Total =	285.71 194.13 50.18 8.10 538.12	109.34
8 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 B Total =	538.12 252.41 790.53	171.82
7 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 B Total =	790.53 252.41 1042.94	218.68
6 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 B Total =	1042.94 252.41 1295.35	249.92
5 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 B Total =	1295.35 252.41 1547.76	265.54
4 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 B Total =	1547.76 252.41 1800.17	265.54
3 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 B Total =	1800.17 252.41 2052.58	304.59
2 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 B Total =	2052.58 252.41 2304.99	343.64
1 ^{ère} étage	N10	Venant de N9 B Total =	2304.99 252.41 2557.40	382.69
RDC	N _{RDC}	Venant de N10 B Total =	2557.40 252.41 2809.81	421.74

Choix des sections :

Tableau1.2.6. Choix de section du poteau central

<i>Étages</i>	<i>NG</i> [KN]	<i>NQ</i> [KN]	<i>NU</i> [KN]	<i>BR</i> [cm ²]	<i>a=b</i> [cm]	<i>RPA</i> [cm ²]	<i>Choix</i> [cm ²]
10 ^{ème} étage	285.71	31.24	432.57	229.26	15.16	30 x 30	30 x 30
9 ^{ème} étage	538.12	109.34	890.47	471.95	21.74	30 x 30	30 x 30
8 ^{ème} étage	790.53	171.82	1324.94	702.22	26.52	30 x 30	30 x 30
7 ^{ème} étage	1042.94	218.68	1735.99	920.07	30.35	30 x 30	35 x 35
6 ^{ème} étage	1295.35	249.92	2123.60	1125.51	33.57	30 x 30	40 x 40
5 ^{ème} étage	1547.76	265.54	2487.79	1318.29	36.33	30 x 30	40 x 40
4 ^{ème} étage	1800.17	265.54	2828.54	1499.13	38.74	30 x 30	45 x 45
3 ^{ème} étage	2052.58	304.59	3227.87	1710.77	41.38	30 x 30	45 x 45
2 ^{ème} étage	2304.99	343.64	3627.20	1922.42	43.86	30 x 30	50 x 50
1 ^{ère} étage	2557.40	382.69	4026.52	2134.06	46.21	30 x 30	50 x 50
RDC	2809.81	421.74	4425.85	2345.70	48.45	30 x 30	55 x 55

- $N_u = 1.35NG + 1.5NQ$ $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$
- $Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0.53N_u f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$
- $Br = (a + 0.02) + (b + 0.02)$

Vérification du critère de résistance :

- $\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$

Tableau1.2.7. Vérification du critère de résistance

<i>Etages</i>	<i>NU[KN]</i>	<i>B [cm²]</i>	<i>NU/B [MPa]</i>	<i>Conditions</i>
10 ^{ème} étage	432.57	30 x 30	4.81	<i>Vérifiée</i>
9 ^{ème} étage	890.47	30 x 30	9.89	<i>Vérifiée</i>
8 ^{ème} étage	1324.94	30 x 30	14.72	<i>Vérifiée</i>
7 ^{ème} étage	1735.99	35 x 35	14.17	<i>Vérifiée</i>
6 ^{ème} étage	2123.60	40 x 40	13.27	<i>Vérifiée</i>
5 ^{ème} étage	2487.79	40 x 40	15.55	<i>Vérifiée</i>
4 ^{ème} étage	2828.54	45 x 45	13.97	<i>Vérifiée</i>
3 ^{ème} étage	3227.87	45 x 45	15.94	<i>Vérifiée</i>
2 ^{ème} étage	3627.20	50 x 50	14.51	<i>Vérifiée</i>
1 ^{ère} étage	4026.52	50 x 50	16.11	<i>Vérifiée</i>
RDC	4425.85	55 x 55	14.63	<i>Vérifiée</i>

➤ Vérification du critère de l'effort normal réduit : $\nu = \frac{Nd}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$

Avec B : section du poteau Nd : G+Q et $f_{c28} = 30$ MPa :

Tableau1.2.8. Vérification de l'effort normal réduit

<i>Etages</i>	<i>NG [KN]</i>	<i>NQ [KN]</i>	<i>Nd [KN]</i>	<i>a x b</i>	<i>B</i>	<i>ν</i>	<i>conditions</i>	<i>Section adopté après vérification</i>
10 ^{ème} étage	285.71	31.24	316.95	30 x 30	900	0.12	<i>Vérifiée</i>	30 x 30
9 ^{ème} étage	538.12	109.34	647.46	30 x 30	900	0.24	<i>Vérifiée</i>	30 x 30
8 ^{ème} étage	790.53	171.82	962.5	30 x 30	900	0.36	<i>Non- vérifiée</i>	30 x 30
7 ^{ème} étage	1042.94	218.68	1261.62	35 x 35	1225	0.34	<i>Non-vérifiée</i>	40 x 40
6 ^{ème} étage	1295.35	249.92	1545.27	40 x 40	1600	0.32	<i>Non- vérifiée</i>	45 x 45
5 ^{ème} étage	1547.76	265.54	1813.3	40 x 40	1600	0.38	<i>Non- vérifiée</i>	50 x 50
4 ^{ème} étage	1800.17	265.54	2065.71	45 x 45	2025	0.34	<i>Non- vérifiée</i>	50 x 50
3 ^{ème} étage	2052.58	304.59	2357.17	45 x 45	2025	0.39	<i>Non- vérifiée</i>	55 x 55
2 ^{ème} étage	2304.99	343.64	2648.63	50 x 50	2500	0.35	<i>Non- vérifiée</i>	55 x 55

1 ^{ère} étage	2557.40	382.69	2940.09	50 x 50	2500	0.39	<i>Non- vérifiée</i>	60 x 60
RDC	2809.81	421.74	3231.55	55 x 55	3025	0.36	<i>Non- vérifiée</i>	65 x 65

La même procédure de pré dimensionnement a été faite pour le poteau d'angle et le poteau de rive et les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Choix final de la section

Tableau1.2.9. Choix final de section de poteaux

Etages	Choix final des poteaux cm ²
10^{ème} étage	30 x 30
9^{ème} étage	30 x 30
8^{ème} étage	35 x 35
7^{ème} étage	40 x 40
6^{ème} étage	45 x 45
5^{ème} étage	50 x 50
4^{ème} étage	50 x 50
3^{ème} étage	55 x 55
2^{ème} étage	55 x 55
1^{ère} étage	60 x 60
RDC	65 x 65

1.3.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner et ferrailer les éléments secondaires tels que l'escalier, l'acrotère et la dalle pleine selon les règlements RPA et Bael [1,2]

1.3.2. Escaliers

1.3.2.1) Introduction

Un escalier est un élément d'une construction qui, à travers les marches, permet d'accéder à un étage ou d'un niveau à un autre. Ils sont généralement calculés en flexion simple en se basant sur un schéma statique qui permet de simplifier les calculs.

Dans cette partie, on se basera sur un seul cas d'étude qui est constitué de deux volées et un palier intermédiaire.

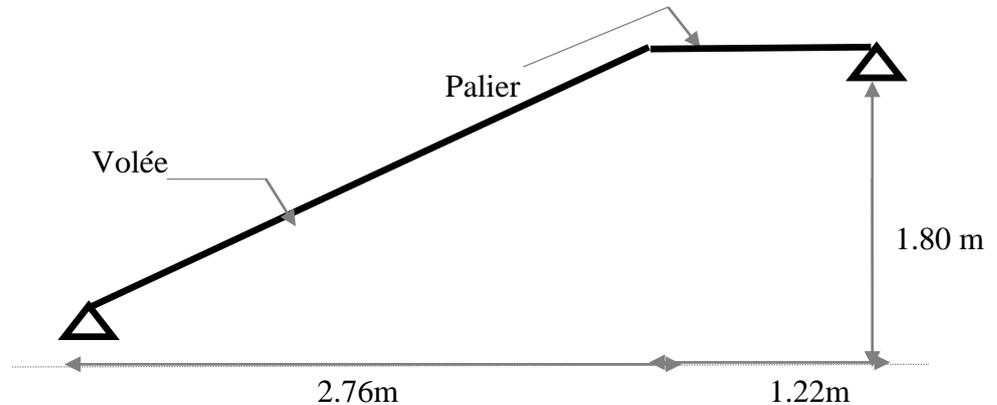


Figure1.3.1. Schéma statique de l'escalier.

1.3.2.2) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

On sait que : $\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20}$

$$L_T = \sqrt{L_0^2 + H^2} + 1.22 = \sqrt{2.76^2 + 1.80^2} + 1.22 = 4.51 \text{ m}$$

$$\frac{451}{30} \leq e \leq \frac{451}{20} \implies 15.03 \leq e \leq 22.55 \text{ alors on prend } e = 18 \text{ cm}$$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

1.3.2.3) Evaluation des charges

a) Palier

Tableau1.3.1. Evaluation des charges et surcharges sur le palier.

Désignation	ρ [KN/m ³]	ep [m]	G [KN/m ²]
Carrelage en marbre	27	0.02	0.54
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
poids propre de palier	25	0.18	4.5
enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G			6.34
Charge d'exploitation Q			2.5

b) Paillasse

Tableau1.3.2. Evaluation des charges et surcharges sur la paillasse.

Désignation	ρ [KN/m ³]	ep [m]	G [KN/m ²]
Carrelage en marbre	27	0.02	0.54
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
dalle pleine	25	0.18/(cos 33.10)	5.37
poids des marches	25	0.18/2	2.25
enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charge permanent G			9.46
Charge d'exploitation Q			2.5

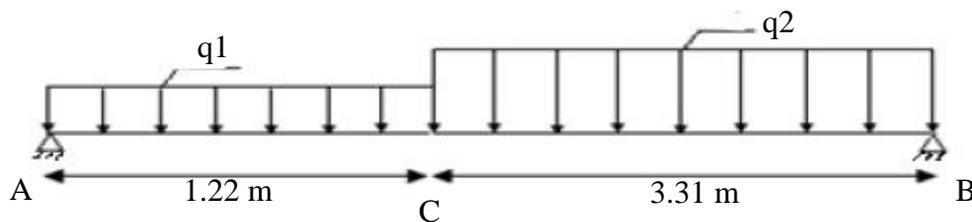


Figure1.3.2. Schéma statique pour le calcul des efforts internes

1.3.2.4) Calcul de ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$h = 18 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0,9h = 16.2 \text{ cm}$; $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissants.

Tableau1.3.3. Ferrailage de l'escalier.

	Mu [KN.m]	μ	$\mu < \mu_R$	$A's$ (cm^2)	α	Z (cm)	As^{cal}/ml (cm^2)	choix	As^{adp}/ml (cm^2)
Travée	26.49	0.059	Oui	0	0.076	15.71	3.88	4T12	4.52
Appuis	15.58	0.035	Oui	0	0.045	15.91	2.25	4T10	3.14

- Espacement des barres

En travée : Choix : $A_s^{adp} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/ml$ avec $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

En Appui : Choix : $A_s^{adp} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/ml$ avec $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Armature de répartition

En travée : $A_r \geq \frac{A_s}{4} \implies A_r \geq 1.13 \text{ cm}^2/ml$

Choix : $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$ avec $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

En Appui : $A_r \geq \frac{A_s}{4} \implies A_r \geq 0.60 \text{ cm}^2/ml$

Choix : $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$ avec $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Condition de non fragilité

$A_s^{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.79 \text{ cm}^2/ml$

En travée : $A_s^{adp} = 4.52 \text{ cm}^2/ml > A_s^{min} = 1.79 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots$ Vérifiée.

En Appui : $A_s^{adp} = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_s^{min} = 1.79 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots$ Vérifiée.

- Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots$ BAEL91 [Art.A.5.1]

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 4.0 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{32.09 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.20 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4.0 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u + \frac{M_u}{0,9d} = 32.09 \times 10^3 - \frac{15.58 \times 10^6}{0,9 \times 162} = -74.77 \text{KN} < 0 \text{ Alors les armatures ne sont soumises}$$

à aucun effort de traction alors la vérification de l'acier n'est pas nécessaire.

1.3.2.5) Vérification à l'ELS

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau1.3.4. Vérification de la contrainte du béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Conditions
Travée	19.16	4.52	4.06	12223.12	6.36	Vérfiée
Appui	11.27	3.14	3.46	9025.41	4.32	Vérfiée

➤ Vérification de la flèche

$$h = 18 \text{ cm} ; \quad b_0 = 100 \text{ cm} ; \quad d = 16,2 \text{ cm} ; \quad L = 4.53 \text{ m}$$

$$M_{tser} = 19.16 \text{ kNm} ; \quad M_0 = 22.54 \text{ kNm} ; \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2 ; \quad f_e = 500 \text{ MPa}.$$

Tableau1.3.5. Vérification de la flèche

M_{ser}	A_s	δ	σ_s	λ_i	λ_v	μ	I_0	I_{fi}	I_{fv}
[KNm]	[cm ²]		[MPa]				[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
19.16	4.52	0.003	261.66	8.00	3.20	0.758	52114.75	8115.26	16734.65

$f_i = 10.94 \text{ mm}$

$f_v = 15.77 \text{ mm}$

$f_T = f_v - f_i = 4.83 \text{ mm}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4530}{500} = 9.06 \text{ mm}$$

$\Delta f_T = 4.83 \text{ mm} < \bar{f} = 9.06 \text{ mm}$ condition vérifiée

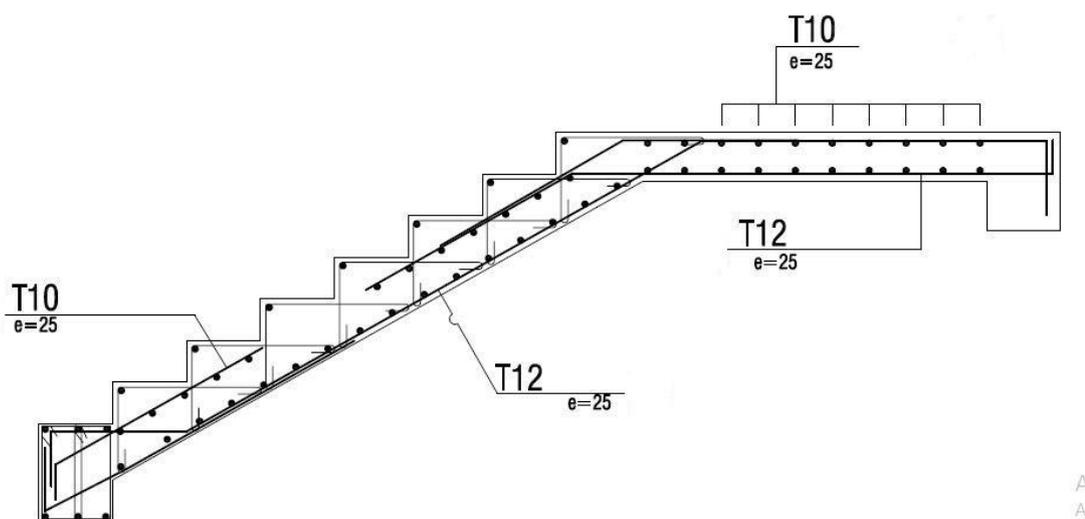


Figure1.3.3. schéma de ferrailage de l'escalier

1.3.3. Acrotère

Un acrotère est un élément en béton armé, de protection des personnes entourant le plancher terrasse, assimilé à une console encastrée à la base. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son poids propre (G)

- Un moment de flexion provoqué par la force horizontale due à la surface Q exercée par la main courante ou par la force sismique.

Il permet d'éviter l'écoulement de l'eau à travers la terrasse, ainsi que de protéger les personnes la chute.

L'acrotère est calculer et vérifie selon [1,2].

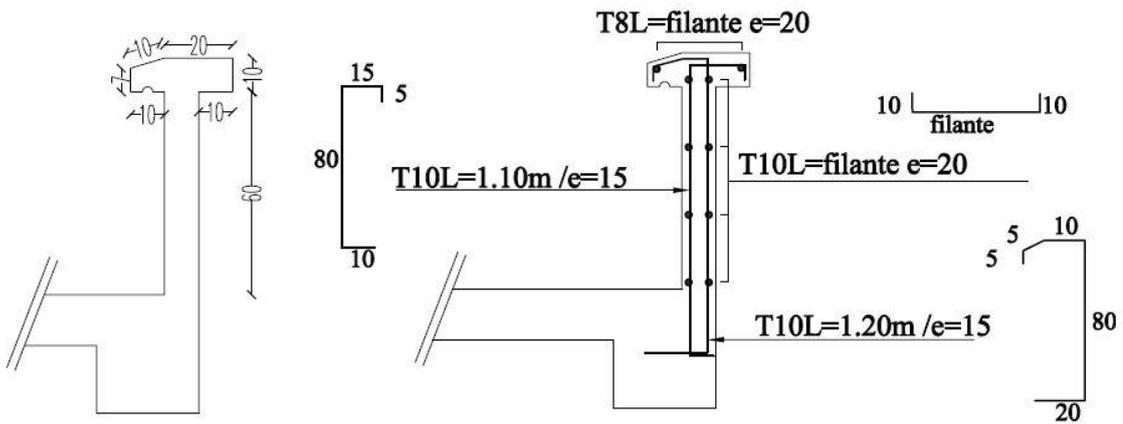


Figure1.3.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère

1.3.4 Plancher en dalle pleine

1.3.4.1. Introduction

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a que des dalles rectangulaires

1.3.4.2. Evaluation des charges

$G=6,15 \text{ kN/m}^2$, $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$.

ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=12.05 \text{ kN/m}^2$

ELS : $q_{ser} =G+Q=8.65 \text{ kN/m}^2$

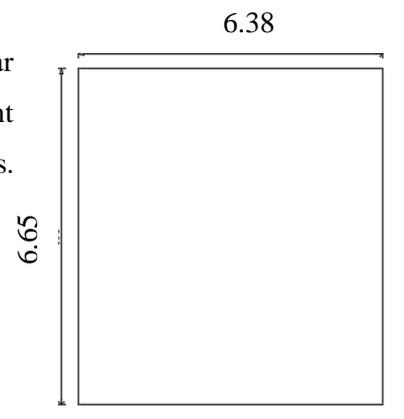


Figure1.3.5. Dimension de la dalle pleine la plus sollicitée.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{6.38}{6.65} = 0.96 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

1.3.4.3. Ferrailage de la dalle pleine

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau1.3.6. Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	14.75	0,0476	0	0,0609	13,176	2.75	5T10	3,95	20
	y-y	15.20	0,057	0	0,074	13,1	3,33	5T10	3.95	20
Appuis	x-x	9.84	0,032	0	0,040	13,28	1,7	4T8	2,01	25
	y-y									

- Espacement :

Travée :

$$\text{Sens } x - x : esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens } y - y : esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Appuis :

$$\text{Sens } x - x : esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens } y - y : esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 45\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Condition de non fragilité

$$A_s \text{ min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times (2,4/500)$$

$$A_s \text{ min} = 1,49 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$\text{Sens } x - x : A_x = 3,16\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,49\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens } y - y : A_y = 3,95\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,49\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Appuis :

$$\text{Sens } x - x : A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,49\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens } y - y : A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,49\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

1.3.4.4. Vérification à l'ELS

- Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0,96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0474 \\ \mu_y = 0,9385 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x q_{ser} L_x^2 = 16.65 kNm \\ M_y &= \mu_y M_x = 15.62 kNm \end{aligned}$$

- Vérification des contraintes :

Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

D'après le [2] on doit vérifier que : $\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa \right.$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau1.3.7. Vérification des contraintes du beton à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	12.48	3,16	3.007	6193.33	6.05	vérifié
	y-y	13.27	3,95	3.23	6234.78	6.87	
Appuis	x-x	8.33	2,00	2.4596	4180.32	4.90	vérifié
	y-y						

- Vérification de la flèche :

Tableau1.3.8. Vérification de la flèche de la dalle

M_{ser} (kN m)	A_s (cm ²)	σ	σ_s (mPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
12.38	3,16	0.00 234	292.5 4	10.21	4.08	0.183	30738. 9	11787.9 0	19358.7 6

Donc :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

$$f_i = 12,60 \text{ mm}$$

$$f_v = 22,82 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = 10,22 * (1 - 0,1 * 0,96) = 9,23 \text{ mm}$$

$$f = \frac{6380}{1000} + 5 = 11,38 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = 9,23 \text{ mm} \leq f \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

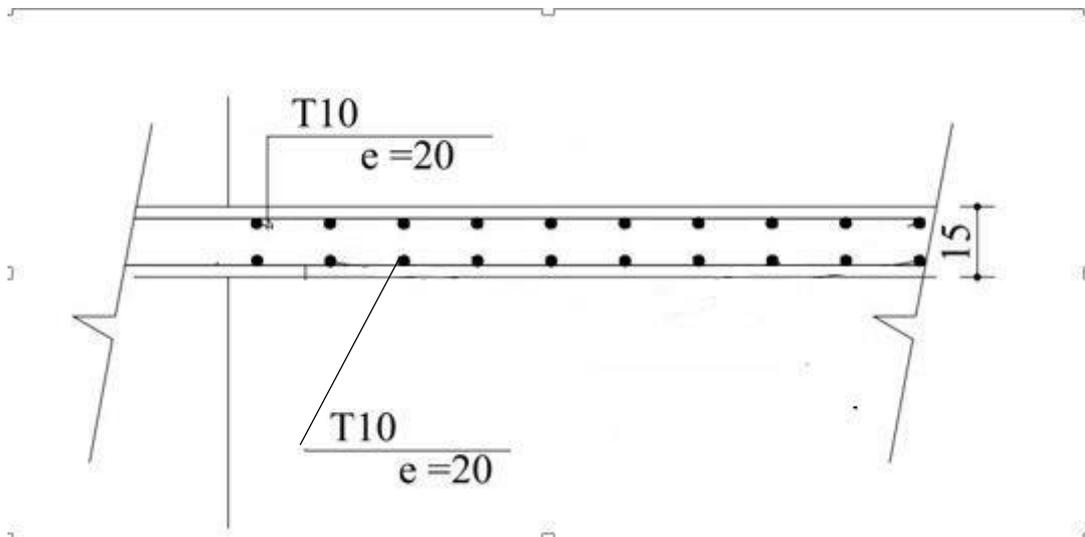


Figure1.3.6. Sch\u00e9ma de ferrailage de la dalle pleine

1.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est la conduite par le logiciel ETABS qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) utilisant le principe de la superposition modale.

1.4.2. Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

a. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

b. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25kN/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

1.4.3. La méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul va dépendre des conditions imposées par le règlement, alors dans notre cas le choix nous a envoyé vers la méthode d'analyse modale spectrale.

1.4.4. Analyse spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \dots\dots\dots (4.13)[1] \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone. η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T₁, T₂: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

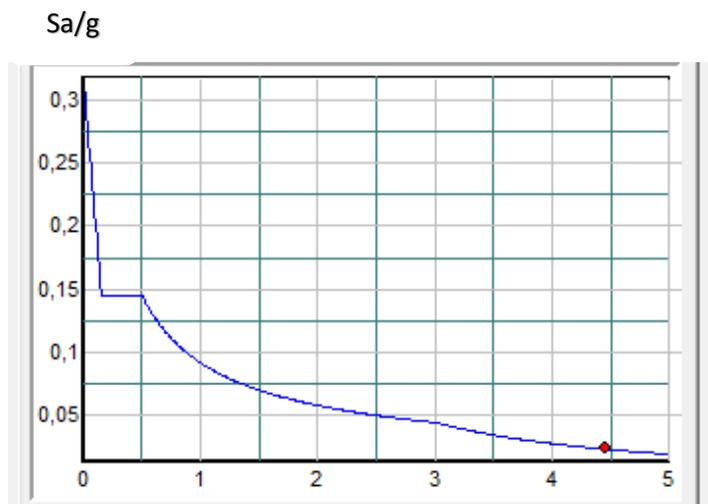


Figure 1.4.1. Spectre de réponse

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisée par les "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet 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 déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec

- A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } 2 \\ * \text{ zone sismique : III} \end{array} \right\} \longrightarrow A=0.25$$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7** [2].

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{array} \right.$$

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

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 39.6\text{m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 26.50\text{m} \\ \Rightarrow D_y = 18.7\text{m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(39.6)^{3/4} = 0.79\text{s}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{39.6}{\sqrt{26.50}} = 0,69\text{sec}$

- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{39.6}{\sqrt{18.7}} = 0,82\text{sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0.79, 0.69) = 0.69\text{sec.}$; 1,3 $T_x = 0,897\text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0.79, 0.82) = 0.79\text{sec.}$; 1,3 $T_y = 1,03\text{ sec}$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

- **R : Coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des **RPA 99 v2003**.

On a choisi un R=5 (mixte portique/voiles avec interaction).

- **Q : facteur de qualité**

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [1]

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".
Sa valeur est donné par le tableau 4.4 [1]

Tableau1.4.1. Facteur de qualité

Critère q »	valeurs des pénalités P_q			
	P_q		X-X	Y-Y
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,05	0
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1	0	0

$$Q//xx=1+(0.0+0.0+0.5+0.0+0.0+0.0)=1.1$$

$$Q//yy=1+(0.5+0.0+0.5+0.0+0.0+0.0)=1.05$$

- **Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

L'une des vérifications préconisée par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page40 des **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x

Δ_K^y : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y

1.4.5. Résultats de l'analyse sismique

1.4.5.1. Model initial

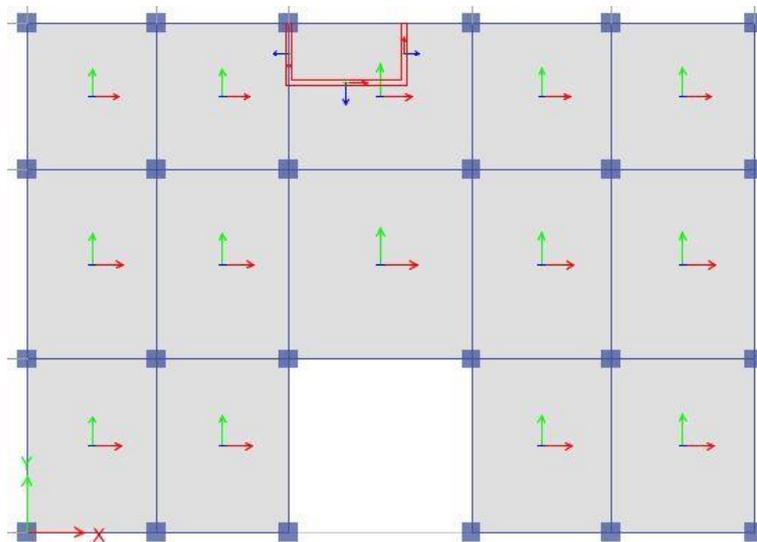


Figure 1.4.2. Vu en plan de model initial

Tableau 1.4.2. Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Case	Mode	Periode	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1,29	0,04	0,582	0,040	0,582
Modal	2	1,20	0,23	0,126	0,275	0,708
Modal	3	0,93	0,42	0,001	0,704	0,710
Modal	4	0,44	0,03	0,030	0,734	0,741
Modal	5	0,4	0,01	0,108	0,745	0,849
Modal	6	0,282	0,11	0,001	0,861	0,849
Modal	7	0,254	0,01	0,004	0,8757	0,8546
Modal	8	0,201	0,00	0,0551	0,8775	0,9097

On rajoute les voiles dans le but d'avoir une translation dans les deux premiers modes.

1.4.5.2. Model final

a. Caractéristiques dynamique propres du model final

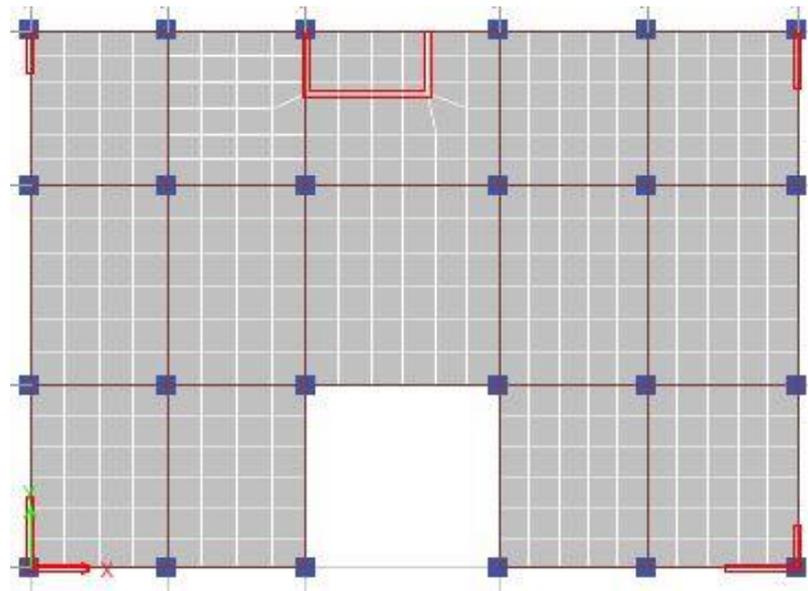


Figure 1.4.3. Vu en plan de model final

Tableau1.4.3. Période et facteurs de participation massique du model final

Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1,131	0,001	0,686	0,001	0,686
Modal	2	0,947	0,690	0,001	0,691	0,688
Modal	3	0,849	0,005	0,013	0,697	0,701
Modal	4	0,35	0,001	0,139	0,698	0,840
Modal	5	0,283	0,157	0,002	0,856	0,843
Modal	6	0,258	0,004	0,003	0,86	0,847
Modal	7	0,169	0,000	0,057	0,860	0,904
Modal	8	0,136	0,060	0,001	0,921	0,906

- **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

Une période fondamentale : **T = 1,131 s** ;

Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**.

Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à **X-X**.

Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

b. Résultantes des forces sismiques

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{0.897} \right)^{2/3} = 1,49 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{1.03} \right)^{2/3} = 1,36 \end{cases}$$

- Résultantes des forces sismiques :

$$W = 54534,3949 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 4265,953 \text{ KN} & \rightarrow & 0,8V^x = 3412,762 \text{ KN} \\ V^y = 3893,755 \text{ KN} & \rightarrow & 0,8V^y = 3115,004 \text{ KN} \end{matrix}$$

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$F_1 = V_t^x = 3798,8607 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 3359,798 \text{ KN}$$

Ce qui donne :
$$\begin{cases} V_t^x = 3798,8607 \text{ KN} > 0,8V^x = 3412,762 \text{ KN} \\ V_t^y = 3359,7988 \text{ KN} > 0,8V^y = 3115,004 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1 \right.$

c. Vérification des déplacements inter étage

Tableau1.4.4. Vérification des déplacements inter étages du modèle final

	U1	U2	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	<i>Observation</i>	
10	31,04	43,10	155,19	215,50	14,12	17,79	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
9	28,21	39,54	141,07	197,72	15,21	19,64	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
8	25,17	35,62	125,86	178,08	16,19	21,49	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
7	21,94	31,32	109,68	156,59	16,42	22,45	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
6	18,65	26,83	93,26	134,15	16,90	23,56	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
5	15,27	22,12	76,36	110,59	16,93	24,05	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
4	11,89	17,31	59,43	86,54	16,02	23,29	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
3	8,68	12,65	43,41	63,25	15,13	22,23	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
2	5,66	8,20	28,29	41,02	13,30	19,61	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
1	3,00	4,28	14,99	21,42	10,01	14,67	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>
RDC	1,00	1,35	4,98	6,75	4,98	6,75	36,00	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>

d. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de Compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec : B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

Tableau1.4.5. Vérification du critère de l'effort normal réduit

Niveaux	N_d (KN)	H (mm)	B (mm)	v	Observation
P10	341,9042	400	400	0,07	ok
P9	664,6154	400	400	0,14	ok
P8	991,3897	400	400	0,21	ok
P7	1325,441	500	500	0,18	ok
P6	1661,349	500	500	0,22	ok
P5	2004,209	500	500	0,27	ok
P4	2378,589	600	600	0,22	ok
P3	2760,436	600	600	0,26	ok
P2	3152,541	600	600	0,29	ok
P1	3560,232	700	700	0,24	ok
R.D.C	3966,256	700	700	0,27	ok

e. Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau1.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-delta

Niveau	Pk(Kn)	Δ_K (cm)		Vk(Kn)		h_k (m)	\square	
	Total	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		Sens X	Sens Y
10ème	5191,129	1,41	1,78	824	741	3,6	0,025	0,035
9ème	9819,257	1,52	1,96	1426	1272	3,6	0,034	0,042
8ème	14447,38	1,62	2,15	1884	1672	3,6	0,039	0,052
7ème	19253,72	1,64	2,24	2264	2005	3,6	0,04	0,06
6ème	24060,06	1,69	2,36	2607	2304	3,6	0,04	0,06
5ème	28866,40	1,69	2,40	2906	2566,639	3,6	0,04	0,07
4ème	33894,15	1,60	2,33	3167	2802,065	3,6	0,04	0,07
3ème	38921,91	1,51	2,22	3401	3017,1725	3,6	0,045	0,080
2ème	43949,66	1,33	1,96	3600	3196	3,6	0,037	0,075
1er	49242,02	1,00	1,47	3740	3315	3,6	0,037	0,061
RDC	54534,39	0,50	0,68	3799	3360	3,6	0,020	0,030

Vu les résultats obtenus sont inférieurs à 0,1, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés

f. Justification du choix du coefficient de comportement

Dans le système de contreventement de structure Mixte portiques/voiles avec interaction (Système 4.a) ainsi définie par le [2], Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques

Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure P Tot = 63959,5405kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles P voiles = 11091,92kN.

P voiles / P Tot = 17.34 % < 20%.

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Tableau1.4.7. Pourcentage des charge horizontales reprises par les portiques et voiles dans le sens x-x

	Ex	Poteau X	Voile X	% poteau	% Voile
10ème	824	488	337	59,1598869	40,8401131
9ème	1426	794	633	55,6545217	44,3454783
8ème	1884	899	984	47,7441983	52,2558017
7ème	2264	1523	741	67,2615561	32,7384439
6ème	2607	1461	1146	56,0467837	43,9532163
5ème	2906,4557	1401	1505	48,2190628	51,7809372
4ème	3167,6058	1924	1244	60,7375387	39,2624613
3ème	3401,8431	1691	1711	49,6993262	50,3006738
2ème	3600	1512	2088	41,9992063	58,0007937
1er	3740	1615	2125	43,177025	56,822975
RDC	3799	1231	2568	32,4055236	67,5944764

Tableau1.4.8. Pourcentage des charge horizontales reprises par les portiques et voiles dans le sens y-y

	Ey	Poteau Y	Voile Y	% Poteau	% Voile
10ème	741	470	271	63,3827512	36,6172488
9ème	1272	754	518	59,2431731	40,7568269
8ème	1672	805	867	48,1683098	51,8316902
7ème	2005	1439	566	71,7807774	28,2192226
6ème	2304	1405	899	60,9751693	39,0248307
5ème	2566,6391	1358	1209	52,9111826	47,0888174
4ème	2802,065	1879	923	67,0728552	32,9271448
3ème	3017,1725	1684	1333	55,8086255	44,1913745
2ème	3196	1513	1683	47,333359	52,666641
1er	3315	1653	1663	49,8493744	50,1506256
RDC	3360	973	2387	28,9609078	71,0390922

Conclusion :

Etant donné que :

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

1.5.1 Introduction

Le ferrailage et la vérification des éléments résistants (poteaux, poutre) est fait selon le [1,2].

Le calcul des voiles est fait en respectant certain principe indiqués ou imposés par les règlements[5]

1.5.2 Ferrailage des poutres :

a. Calcul de ferrailage

Selon [2] : Situation durable : ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

Selon [1] : Situation accidentelle : $0.8 G \pm E : G + Q \pm E$

➤ Recommandations selon RPA99 version 2003

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

❖ Poutre principale 35 x 50 :

Tableau 1.5.1. Choix des armatures pour les poutres principales 35 x 50

Niv	Position	M^{\max} (KN.m)	Comb	A_s^{\max} (ZC) (cm ²)	A_s^{\max} (ZR) (cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	Travée	130,35	ELU	70	105	8.75	6.74	4T16	8.04
	Appui	-205,6	G+Q+Ex				11.04	4T16+2T14	11.12
Etage courant	Travée	305,24	ELU	70	105	8.75	15.08	8T16	16.01
	Appui	-354,2	G+Q+Ex				16.76	4T20+4T14	18.7

❖ **Poutre secondaire 35 x 50**

Tableau 1.5.2. Choix des armatures pour les poutres secondaires 35 x 50

Niveaux	Position	M ^{max} (KN.m)	Comb	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	Travée	82,742	G+Q+Ey	70	105	8.75	3.60	4T14	8.04
	Appui	-175,83	G+Q+Ey				7.85	4T16	11.12
Etage courant	Travée	277,665	ELU	70	105	8.75	13.37	4T16+4T14	16.01
	Appui	-316,64	G+Q+Ey				14.78	8T16	18.7

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.74 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } f_{t28}=2.4 \text{ MPA ; } F_e= 500\text{MPa}$$

$$A_s^{\text{adp}} > A_s^{\min} \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

b. Vérification vis à vis de l'ELS

• **Béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• **Acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

❖ **Poutre principale 35 x 50 :**

Tableau 1.5.3. Vérification des poutres principales 35 x 50 à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser}	σ _{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Terrasse	Travée	95,190	7	18	291.5	250	NON
	Appui	-148,681	9.75		334.6		
Etage courant	Travée	99,299	6.01	18	156.57	250	OK
	Appui	-165,627	10.39		226.8		

❖ **Poutres secondaires 35 x 50**

Tableau 1.5.4. Vérification des Poutres secondaires 35 x 50 à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser}	σ _{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Terrasse	Travée	47,736	4.03	18	190.50	250	NON
	Appui	-97.765	8.07		300.78		
Etage courant	Travée	50.20	3.14	18	88.68	250	OK
	Appui	-111.10	7.27		175.30		

La contrainte de l'acier dans Les poutres de la terrasse n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section d'armatures

Tableau 1.5.5. Vérification des Poutres de la terrasse 35 x 50 à l'ELS

P.Terrasse	Position	M _{ser} (KN.m)	As	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
P.P	Travée	95,190	11.12	7.06	18	216	250	ok
	Appui	-148,68	16.01	9.75		235.1		
P.S	Travée	47,736	8.03	4.36	18	190.65	250	OK
	Appui	-97.765	11.12	7.21		220.08		

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_v}{bd} < \bar{\tau}_u$

Selon le BAEL 91

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Poutre principale 35 x 50 :**

Tableau 1.5.6. Vérification de contrainte de cisaillement dans la poutre principale 35 x 50

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
Terrasse	35 x 50	130,346	0.83	3	OK
	35 x 50	230,611	1.46	3	OK
Etage courant	35 x 50	312,302	1.98	3	OK
	35 x 50	354,274	2.25	3	OK

- **Poutre secondaire 35 x 50**

Tableau 1.5.7. : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire 35x50

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
Terrasse	35 x 50	102,644	0.65	3	OK
	35 x 50	175.82	1.12	3	OK
Etage courant	35 x 50	277.66	1.76	3	OK
	35 x 50	316.63	2.01	3	OK

➤ **Calcul des armatures transversales**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 1.5.8. Calcul des armatures transversales

Sens	Section [cm ²]	T_u [kN]	τ_u [MPa]	BAEL 91	RPA99		S_t^{adp} [cm]		A_t [cm ²]	Choix
				S_t [cm]	S_t ZC	S_t ZN	ZN	ZC		
principale	35x 50	354,274	2.25	40	25	12.5	10	15	1.60	4T8
secondaire	35x50	316,635	2.01	40	25	12.5	10	15	1.60	4T8

- **Recouvrement des armatures longitudinales :**

$L_r=50\varnothing$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$\varnothing=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r= 100\text{cm}$

$\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r= 80\text{cm}$

$\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r= 70\text{cm}$

• **Arrêt des barres :**

Armatures inférieures : $h > \frac{L_{\max}}{10}$

Armatures supérieures : $h \geq \begin{cases} \frac{L_{\max}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L_{\max}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

• **Vérification de la flèche**

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

Tel que :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 1.5.9. Tableau : Tableau récapitulatif de calcul de flèche

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
P.principale	35 x 50	99.299	11.21	0.008	182.97	3	1.2	0.491	528201.53
P.secondeaire	35 x 50	50.202	14.20	0.009	78.56	2.67	1.07	0.197	508153.73
I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Obs			
234946.091	365606.395	5.47	10.45	4.98	11.65	OK			
545852.273	553637.573	1.09	3.21	2.12	11.38	OK			

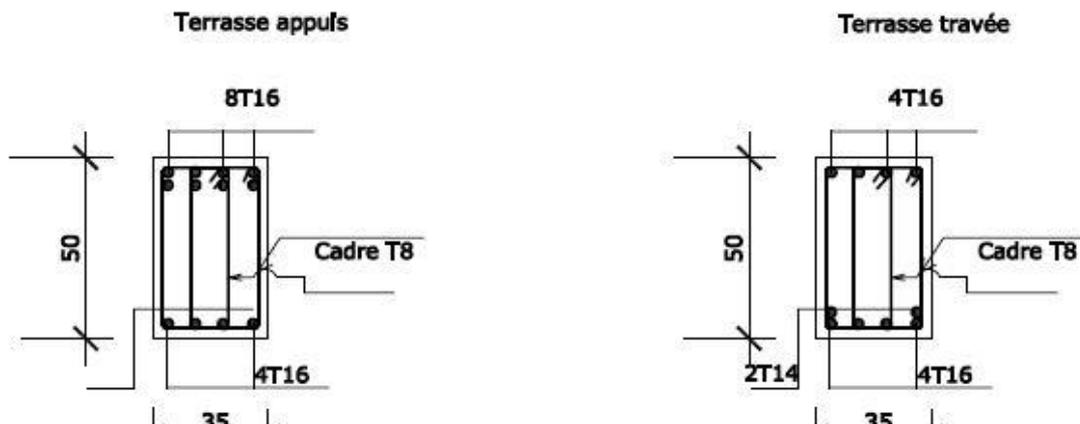


Figure 1.5.1. Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse

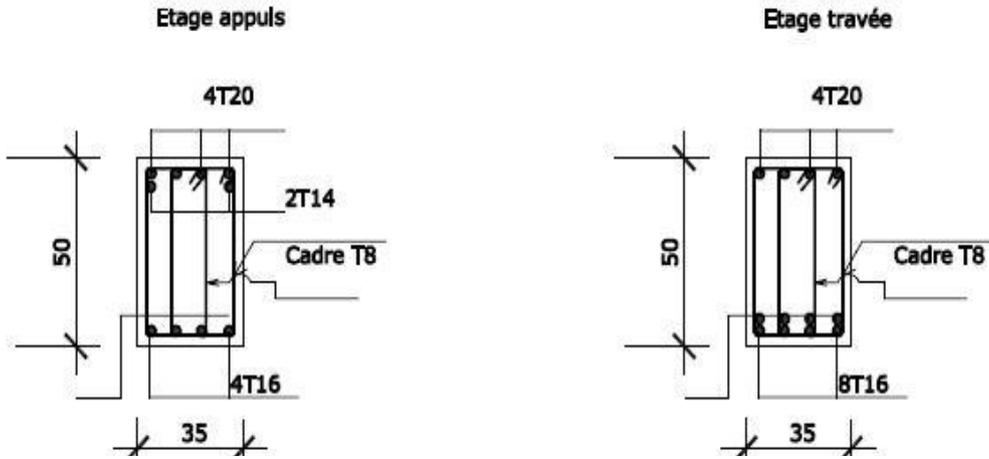


Figure 1.5.2. Schéma de ferrailage de la poutre principale de l'étage courant

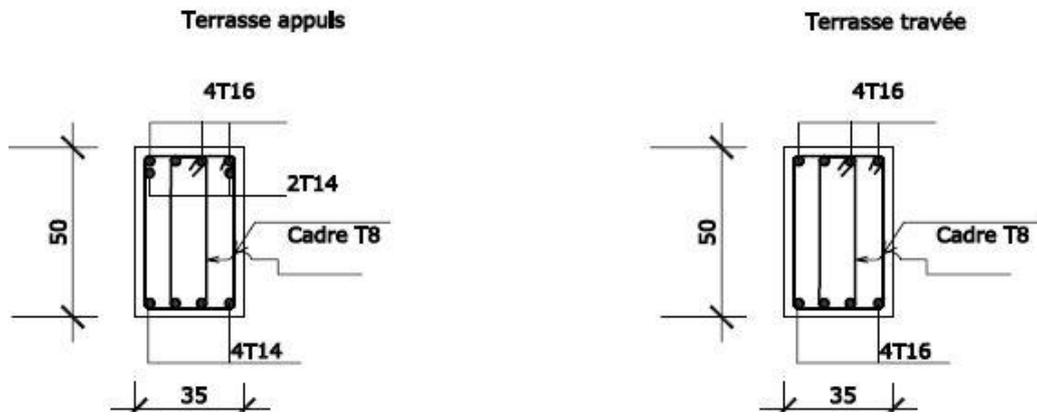


Figure 1.5.3. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse

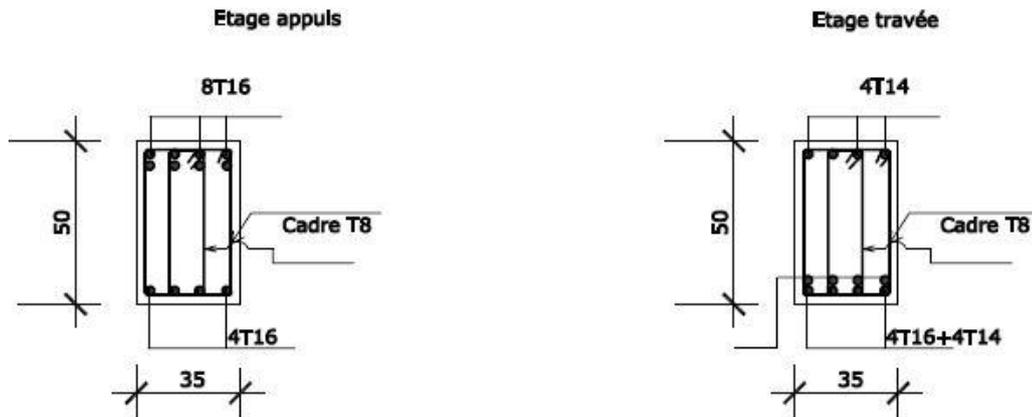


Figure 1.5.4. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant

1.5.3 Ferrailage des poteaux :

a. Calcul de ferrailage

Le tableau suivant récapitule la section d'armature maximale obtenue selon les différentes combinaisons

Tableau 1.5.10. Section d'armature maximal Pour les Poteaux

Poteaux	combinaison	N kN	M Kn.m	$A_{s_{cal}}$ [cm ²] par cotée	$A_{s_{min}}$ RPA
Poteau 40*40	G+Q+Ex	-244,27	-232,16	7.91	14.4
Poteau 50*50	0.8G+E	-67,7317	220,13	9.11	22.5
Poteau 60*60	G+Q+Ex	-300,7585	278,9379	7.12	32.4
Poteau 70*70	0.8G+E	-3,889	258,3	7.56	44.1

➤ **Choix des armatures :**

Tableau 1.5.11. Choix des armatures de ferrailage des poteaux

Niveau	Section [Cm ²]	A_S^{cal} [Cm ²]	A_S^{min} [Cm ²]	A_S^{max} Z.C	A_S^{max} Z.R	Choix	A_S^{adop} [Cm ²]
8 ^{ème} à 10 ^{ème}	40 x 40	27.52	14.40	64	96	12T16+4T14	30.28
5 ^{ème} à 7 ^{ème}	50 x 50	30.6	22.50	100	150	16T16	32.2
2 ^{ème} à 4 ^{ème}	60 x 60	24.6	32.40	144	216	4T20 + 12T16	36.68
RDC à 1 ^{ème}	70 x 70	24.6	44.10	196	294	16T20	50.24

NOTA : Pour les poteaux des sous-sols on adopte la même section du béton et le même ferrailage des poteaux rez-de-chaussée.

b. Vérification vis à vis de l'état limite de service :

- Béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Acier

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max (0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 250 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

Tableau 1.5.12. Vérification de l'ELS selon l'effort N_s^{MAX} et M_s^{Cor}

Niveau	Section [Cm ²]	N_s^{max} [KN]	M_s^{cor} [KN.m]	A_S^{adop} [Cm ²]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Obs
8 ^{ème} à 10 ^{ème}	40 x 40	-647,04	56,6	30.28	7,94	18	109,3	250	OK
5 ^{ème} à 7 ^{ème}	50 x 50	-1597,5	38,02	32.2	7,1	18	104	250	OK
2 ^{ème} à 4 ^{ème}	60 x 60	-2962,7	24,84	36.68	8,02	18	119,4	250	OK
RDC à 1 ^{ème}	70 x 70	-3721,4	10,72	50.24	7,14	18	106,8	250	OK

Tableau 1.5.13. Vérification de l'ELS selon l'effort M_s^{MAX} et N_s^{Cor}

Niveau	Section [Cm ²]	M_s^{max} [KN]	N_s^{cor} [KN.m]	A_s^{adop} [Cm ²]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Obs
8 ^{ème} à 10 ^{ème}	40 x 40	136,76	-228,04	30.28	16,8	18	190,6	250	OK
5 ^{ème} à 7 ^{ème}	50 x 50	136,38	-919,77	32.2	8,71	18	120,4	250	OK
2 ^{ème} à 4 ^{ème}	60 x 60	122,88	-1681,6	36.68	6,97	18	100,4	250	OK
RDC à 1 ^{ème}	70 x 70	100,14	-2577	50.24	6,27	18	92,2	250	OK

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau}_u$$

Tableau 1.5.14. Vérification de l'effort tranchant

Niveau	Section [Cm ²]	T_u [KN]	τ_u [MPa]	λ	ρ_d	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ MPa	$\overline{\tau}_u^{BAEL}$ MPa	Obs
8 ^{ème} à 10 ^{ème}	40 x 40	139,27	0.967	5.33	0.075	2.25	3	OK
5 ^{ème} à 7 ^{ème}	50 x 50	186,32	0.828	5.04	0.075	2.25	3	OK
2 ^{ème} à 4 ^{ème}	60 x 60	215,09	0.664	3.56	0.04	1.2	3	OK
RDC à 1 ^{ème}	70 x 70	190,44	0.432	3.05	0.04	1.2	3	OK

➤ **Ferrailage transversal des poteaux**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003**.

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau 1.5.15. Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau carré

Niveau	Section [Cm ²]	Barres	ϕ_L [mm]	S_t [cm]	
				Zone nodale	Zone courante
8 ^{ème} à 10 ^{ème}	40 x 40	12T16+4T14	16 et 14	10	15
5 ^{ème} à 7 ^{ème}	50 x 50	16T16	16	10	15
2 ^{ème} à 4 ^{ème}	60 x 60	4T20 + 12T16	20 et 16	10	15
RDC à 1 ^{ème}	70 x 70	16T20	20	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les tableaux suivants :

Tableau 1.5.16. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
8 ^{ème} à 10 ^{ème}	40 x 40	2.52	6.3	2.5	139,27	N	10	1.74	6T8	3.02
						C	15	2.61	6T8	3.02
5 ^{ème} à 7 ^{ème}	50 x 50	2.52	5.04	2.5	186,32	N	10	1.86	6T8	3.02
						C	15	2.79	6T8	3.02
2 ^{ème} à 4 ^{ème}	60 x 60	2.52	4.2	3.75	215,09	N	10	2.69	6T8	3.02
						C	15	2.89	6T8	3.02
RDC à 1 ^{ème}	70 x 70	2.52	3.6	3.75	190,44	N	10	2.04	6T8	3.02
						C	15	2.76	6T8	3.02

- Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- $\varnothing=20\text{mm}$ $L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm}$ $L_r=70\text{cm}$

-COUPE Pot 70x70

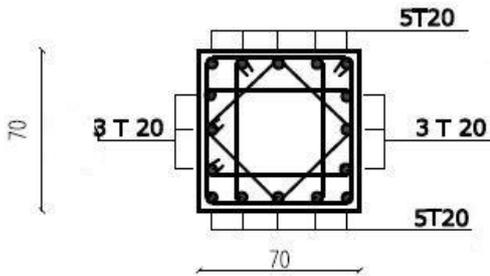


Figure 1.5.5. schéma de ferrailage du poteau 70*70

-COUPE Pot 60x60

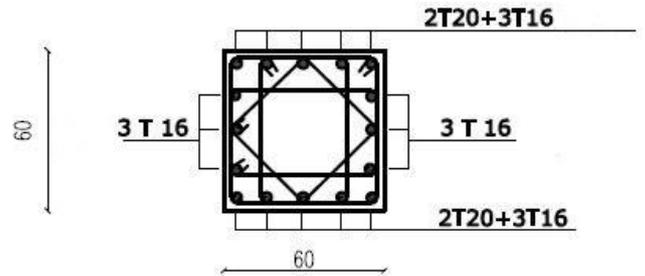


Figure 1.5.6. schéma de ferrailage du poteau 60*60

-COUPE Pot 50x50

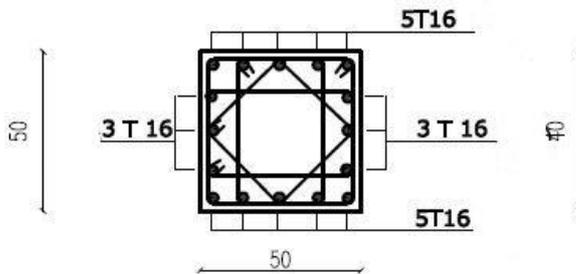


Figure 1.5.7. schéma de ferrailage du poteau 50*50

-COUPE Pot 40x40

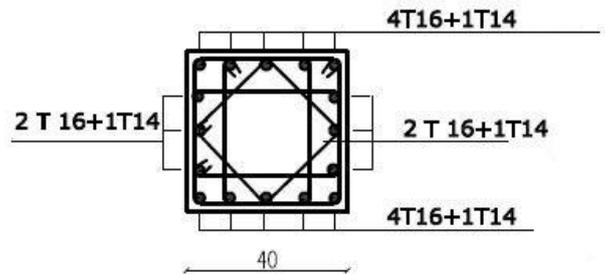


Figure 1.5.8. schéma de ferrailage du poteau 40*40

c. Vérification du ferrailage selon l'application de calcul flexi et Csi column

Le ferrailage des poteaux a été calculé par l'utilitaire de calcul SOCOTEC, ce dernier considère que la section travaille en flexion composé (élément poutre) sollicitée par un effort normal et un moment fléchissant (on prend le max entre M_x et M_y).

En réalité, les moments M_x et M_y agissent simultanément sur la section en interaction avec l'effort normal, pour prendre en considération cet effet on a choisi d'autres utilitaires de calcul qui est CSI COLUMN et FLEXI .

➤ Vérification selon FLEXI

Le logiciel FLEXI permet de calculer, pour une section polygonale quelconque, soumise à une flexion composée déviée, les contraintes maximales atteintes par le béton et les aciers pour l'ELS, les déformations maximales atteintes par le béton et les aciers pour l'ELU. Dans les figures qui suivent la procédure à suivre pour la vérification de deux types de poteaux :

⇒ **Poteau 70*70**

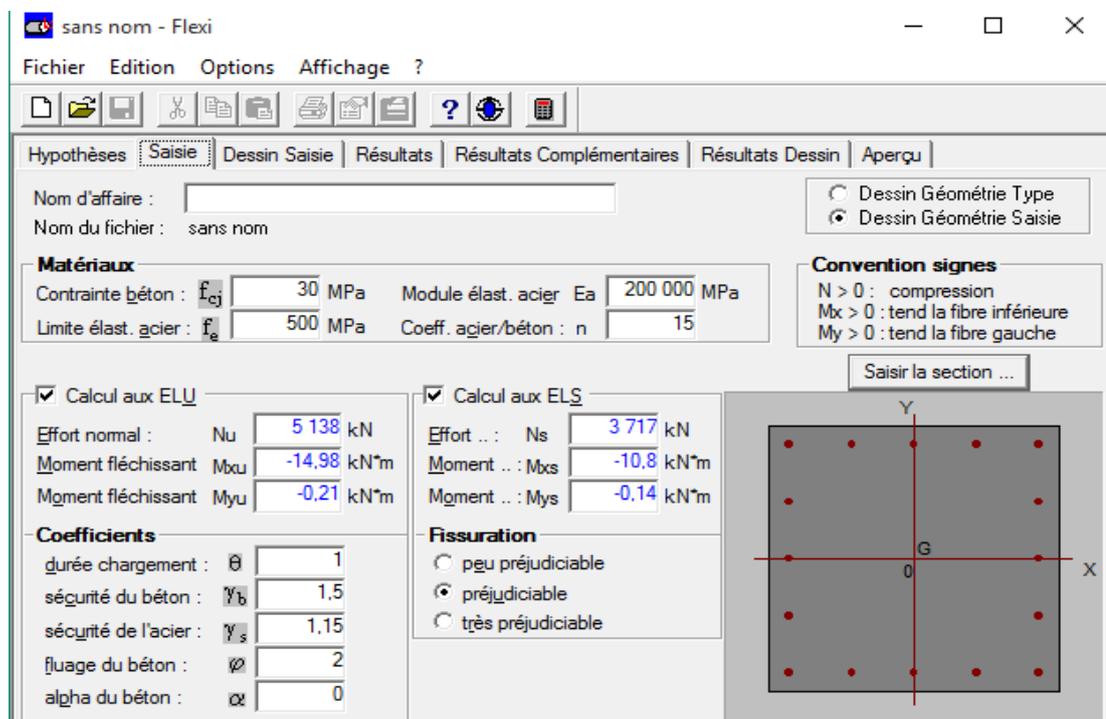


Figure 1.5.9. Introduire les efforts et le ferrailage de la section 70*70

La figure suivante représente le résultat pour cette section (70*70) :

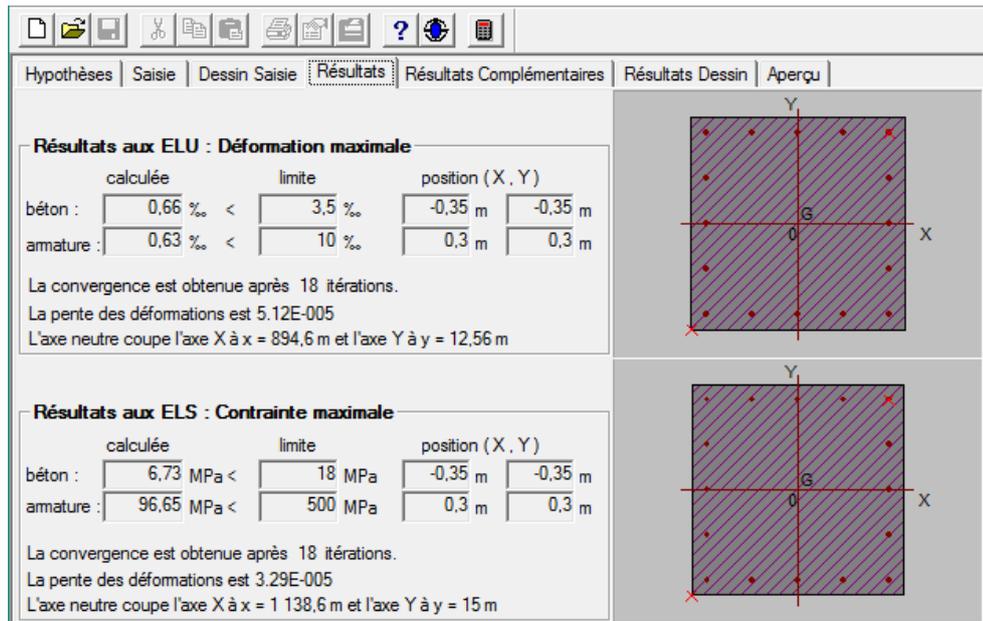


Figure 1.5.10. Résultats des contraintes de déformation du poteau 70*70

⇒ Poteau 40*40

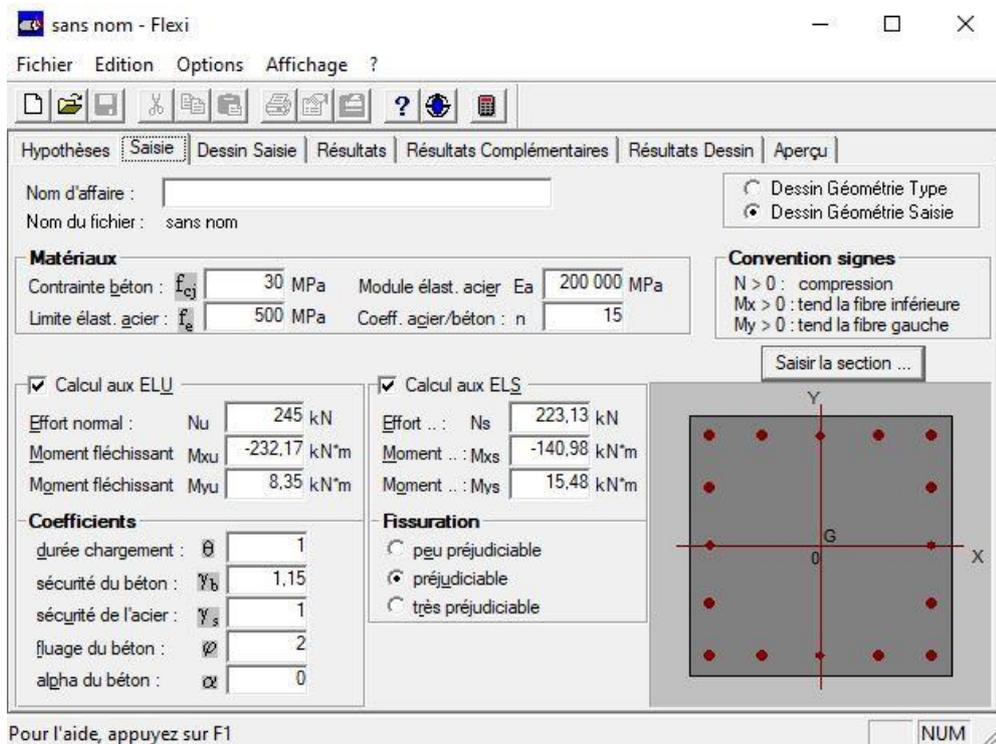


Figure 1.5.11. Introduire les efforts et le ferrailage de la section

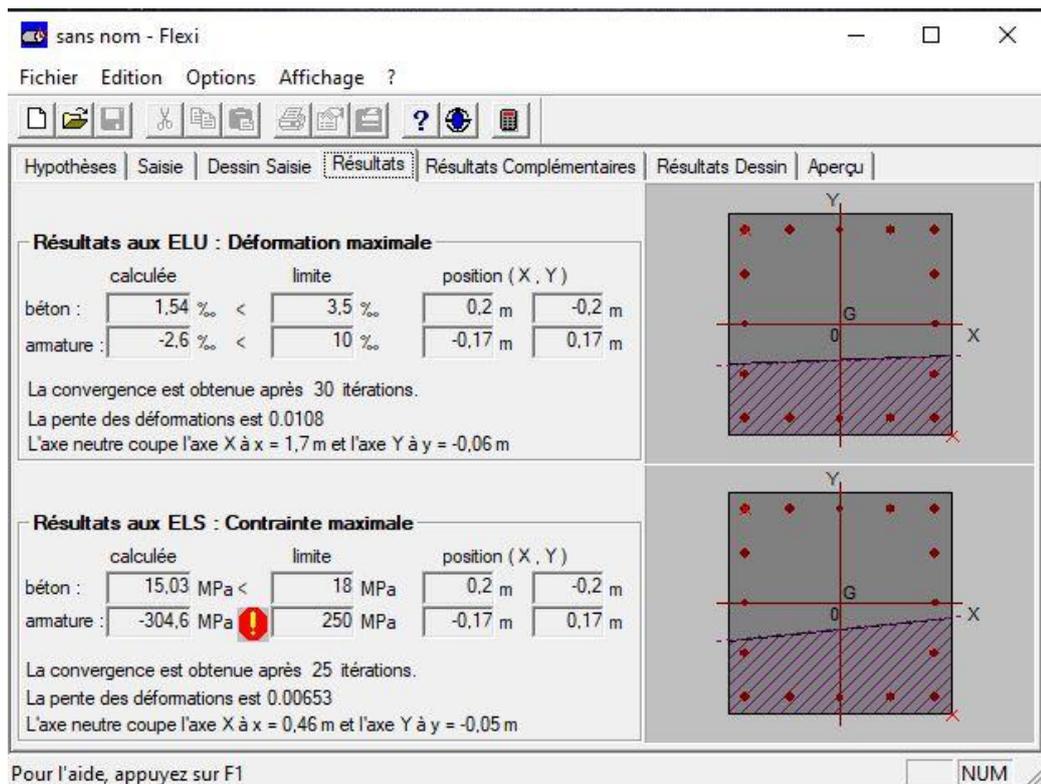


Figure 1.5.12. Résultats des contraintes déformation du poteau 40*40

- **Conclusion :**

Les contraintes maximales atteintes par le béton et les aciers pour l'ELS, et les déformations maximales atteintes par le béton et les aciers pour l'ELU sont vérifiées pour le Poteau 70*70 .

Par contre pour le poteau des niveaux supérieurs 40*40 la contrainte des armatures n'était pas vérifiée avec l'application flexi

- **Vérification selon Csi column**

Le Csi column est destiné pour la vérification des poteaux et voiles en prenant en considération le phénomène de flambement, et l'interaction P-MM et Mx-My.

Dans les figures qui suivent la procédure à suivre pour la vérification des poteaux :

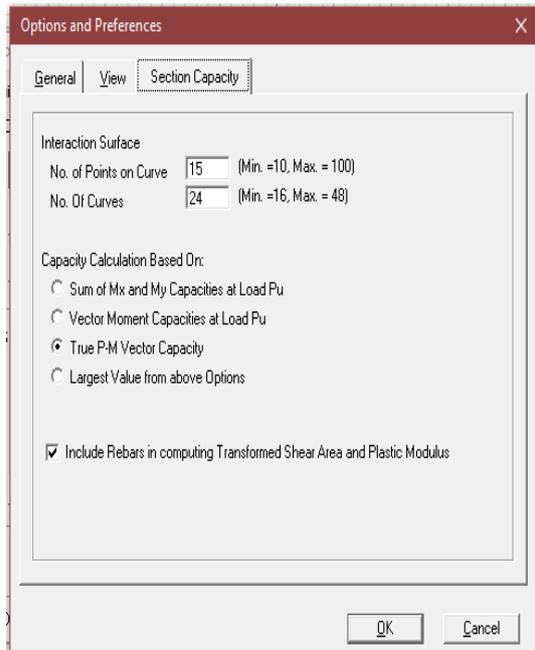


Figure 1.5.13. Choix de la methode de calcul

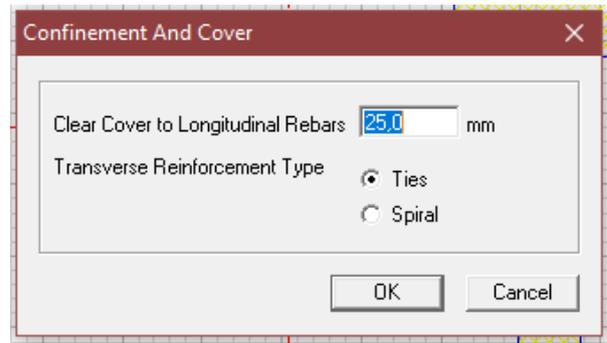


Figure 1.5.14. Définir l'enrobage

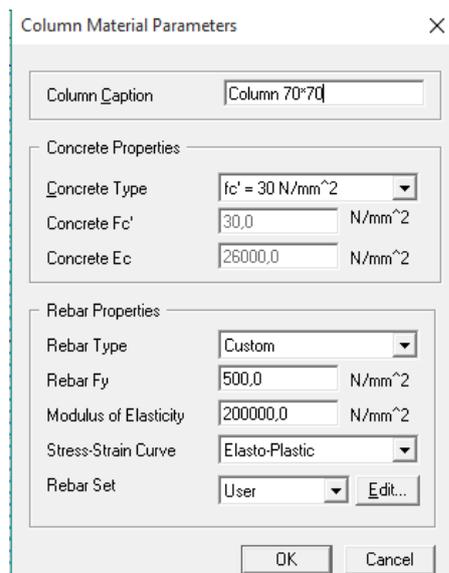


Figure 1.5.15. Définition des matériaux utilisés.

Column Loads: Simple Mode

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (kN)	Mux-Bot (kN-m)	Muy-Bot (kN-m)	Mux-Top (kN-m)	Muy-Top (kN-m)
1	Nmax	5138,0	-14,0	0,0	0,0	0,0
2	Nmin	72,0	-27,0	177,0	0,0	0,0
3	Mumax	1786,0	330,0	-20,0	0,0	0,0
4	Mymax	509,0	-84,0	258,0	0,0	0,0
5						
c						

Figure 1.5.16. Introduire les efforts

Adding Rebars by List

Bar List: 16-d 20

QR: [dropdown]

Buttons: 7, 8, 9, d 6, d 8, d 10, +, 4, 5, 6, d 12, d 16, d 20, =, 1, 2, 3, d 50, d 25, =, 0, ., C

While Adding Rebars

- Place Around the Perimeter
- Place on Corners Only
- Place on Sides Only
- Just Place on the Screen

Add to Existing Rebars

OK Close

Stress-Strain Curve ACI-Whitnev Rectang

Figure 1.5.17. Insérer le ferrillage

Les Résultats pour cette section sont :

Capacity Calculation Results

Bottom End Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Mux:My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A, Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks	
1	Nmax	5138,0	-14,0	0,0	14,0	180,0	5138,0	7503,8	0,68	180,0	453,5	3	OK
2	Nmin	-72,0	-27,0	177,0	179,0	98,7	193,0	579,9	0,33	265,0	95,0	3	OK
3	Mumax	1786,0	330,0	-20,0	330,6	356,5	1816,3	5136,5	0,35	4,0	184,2	3	OK
4	Mymax	509,0	-84,0	258,0	271,3	108,0	576,8	2179,2	0,26	256,8	175,1	3	OK

Figure 1.5.18. Les résultats pour le poteau 70*70

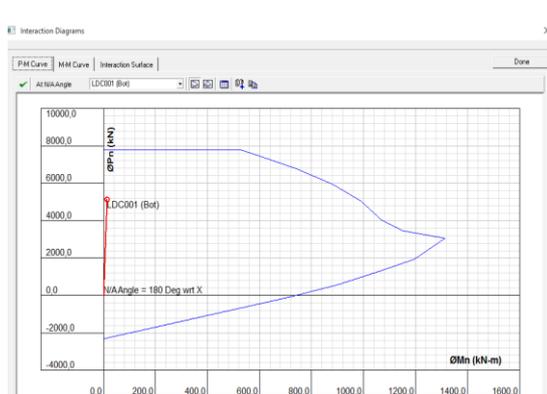


Figure 1.5.19. Courbe d'interaction P-m P-MM

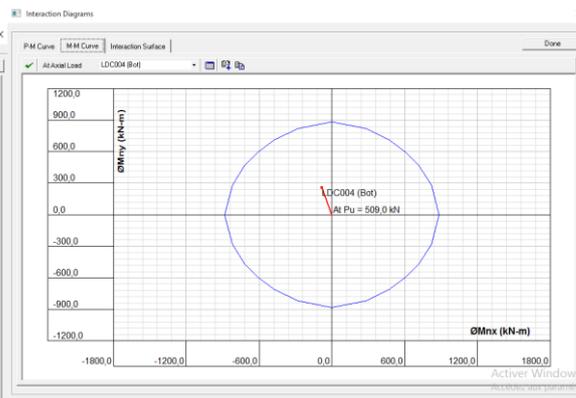


Figure 1.5.20. Courbe d'interaction Mx-My

Les figures suivantes représentent les résultats pour les autres poteaux :

Capacity Calculation Results

Bottom End | Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Muxy (kN-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks
1	Nmax	4088.0	-34.0	9.0	35.2	165.2	4088.2	5678.9	0.72	197.9	487.5	3	OK
2	Nmin	-56.0	-23.0	184.0	185.4	97.1	193.7	437.3	0.44	265.4	84.3	3	OK
3	Mxmax	2133.0	-374.0	10.0	374.1	178.5	2165.6	3631.2	0.60	182.5	214.5	3	OK
4	Mymax	300.0	-62.0	278.0	284.8	102.6	413.7	847.2	0.49	261.0	129.5	3	OK

Done

Figure 1.5.21. résultats du poteau 60*60 du 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} niveau.

Capacity Calculation Results

Bottom End | Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Muxy (kN-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks
1	Nmax	2653.0	-46.0	19.0	49.8	157.6	2653.5	4109.2	0.65	206.5	403.8	3	OK
2	Nmin	39.0	-27.0	190.0	191.9	98.1	195.8	335.7	0.58	263.8	96.6	3	OK
3	Mxmax	1081.0	-331.0	8.0	331.1	178.6	1130.6	1610.3	0.70	182.2	150.0	3	OK
4	Mymax	220.0	-60.0	239.0	246.4	104.1	330.3	499.0	0.66	258.3	134.3	3	OK

Done

Figure 1.5.22. résultats du poteau 50*50 du 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} niveau.

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Muxy (kN-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks
1	Nmax	991,0	-62,0	-70,0	93,5	228,5	995,4	1937,8	0,51	132,5	265,6	3	OK
2	Nmin	31,0	-29,0	138,0	141,0	101,9	144,4	236,6	0,61	260,2	107,5	3	OK
3	Mxmax	244,0	-232,0	8,0	232,1	178,0	336,8	380,4	0,89	182,0	92,2	3	OK
4	Mymax	57,0	-52,0	155,0	163,5	108,5	173,1	240,7	0,72	253,6	132,6	3	OK

Figure 1.5.23. résultats du poteau 40*40 du 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} niveau.

- **Conclusion :**

Le logiciel a montré que la section choisie vérifie la résistance si on prend les moments M_x et M_y simultanément.

- **Remarque :** Après avoir comparé le ferrailage des poteaux supérieurs (40*40) par SOCOTEC, CSI COLUMN et FLEXI, on a remarqué que le ferrailage donné par socotec et csi column est vérifié, par contre il n'était pas vérifié par flexi ce qui montre que le socotec a sous-estimé le ferrailage de poteau

1.5.4 Ferrailage des voiles

- **Application de la méthode réglementaire :**

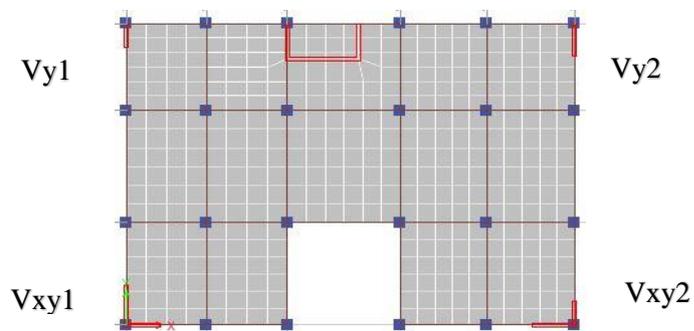


Figure 1.5.24. Disposition des voiles

1.5.4.1. Voile Vy2

On va traiter l'étude du bout de voile Vy2 comme exemple de calcul par la méthode du code ACI-318-02

La section déterminante est située au rez-de-chaussée :

Tableau 1.5.17. Les efforts obtenus pour le voile Vy2 :

pier	Nmax(kn)	Mcor(knm)	Nmin(kn)	Mcor(cor)	Nmin(kn)	Mmax(knm)
Vy	-3658,737	-3094,3694	-2,406	1242,5291	-66.48	-2974.9

a. Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement) :

On vérifie que : $P_u \leq \Phi P_n$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32 \cdot a} \right)^2 \right]$$

D'où : $P_u = 3658,7374 \text{ kN}$; $K=0,8$; $a=20 \text{ cm}$;

$$h_s = 3,60 - 0,50 = 3,10 \text{ m}$$

On remarque que dans ce cas étudié le poteau d'extrémités fait partie du bout de voile alors :

$$A_g = (2-0,7/2) \times 0,2 + (0,7)^2 = 0,82 \text{ m}^2$$

$$AN : P_n = 0,55 \times 30 \times 0,82 \times 10^6 \times \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 3,10 \times 10^3}{32 \times 200} \right)^2 \right] \times 10^{-3} = 11563,39 \text{ KN}$$

$$\Phi \cdot P_n = 0,7 \times 11563,39 \text{ KN} = 8094,38 > P_u = 3658,7374 \text{ KN} .$$

La stabilité au flambement est assurée.

b. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale

Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

- **Armatures horizontales : Espacement maximale :** $S_{\max} \leq \min(lw/5, 3a, 45\text{cm})$

lw : Longueur du mur en plan

$$\Rightarrow S_{\max} \leq \min(235/5 ; 3 \times 20 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Armatures minimales : $A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ et $\rho_h \geq 0,0025$

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur

$$\Rightarrow A_{sh} \geq 0,0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures verticale : Espacement maximale** $S_{\max} \leq \min(lw/3, 3a, 45\text{cm})$

$$\Rightarrow S_{\max} = 45\text{cm}$$

Armatures minimales :

$$A_{sv} \geq \rho_v \cdot lwa \quad \text{et} \quad \rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_v - 0,0025) \geq 0,0025$$

h_w : Hauteur totale du voile mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur

$$\Rightarrow \rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{39,6}{3} \right) (0,0025 - 0,0025) = 0,0025$$

$$A_{sv} \geq 0,0025 \times 235 \times 20 = 11,75\text{cm}^2$$

- **Limitation de l'effort normal de compression par la condition de résistance**

Il faut que : $\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35$

Tel que : $P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_e$ et $A_g = (2 - 0,7/2) \times 0,2 + (0,7)^2 = 0,82 \text{ m}^2$

P_o : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit

On prend un pourcentage minimum des armatures verticales $A_{sv} = 11,75 \text{ cm}^2$

$$P_o = [0,85 \times 30 \times (0,82 \cdot 10^6 - 1175) + 1175 \times 500] \cdot 10^{-3} = 21467,54 \text{ KN}$$

$$\frac{P_u}{P_o} = \frac{3658,7374}{21467,54} = 0,1704 < 0,35 \quad \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Selon RPA art 7.4.3.1 $v = \frac{Nd}{Bc \cdot Fc28} \leq 0,3 \Rightarrow \frac{3658,7374 \cdot 10^3}{0,82 \cdot 10^6 \cdot 30} = 0,148 < 0,3$

c. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Vérification si 02 nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires pour la résistance à l'effort tranchant

$$V_u = 489,6608 \text{ KN}$$

Prévoir deux nappes si :

$$V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}} \text{ ou } a < 25 \text{ cm}$$

A_{cv} : Section brute du béton dans la direction de l'effort tranchant

$$A_{cv} = a \times l_w = 0,2 \times 2,35 = 0,47 \text{ m}^2$$

$$AN : V_u = 489,6608 \text{ KN} > 0,083 \times 0,47 \cdot 10^6 \times \sqrt{30} \times 10^{-3} = 413,66 \text{ KN}$$

Donc deux nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur, les deux nappes sont écartées par des épingles.

- Pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales de l'âme du voile

$$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0,0025$$

$$\text{Espacement maximum} := 45 \text{ cm} \quad S_{\max} \leq \min(3a, 45 \text{ cm})$$

La section minimale : Armatures horizontales et Verticales par ml :

$$A_{s_{\min}} = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Si on choisit des aciers HA12 sur les deux faces on a : (2 x 5HA12 $A_s=11,3 \text{ cm}^2$)

$$S_t = (100 - 5 \times 1,2) / 5 = 18,8 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ok}$$

- Armatures d'âme nécessaires pour l'effort tranchant

On opte pour deux nappes d'armatures en HA 12 avec un espacement S= 20 cm

$$\text{On vérifie que : } \Phi \cdot V_n > V_u \text{ et } V_n = A_{cv} \times (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_e)$$

Avec :

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

a_c : Coefficient dépendant de l'élançement du mur

$$a_c = 0,17 \quad \text{pour} \quad \frac{h_w}{l_w} = \frac{39,6}{2,35} = 16,85 \geq 2$$

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

f_e : Contrainte admissible de l'acier

$$A_{cv} = 0,2 \times 2,35 = 0,47 m^2$$

Pour une distance de 100 cm on a : 2 x 5 HA 12 = 11,3 cm²

$$\rho_n = \frac{11,3}{100 \times 20} = 0,00565$$

$$V_n = 0,47 \cdot 10^6 \times (0,17 \times 0,083 \cdot \sqrt{30} + 0,00565 \times 500) \cdot 10^{-3} = 1337,92 \text{ KN}$$

$$\Phi \cdot V_n = 0,75 \times 1337,92 = 1003,44,79 \text{ KN} > V_u = 489,6608 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

La vérification de l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en HA 12 Horizontales et 02 nappes en HA 12 verticales espacement S=20 cm .réparties sur chaque face de lame du voile reliées par des épingles.

d. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :

Tableau 1.5.18. Armatures calculés en flexion composé pour le voile Vy2

pier	Nmax(kn)	Mcor(knm)	Nmin(kn)	Mcor(cor)	Nmin(kn)	Mmax(knm)
Vy2	-3658,7374	-3094,3694	-2,406	1242,5291	-66.48	-2974.9
As (cm ²)	3.16		12.83		31.28	

e. Dimensionnement des éléments de rives ou de bord

- suivant la 1^{ere} approche simplifié :

Selon le code américaine [art 21.7.6.3 Aci318-02] le béton doit être confinées lorsque les contraintes de compression calculées dépassent une valeur critique nominale égale à 0,2 fc

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{3658,7374}{0,82} \cdot 10^{-3} = 4,46 \text{ Mpa} < 0,2 \cdot f_{bc} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ mPa}$$

- Suivant la 2^{eme} approche rigoureuse :

Les zones de compression doivent être renforcées par des éléments limitatifs spéciaux lorsque

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)}$$

avec :

c : est la distance entre l'axe de gravité de la fibre la plus comprimé du voile

h_w : la hauteur du voile mesuré de la base jusqu'au sommet de la structure

δ_u :déplacement ultime du voile au sommet

l_w : longueur du voile en plan

et que la quantité (δ_u / h_w) ne dépasse pas 0.007 [art **21.7.6.2** Aci318-02]

$$\frac{215.5}{39600} = 0.00544 < 0.007$$

$$0.42 < \frac{2.35}{600(0.007)} = 0.55$$

- **Suivant l'RPA :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau avec une longueur de $l/10$

On opte pour $L_{bz}=25cm$

nota : $T_{bz} \geq 20cm$

- **Armatures de résistance à la flexion composée**

On calcul la section d'armature nécessaire pour une section rectangulaire sollicitée en flexion composée

Les armatures choisies seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant donné que le moment M_u est réversible.

Soit $A_s = 20T16 = 40.1 \text{ cm}^2$

- **Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives**

Pourcentage réel d'armatures dans les éléments de bords :

$$\rho = \frac{40.1}{70 \times 70} \times 100 = 0,81\% > 0,5\% \dots\dots\dots \text{OK}$$

La distance maximale entre les barres longitudinales consécutives :

Sens x-x : $h_x = 30 \text{ cm}$

Sens y-y : $(b_y = T_{bz} / 4; 10 + [(35 - b_x) / 3])$

AN :

Zone de confinement de poteau :

Sens x-x : $h_x = 30 \text{ cm}$

$$\text{Sens y-y } (b_y = 20/4; 10 + [(35 - 30)/3]) = 11.66 \text{ cm}$$

- **Zone de confinement de voile :**

$$\text{Sens } h_x = 30 \text{ cm } \mathbf{x-x} :$$

$$\text{Sens y-y } (b_y = 20/4; 10 + [(35 - 30)/3]) = 11.66 \text{ cm}$$

Armatures transversales dans la zone de confinement :

$$A'_{sh} \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$$

- **Confinement du poteau**

$$h_c = T_{bz} - 2 \cdot (\text{enrobage})$$

$$20 - 2 \times 2,5 = 15 \text{ cm}$$

S_t : Espacement verticale des cadres avec :

$$S_t = \min \begin{cases} 0,25 \times T_{bz} = 0,25 \times 20 = 5 \\ 6d_b = 6 \times 1,4 = 8,4 \\ S_x \end{cases}$$

d_b : diamètre min de A_{sv}

$$\text{avec } 10 \text{ cm} \leq S_x = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

h_x : Espacement dans le sens x-x entre les barres longitudinales dans la zone de confinement

$$\Rightarrow S_x = 4 + \left(\frac{14 - 9}{3} \right) = 5,66 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la section critique h_r

$$A'_{sh} \geq 0,09 \times 10 \times 15 \times \frac{30}{500} = 0,81 \text{ cm}^2$$

On prend : $\varphi_{st} = 8 \text{ mm}$

Confinement du voile

$$20 - 2 \times 2,5 = 15 \text{ cm}$$

S_t : Espacement verticale des cadres avec :

$$S_t = \min \begin{cases} 0,25 \times L_{bz} = 0,25 \times 20 = 5 \\ 6d_b = 6 \times 1,4 = 8,6 \text{ cm} \\ S_x \end{cases}$$

d_b : diamètre min de A_{sv}

$$\Rightarrow S_x = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3}\right) = 4 + \left(\frac{14 - 10}{3}\right) = 4.33 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la section critique h_r

$$A'_{sh} \geq 0,09 \times 10 \times 15 \times \frac{30}{500} = 0,81 \text{ cm}^2$$

On prend : $\varphi_{st} = 8 \text{ mm}$

On utilise des cadres et des épingles en HA 8 autour des armatures verticales de la zone critique.

- Hauteur de la zone critique

$lw = 2,35 \text{ m}$; $hw = 39,6 \text{ m}$; $M = 3094,3694 \text{ KN.M}$; $Vu = 489,6608 \text{ KN}$

$$h_{cr} = \max[lw; (Mu / 4Vu)] = \max[2,35 \text{ m}; 1,57 \text{ m}]$$

Soit $h_{cr} = 2,35 \text{ m}$

Selon l'eurocode8 $h_{cr} = \max[lw, (hw / 6)] = \max[2,35 \text{ m}; 6,6 \text{ m}]$

Soit $h_{cr} = 6,6 \text{ m}$

$$\text{D'où : } h_{cr} \leq \begin{cases} 2.lw = 2 \times 2.35 = 4,7 \text{ m} \\ 2.h_s = 2 \times 3,01 = 6,02 \text{ m} \end{cases}$$

Pour simplifier l'exécution du refend, il est judicieux de prolonger les mesures constructives de la rotule plastique jusqu'au 2^{ème} étage.

Le reste des résultats du voile Vy2 est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau 1.5.19. Résultats de ferrailage du voile Vy2

	P(kN)	M3(kN-m)	As	Lbz	As cal	min	Choix As
2eme a	-3005,217	-1243,74	0	25	12,92	8,04	16T14
4eme	-81,2797	1330,379	12,9				
niv	-657,7405	1346,798	6,96				
	-1873,620	-553,2409	0				

5eme a	-216,5923	702,6078	4,81	25	4,81	8,04	12T12
7eme niv	-608,4337	734,2921	1				
8eme a	-845,85	153,3331	0	25	1,8	8,04	12T12
10eme niv	-96,0903	282,5575	1,8				
	-402,0225	464,4546	0,4				

1.5.4.2. Résultats d'analyse pour le voile Vy1 :

La section déterminante est située au rez-de-chaussée :

l'ensemble des vérifications à faire représenter dans les tableaux suivants

Les résultats seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 1.5.20. Justification de la stabilité et la résistance au flambement

P(kn)	Lw (m)	a (m)	poteau (m)	Ag (m ²)	Fbc (mpa)	Hs (m)	K	Pn (kn)	Φ	φ*Pn (kn)	verification
2775,4	1,85	0,2	0,7	0,72	30	3,10	0,8	10153,	0,7	7107,2	VRAI

Tableau 1.5.21. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal

P(kn)	lw (m)	a(m)	Ag(m ²)	Asv(m ²)	fbc(mp a)	P0(kn)	Pu/P0	v	verification
2775,4	1,85	0,2	0,72	0,000925	30	18798,9	0,148	0,35	VRAI

Tableau 1.5.22. Vérification si 2 nappe sont nécessaire

V(kn)	lw (m)	a(m)	Acv(m ²)	fbc(mpa)	valeur	vérification
221,4953	1,85	0,2	0,37	30	168,21	2nappes nec

Tableau 1.5.23. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

pn	hw(m)	hw/lw	ac	$\phi^*V_n(kn)$	verification
0,00565	39,6	21,405405	0,17	789,26	VRAI

Les résultats de ferrailage du voile Vy1 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 1.5.24. Résultats de ferrailage du voile Vy1

	P(kN)	M3(kN.m)	As	Lbz	As cal	min	Choix As
RDC a 1er niv	-2775,472	-1163,737	0	20	14,4	8,04	16T14
	-307,3458	626,6734	5				
	-356,9097	1146,9585	12,2				
2eme a 4eme niv	-2114,713	4,7141	0	20	4,44	8,04	16T14
	-273,3585	296,176	1				
	-283,4557	576,7127	4,44				
5eme a 7eme niv	-1465,315	-200,0987	0	20	1,17	8,04	16T12
	-226,557	182,4694	0				
	-265,5145	327,9743	1,17				
8eme a 10eme niv	-694,7357	117,3574	0	20	0,31	8,04	16T12
	-77,2371	95,5935	0,31				
	-348,26	228,3727	0				

1.5.4.3. voile Vxy1 :

Le dimensionnement d'un voile sous forme de L composé de deux segments ne peut pas être fait manuellement selon la méthode américaine du ACI 318.

Pour cela on va utiliser un logiciel numérique CSICOL qui vérifie par suite les efforts internes de flexion composé avec le diagramme d'interaction P-Mx-My.

Résultats d'analyse :

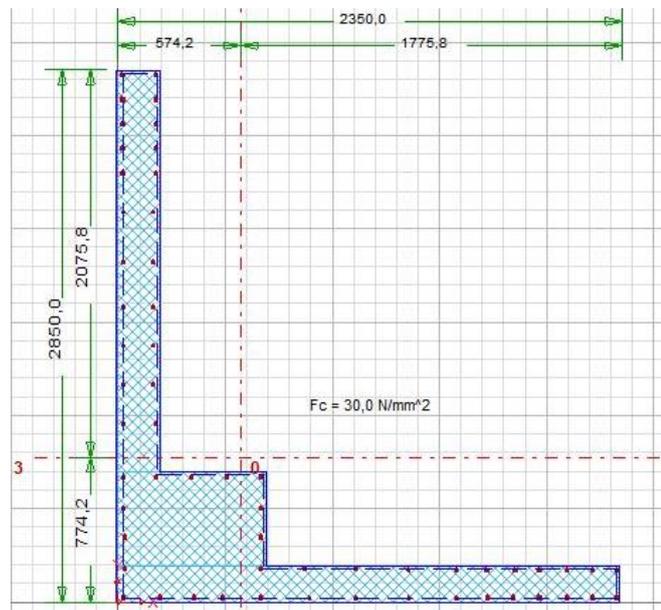


Figure 1.5.25. Ferrailage du voile Vxy1 dans Csi column

Capacity Calculation Results

Bottom End Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Muxy (kN-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks
1	Nmax	4986,0	-2586,0	-900,0	2738,1	199,2	5688,4	18642,5	0,31	153,7	530,7	3	OK
2	Nmin	729,0	1409,0	677,0	1563,2	25,7	1724,8	5029,4	0,34	310,7	514,8	3	OK
3	Mumax	1842,0	2593,0	847,0	2727,8	18,1	3291,5	7009,4	0,47	311,9	584,1	3	OK
4	Mymax	4676,0	-514,0	-3843,0	3877,2	262,4	6074,4	9239,9	0,66	101,2	357,7	3	OK
5	Mymin	1089,0	518,0	3804,0	3839,1	82,2	3990,6	4619,4	0,86	303,7	584,3	3	OK

Done

Figure 1.5.26. Resultas de ferrailage du voile Vxy1

1.5.4.4. Ferrailage de la cage d'ascenseur :

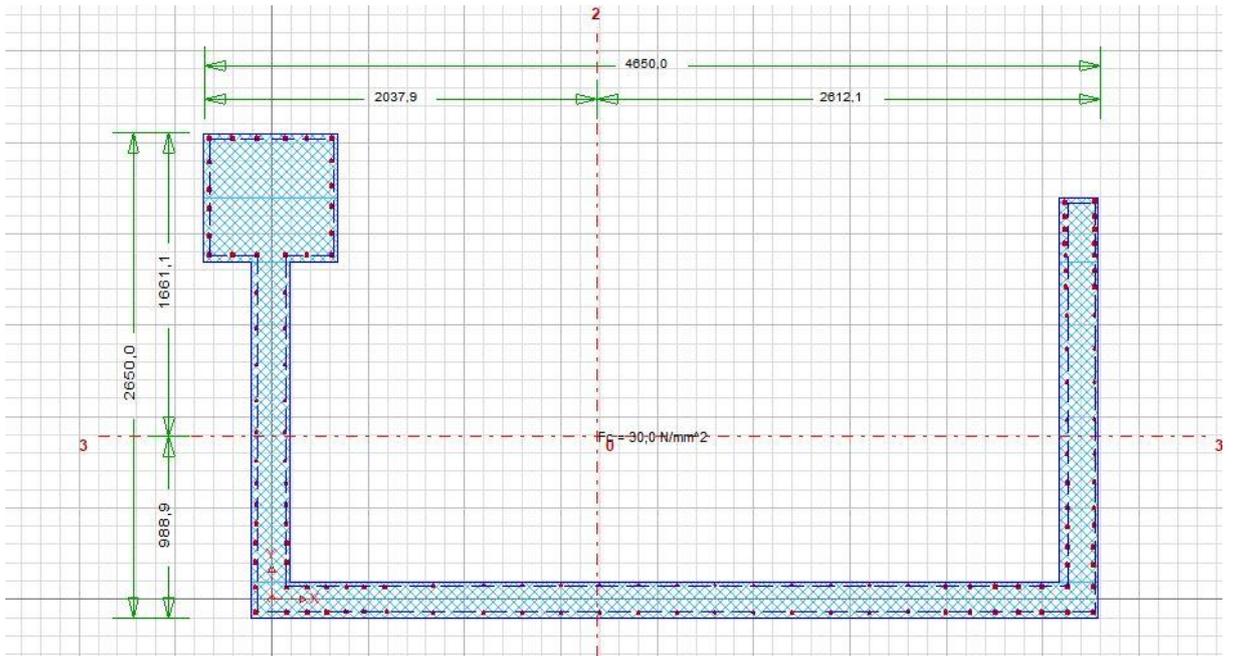


Figure 1.5.27. Ferrailage de la cage d'ascenseur dans Csi column

Capacity Calculation Results

Bottom End | Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Muxy (kN-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks
1	Nmax	9170.0	-498.0	865.0	998.1	119.9	9224.2	33143.6	0.28	194.8	735.8	3	OK
2	Nmin	3044.0	6602.0	-4750.0	8133.2	35.7	8684.2	17527.4	0.50	343.6	1079.2	3	OK
3	1	7816.0	-10465.0	-4513.0	11396.6	203.3	13819.3	25044.4	0.55	171.1	494.5	3	OK
4	2	3330.0	9880.0	5543.0	11328.7	29.3	11808.0	16652.5	0.71	345.1	1043.1	3	OK
5	3	4965.0	-3313.0	-20699.0	20962.5	260.9	21542.4	26121.2	0.82	117.4	755.5	3	OK
6	4	6182.0	2728.0	21728.0	21898.6	82.8	22754.5	31057.5	0.73	318.4	1783.6	3	OK
7	5	3984.0	2864.0	21503.0	21692.9	82.4	22055.7	35351.9	0.62	282.5	602.6	3	OK
8	6	5618.0	-10329.0	-4738.0	11363.8	204.6	12676.7	20993.5	0.60	171.4	435.1	3	OK

Done

Figure 1.5.28. Resultas de ferrailage de la cage d'ascenseur

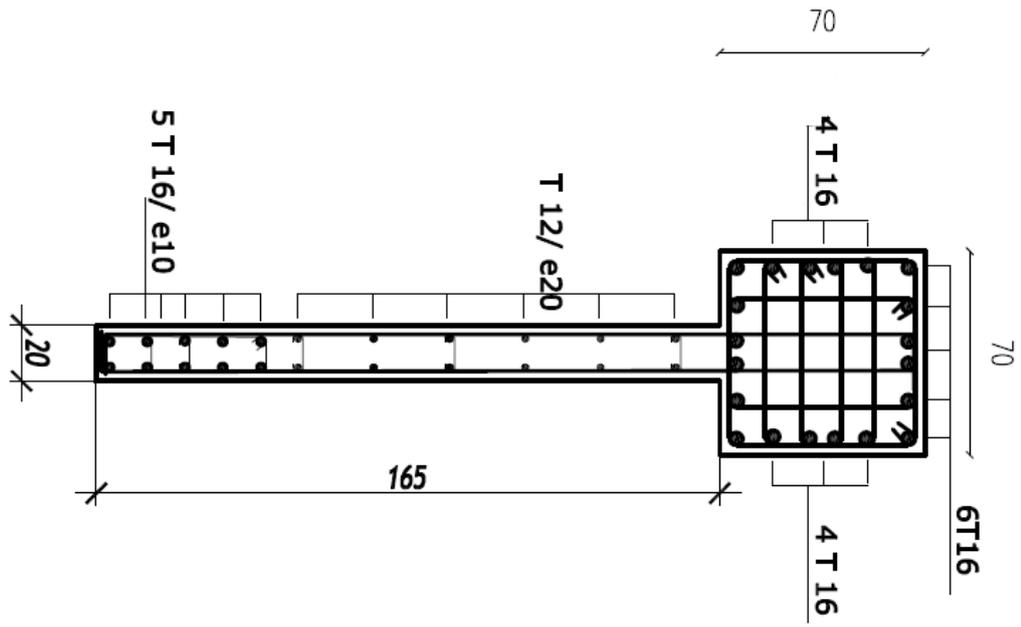


Figure 1.5.29. Schéma de ferrailage de voile Vy2 Du RDC au 1^{er} niveau

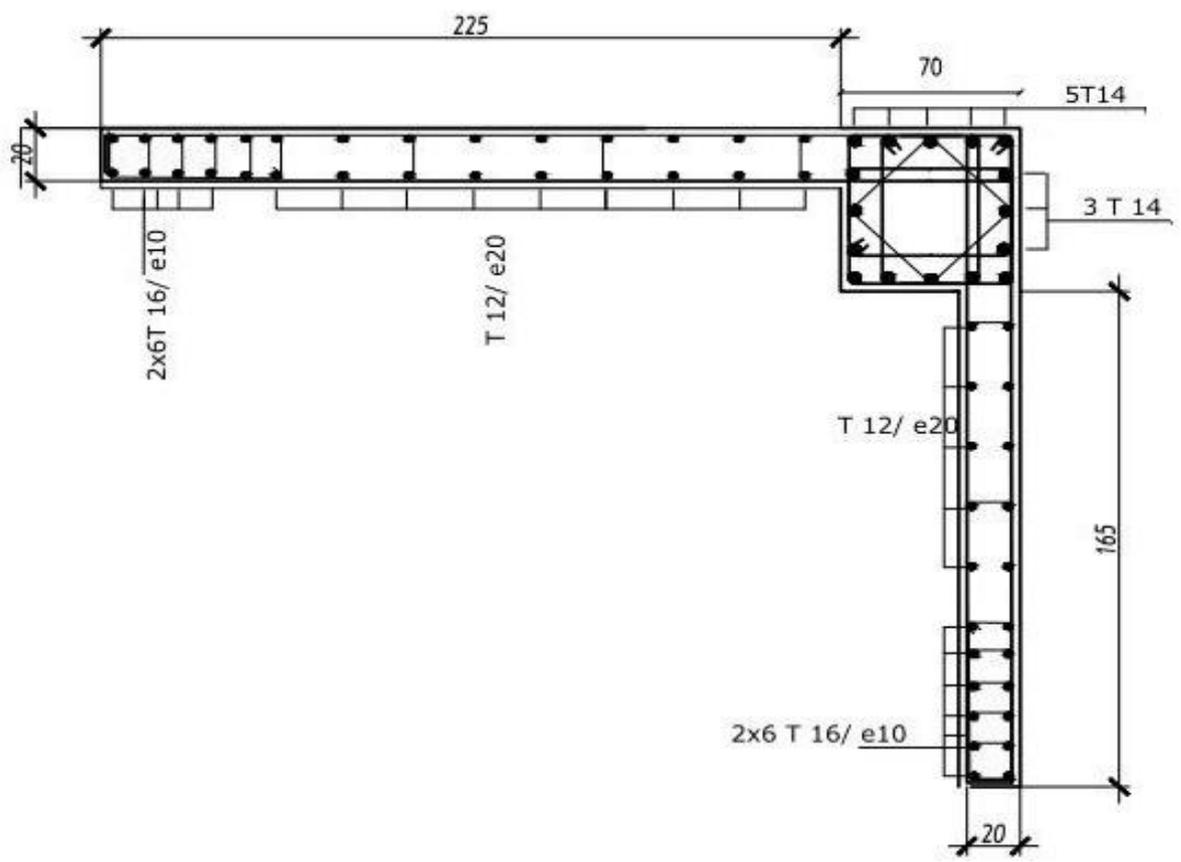


Figure 1.5.30. Schéma de ferrailage de voile Vxy1 Du RDC au 1^{er} niveau

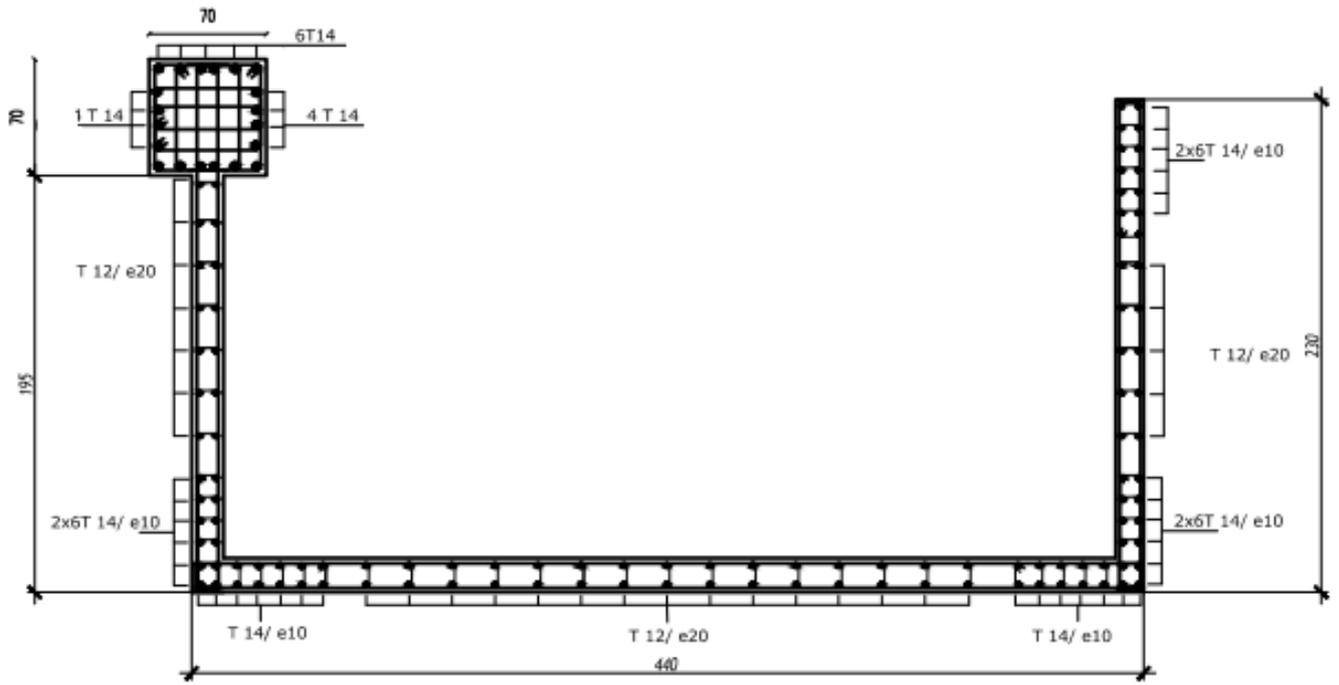


Figure 1.5.31. Schema de ferrailage de la cage d'ascenseur du RDC au 1^{er} niveau

1.6.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans ce présent chapitre on va dimensionner et ferrailer la fondation de notre bâtiment en déterminants les efforts sous le radier par la méthode classique (manuellement) et le logiciel safe

1.6.2. Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bar.

1.6.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après [1] (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

1.6.4. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol.

Les charges transmises au sol.

1.6.5. Radier général :

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol.

1.6.5.1. Pré dimensionnement :

a. La dalle du radier :

- La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{6.65}{20} = 34.9 \text{ cm}$$

Avec L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

- Condition de cisaillement

$$\text{On doit vérifier que: } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 140327.3 \text{ kN}$$

$$L = 6.65 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 21,51 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 21.51 \text{ cm}$$

- b. La nervure :

La condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{665}{10} = 66.5 \text{ cm}$$

- La condition de raideur (rigidité) :

$$\text{Pour un radier rigide, il faut que } L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml .

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 2.0 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 1.05 \text{ m}$.

A partir de ces conditions précédentes on prend :

La dalle : $h_d = 50 \text{ cm}$

La nervure : $(bxh) = (70 \times 120) \text{ cm}^2$

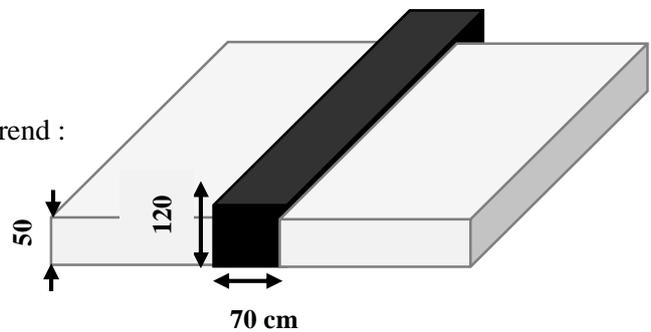


figure1.6.1. Dimension du radier

1.6.5.2. Les vérifications nécessaires du radier par Safe :

Après le pré dimensionnement de radier on doit le modéliser en utilisant le logiciel 'SAFE', cette étape est schématisée dans la figure ci-dessous :

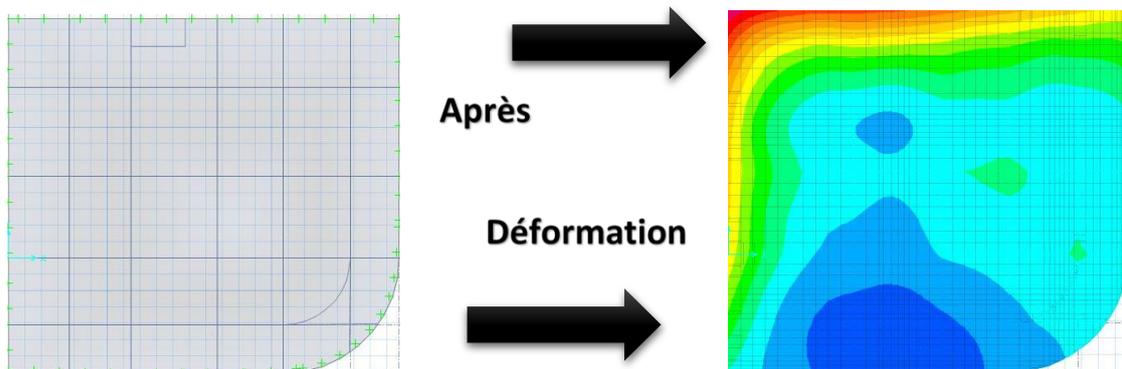


figure1.6.2. Déformation du radier

- Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

- 1^{ère} vérification :

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée :

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : N_s : réaction totale de la structure à l'ELS.

S : surface totale de la structure.

En utilisant le logiciel « Safe », on obtient : $N_s=135880.24 \text{ KN}$

$$\frac{135880.24}{839.31} = 161.89 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- 2^{ème} vérification :

On doit vérifier les contraintes sous le radier

$$\sigma_{moy} \left(\frac{L}{4} \right) < \sigma_{sol} = 200$$

L'utilisation du logiciel « SAFE » nous a donné les valeurs des réactions suivantes :

$$\sigma^{\max} = 480 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma^{\min} = 53 \text{ KN/m}^2$$

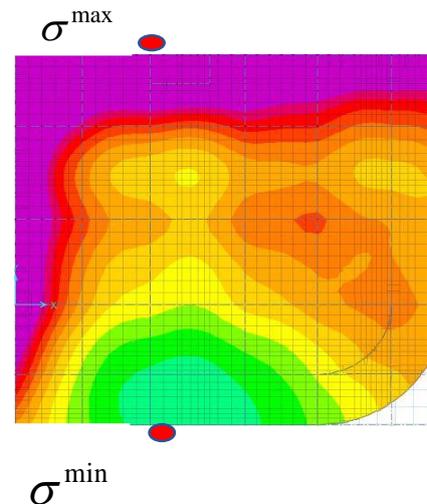


figure1.6.3. Distribution des contraintes au niveau de la fondation l'ELS

$$\delta_{moy} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4} = 372.5 \text{ KN/m}^2$$

Donc : $\sigma_{moy} = 372.5 \text{ KN/m}^2 > \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

Condition non vérifiée

1.6.5.3. Les vérifications nécessaires du radier manuellement :

- Caractéristiques géométriques du radier :

Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx}=53666,70 \text{ m}^4 \\ I_{yy}=64213,32 \text{ m}^4 \end{cases}$$

a. Vérification de la Stabilité du Radier

- Vérification au renversement

Selon [1] (Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau1.6.1. Vérification au renversement

sens	Nr	Mr	$\frac{Mr}{Nr}$	$\frac{B}{4}$	remarque
X-X	135880.24	274871	2.02	7.57	Vérifie
Y-Y	135880.24	146260.52	1.07	6.92	Vérifie

➤ Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

- Vérification des Contraintes Sous le Radier

- Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\frac{135880.24}{839.31} = 161.89 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Tableau1.6.2. Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	299.72	145.61	261.194
Sens y-y	253.99	190.98	238.21

Constatation :

- $\sigma_2^{\min} > 0$
- $\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Tableau1.6.3. Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	238.72	85.06	199.76
Sens y-y	193.44	130.34	178.04

Constatation :

- $\sigma_2^{\min} > 0$
- $\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < \sigma_{sol} = 200$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées à l'ELU et à l'ELS, donc pas de risque de soulèvement

NOTA : après avoir calculé la contrainte moyenne $\delta_{moy} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4}$ sous le radier, on a constaté que cette dernière est inférieure par rapport à la contrainte du sol, par contre celle calculée

par le SAFE n'est pas vérifié ce qui montre que le calcul manuel sous-estime les efforts sous la fondation

b. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Ferrailage de la dalle du radier :

Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 261,2 \text{ kN / m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 199,76 \text{ kN / m}$$

le calcul des efforts sera calculer par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

b=100cm ; h=50cm ; d=45cm ; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=434,78\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau1.6.4. Ferrailage d'un panneau du radier

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	370.52	20.21	7T20	22
	y-y	328.80	17.72	6T20	18.8
Appui	x-x	217.95	11.53	6T16	12.1
	y-y	193.41	10.17	6T16	12.1

- Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Travée :

- Sens x-x : $S_t = 12,28\text{cm} < 33\text{cm}$; On opte $S_t = 12\text{cm}$
- Sens y-y : $S_t = 14,66\text{cm} < 33\text{cm}$; On opte $S_t = 14\text{cm}$

Appui :

- Sens x-x : $S_t = 15,01cm < 33cm$; On opte $S_t=15cm$
- Sens y-y : $S_t = 15,01cm < 33cm$; On prend $S_t=15cm$

➤ Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,96cm^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau1.6.5. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	283.7	22	2.56	18	297.88	250	NON
	y-y	251.8	18.8	2.44	18	308.52	250	NON
App	x-x	166.88	12.1	1.98	18	315.51	250	NON
	y-y	148.11	12.1	1.75	18	280.03	250	NON

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section d'acier.

Tableau1.6.6. Vérification des contraintes à l'ELS après correction

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	283.7	28.3	2.28	18	232.72	250	OUI
	y-y	251.8	25.1	2.14	18	232.32	250	OUI
App	x-x	166.88	16.1	1.73	18	238.15	250	OUI
	y-y	148.11	14.1	1.63	18	240.84	250	OUI

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{261.2 \times 6.65}{2} = 868.5 kN$$

$$\tau_u = \frac{868.5 \cdot 10^3}{1000 \times 450} = 1,93 MPa < \bar{\tau}_u = 3 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c. Ferrailage des nervures :

- **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire **“BAEL91 modifier 99”** [2]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

- **Calcul des armatures :**

b=70 cm ; h=120 cm ; d=108 cm

Tableau1.6.7. Ferrailage de nervure

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	1226.3	19.16	7T20	21.9
Appui	721.94	12.8	7T16	14.04

- **Vérifications nécessaires :**

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,34 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau1.6.8. Vérification des contraintes a l'ELS de la nervure

Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérification
Travée	939.72	21.9	7.9	18	400	250	Non
Appuis	552.78	14.4	4.65	18	362	250	Non

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifié en travée donc on augmente la section d'acier.

Tableau1.6.9. Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS après correction

Position	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	939.72	37.7	6.57	18	238.3	250	Oui
Appuis	552.78	21.9	4.68	18	235.3	250	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = 433,63\text{kN}$

$$\tau_u = \frac{433,63 \times 10^3}{700 \times 1080} = 1,5\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau1.6.10. Choix des armatures transversales

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	70x120	courante	20	10	3,11	5T10	3,95
		nodale	15		2,48	5T10	3,95

- **Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=120 \text{ cm } A_p = 3 \times 1,2 = 3,6 \text{ cm}^2$$

On choisit A_p = 3T14

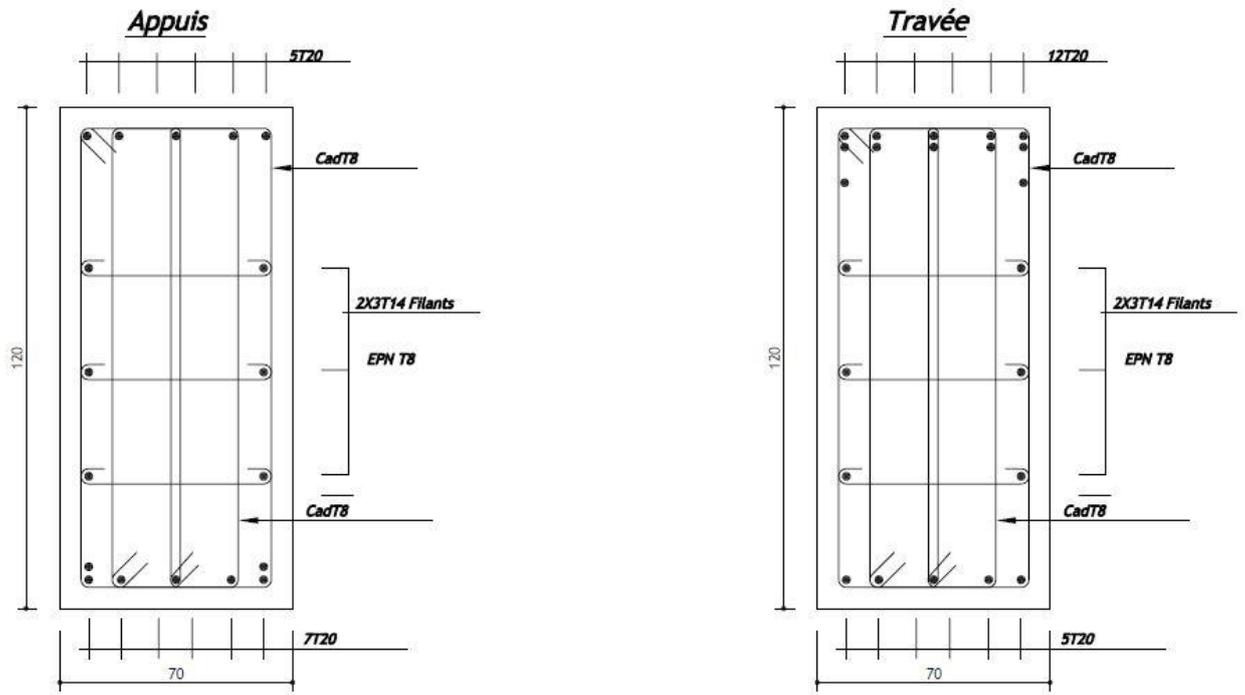


figure1.6.4. Schéma de ferrailage de la nervure

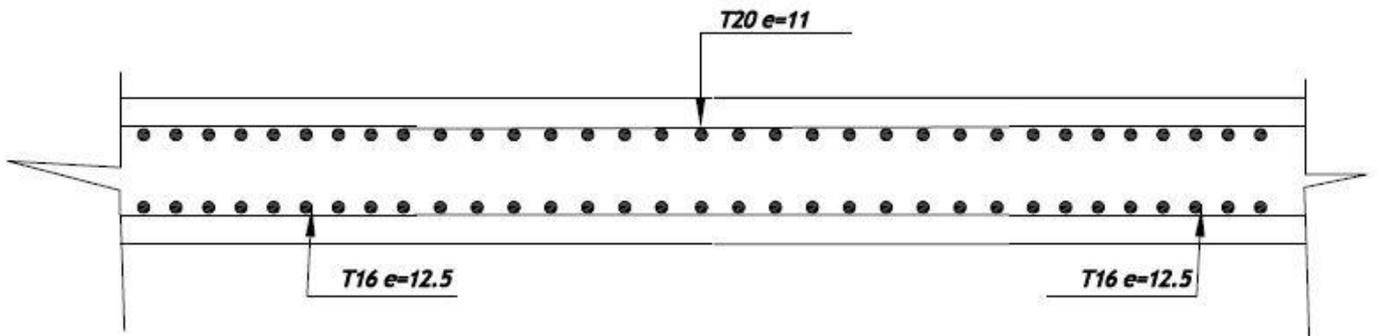


figure1.6.5. Schéma de ferrailage du radier

2.1.1 Plancher collaborant

2.1.1.1 Introduction

Le plancher collaborant appelé aussi plancher mixte est un plancher qui est généralement utilisé dans les constructions métalliques. Il est obtenu par l'association de tôle d'acier en profilé à froid placée au-dessus de la solive et du béton, ainsi les deux collaborent par l'intermédiaire des connecteurs.

2.1.1.2 Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et surcharges.

- **Caractéristique de la tôle selon la fiche technique**

Tableau 2.1.1 : Caractéristique de la tole [7]

Nom	Epaisseur [mm]	Degré coupe-feu [Min]	Poids du béton seul [DaN/m ²]	Poids de la tôle [DaN/m ²]
PCB 60	1	60	207,5	11,57

a - Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.1.2 : Charge permanente et d'exploitation pour plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	<i>Forme de pente (e=10cm)</i>	0,10	22	2,20
2	<i>Etanchéité multicouche</i>	0,02	6	0,12
3	<i>Isolation thermique en liège</i>	0,04	4	0,16
4	<i>Dalle en béton (e= 12cm)</i>	0,12	-	2,075
5	<i>Bac d'acier PCB 60 (1mm)</i>	-	-	0,116
6	<i>Enduit en plâtre (e=2cm)</i>	0,02	10	0,20
			ΣG=	4,87
			Q=	1

b - Plancher courant

Tableau 2.1.3 : Charge permanente et d'exploitation pour plancher courant.

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	<i>Dallage scellé Grés cérame y compris le poids de mortier de</i>	-	-	0,60

	pose(e=2cm)			
2	La chape	0,04	22	0,88
3	Planche de plâtre(e=1.25cm)	0,0125	10	0,125
4	Dalle en béton (e= 12cm)	0,12	-	2,075
5	Bac d'acier PCB 60 (1mm)	-		0,116
6	Cloisons légères	-	-	0,80
			$\Sigma G=$	4,60
			Q=	2,5

c - Autres charges supplémentaires

Murs intérieurs : $G_{Mur\ int} = 1,30$ [KN/m²]

Murs extérieurs : $G_{Mur\ ext} = 2,81$ [KN/m²]

NB : On utilisera les mêmes charges permanentes pour les murs (extérieurs et intérieurs) du bloc en béton.

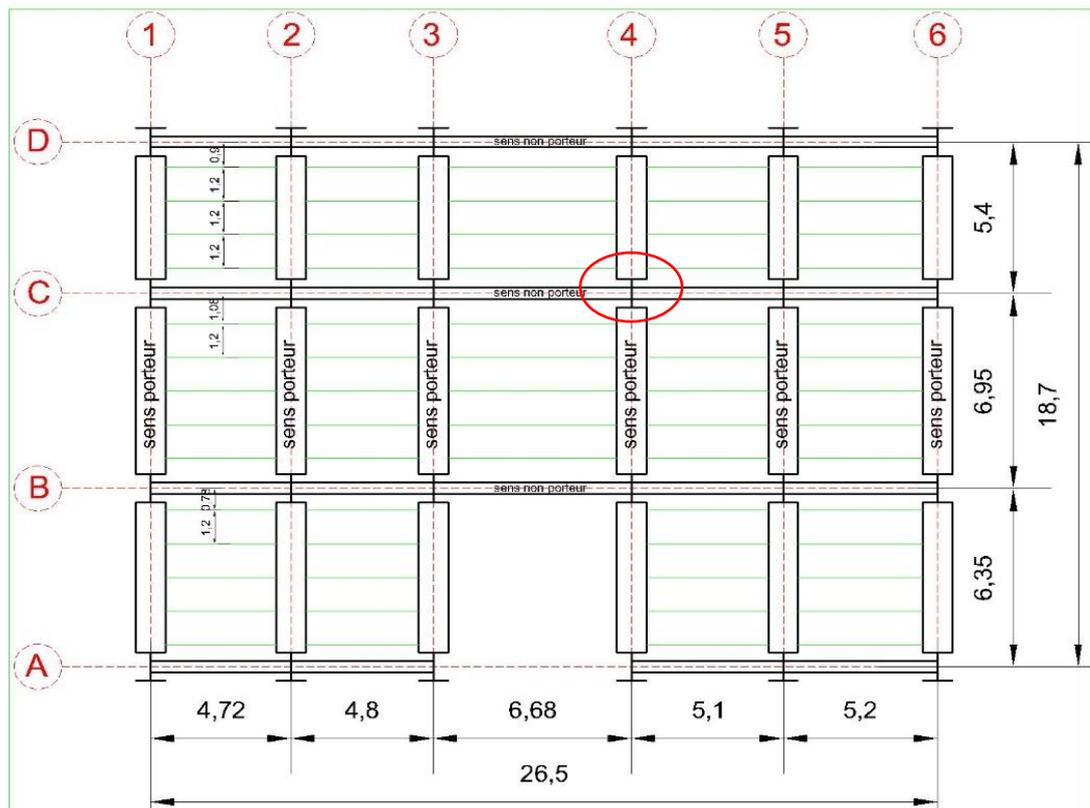


Figure 2.1.1 : Vue en plan de la structure.

■ Le poteau le plus sollicité.

2.1.2 Etudes des solives

2.1.2.1 Solives pour étage inaccessible

a - Pré- dimensionnement

Il se fait par la formule simplifiée avec $L= 6,68$ m et d'espacement entre solive de 1,2 m.

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30} \quad \Longleftrightarrow \quad 190,857 < h < 222,667 \quad \text{alors on adopte un } \mathbf{IPE200}$$

b - Phase de construction

- **Evaluation des charges**

Poids propre du profilé $G_P = 0,224$ KN/ml

Poids propre du béton frais ($ep= 12$ cm) $G_b = 2,075$ KN/m²

Poids du bac d'acier PCB 60 ($ep= 1$ mm)..... $G_A = 0,116$ KN/m²

Surcharge de construction (ouvrier) $Q_c = 0,75$ KN/m²

- **Combinaisons des charges**

ELU: $q_u = 5,20$ KN/ml

ELS: $q_{ser} = 3,75$ KN/ml

- **Vérification du moment fléchissant résistant**

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,20 \times (6,68)^2}{8} = 29,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6.10^3 \times 275}{1,1} = 55,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$$V_{sd} = \frac{5,20 \times 6,68}{2} = 17,37 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{plrd} = \frac{1400 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 202,07 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{pl,rd} \iff 17,37 \text{ kN} < 101,40 \text{ kN}$ Alors il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant, donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que : $f^{\max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} < f^{adm} = \frac{6680}{250} = 26,72 \text{ mm}$

$$f^{\max} = \frac{5 \times 3,75 \times (6680^4)}{384 \times 2,1.10^5 \times 1943 \times 10^4} = 23,83 \text{ mm} < f^{adm} = 26,72 \text{ mm}$$

$$f^{\max} < f^{adm} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Vérification du déversement**

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,rd} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{et} \quad \phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,rd} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K * L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \times Z_g)^2} - (C_2 \times Z_g) \right\}$$

Avec :

$$K_z = 1 \text{ (appuis simples aux deux extrémités)}$$

$$K_w = 1 \text{ (aucun dispositif pour empêcher le gauchissement)}$$

$$C_1 = 1,132 \quad \text{et} \quad C_2 = 0,459$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)} \quad \text{et} \quad \alpha_{LT} = 0,21 \text{ (profilé laminé)}$$

$$M_{cr} = 23,00 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 220,6 \times 10^3 \times 275}{23,00 \times 10^6}} = 1,62 > 0,4 \quad \text{alors il y a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,62 - 0,2) + (1,62)^2] = 1,96$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,96 + \sqrt{1,96^2 - 1,62^2}} = 0,315$$

$$M_{b,rd} = 0,315 \times 1 \times 220,6 \times \frac{275}{1,1} = 17,37 \text{ kN.m} < M_{sd} = 29,00 \text{ kN.m}$$

On remarque que la condition n'est pas vérifiée alors au lieu d'augmenter la section on propose de faire **un étaielement** qui est une solution technique et économique.

Alors avec la nouvelle longueur $L = 3,34 \text{ m}$

$$M_{sd} = 29,00 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 33,31 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

c - Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaille ensemble, les charges de la phase finale sont :

Poids propre du profilé $G_p = 0,224 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du béton durci ($ep = 12 \text{ cm}$) $G_b = 2,075 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier PCB 60 ($ep = 1 \text{ mm}$) $G_A = 0,116 \text{ KN/m}^2$

Poids de la finition $G_f = 2,68 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q_c = 1 \text{ KN/m}^2$

• **Combinaisons des charges**

ELU: $q_u = 9,99 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_{ser} = 7,27 \text{ KN/ml}$

• **Largeur efficace participant de la dalle**

La largeur efficace est obtenue par l'hypothèse suivante :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6,68}{8} = 1,67 \text{ m} \\ esp = 1,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

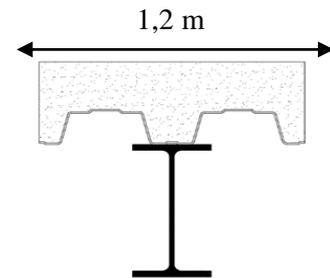


Figure 2.1.2 : largeur efficace pour solive

• **Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{béton} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$R_{béton} = \left(\frac{0,85 \times 30}{1,5} \times 1200 \times 60 \right) \times 10^{-3} = 1224 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec } A_a = 2848 \text{ mm}^2$$

$$R_{acier} = (0,95 \times 275 \times 2848) \times 10^{-3} = 744,04 \text{ KN}$$

$$R_{Béton} > R_{Acier}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 744,04 \times \left[\frac{200}{2} + 120 - \left\{ \frac{744,04}{1224} \times \frac{60}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 150,12 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9,99 \times (6,68)^2}{8} = 55,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{pl,rd} = \frac{1400 \cdot 10^{-3} \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 202,07 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{sd} = \frac{9,99 \times 6,68}{2} = 33,37 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

On a : $V_{sd}^{max} = 33,37 < 0,5V_{pl,rd} = 101,04 \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification du déversement**

Dans cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue à la partie supérieure par le béton.

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifiée que : $f^{max} = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E I_c} \leq \bar{f} = \frac{6680}{250} = 26,72 \text{ mm}$

Avec :

$$\begin{cases} q_{ser} = 7,27 \text{ KN/ml} \\ L = 6,68 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + nv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times n} + I_a$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2848}{1200 \times 60} = 0,04 \quad \text{et} \quad n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2848 \times (60 + (2 \times 60) + 200)^2}{4(1 + (15 \times 0,04))} + \frac{1200 \times 60^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4 = 8,51 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est : $f^{max} = \frac{5 \times 7,27 \times (6680)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 8,51 \cdot 10^7} = 10,55 \text{ mm}$

$$f^{max} < f^{adm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

2.1.2.2 Solives pour étage courant

a - Phase de construction

On prend les mêmes données pour l'étage courant dans la phase de construction car il ne change pas alors on adopte un IPE 200.

- **Combinaisons des charges**

$$\text{ELU} : q_U = 5,20 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = 3,75 \text{ kN/ml}$$

Tableau 2.1.4 : Vérification du profilé en phase de construction plancher courant.

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité	Déversement
$M_{sd} = 29,00 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 17,37 \text{ KN}$	$f^{max} = 23,83 \text{ mm}$	$M_{sd} = 29,00 \text{ KN.m}$
$M_{pl,rd} = 55,15 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 202,07 \text{ KN}$	$f^{adm} = 26,72 \text{ mm}$	$M_{b,rd} = 33,31 \text{ KN.m}$
C V	C V	C V	C V

b - Phase finale

- **Combinaisons des charges**

$$\text{ELU} : q_U = 10,95 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = 7,78 \text{ KN/ml}$$

Tableau 2.1.5 : Vérification du profilé en phase finale plancher courant.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité
$M_{sd} = 61,08 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 36,57 \text{ KN}$	$f^{max} = 11,29 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 150,12 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 202,07 \text{ KN}$	$f^{adm} = 26,72 \text{ mm}$
C V	C V	C V
<i>Le profilé adopté est IPE 200</i>		

c - Calcul des connecteurs

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = k_t \times Inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d_{RD}^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_V} \\ 0,8 \times f_U \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_V} \end{array} \right.$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 30 N/mm²
 E_c : Module de Young de béton..... 32 KN/ mm²
 f_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm²
 γ_v = Coefficient partiel de sécurité..... ;..... 1,25.

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d_{sc}} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d_{sc}} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d_{sc}} > 4 . \end{cases}$$

K_T : est un facteur de réduction pour tenir compte de la disposition des nervures.

$$K_T = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

N_r : Nombre de goujon par nervure ≤ 2 , alors $N_r = 1$

$h_p = 60 \text{ mm}$; $h_{sc} = 100 \text{ mm}$; $d = 19 \text{ mm}$; $b_0 = 100 \text{ mm}$

Les solives les nervures seront perpendiculaires alors on obtient :

$$K_T = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{100}{60} \times \left(\frac{100}{60} - 1 \right) = 0,78 \leq 1$$

$$P_{rd} = 0,78 \times \text{Inf} \begin{cases} 0,29 \times 1 \times (19)^2 \times \frac{\sqrt{30 \times 32 \times 10^3}}{1,25} = 82,10 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1,25} = 81,70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 63,70 \text{ KN}$$

$$R_c = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{inf} (1224 ; 744,04) = 744,04 \text{ KN}$$

$$N_{br} = \frac{R_l}{P_{rd}} = \frac{744,04}{63,70} = 11,68$$

Soit $N = 12$ **goujons** sur la demi longueur de la Solive c'est-à-dire **24 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

- **Espacement entre goujon de solive**

$$e_{\min} = 5 \times d_{sc} = 5 \times 19 = 95 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad esp = \frac{6680}{24 - 1} = 290,43 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6 \times h_{sc} = 6 \times 100 = 600 \text{ mm}$$

- **Conclusion :**

On utilisera des solives de **profilé IPE 200** pour tout le plancher avec **24 connecteurs** avec un **espacement de 290,43 mm**.

2.1.3 Etude des poutres principales

2.1.3.1 Poutre pour étage inaccessible

a - Pré- dimensionnement

Le pré-dimensionnement se fait par la formule simplifiée avec $L = 6,95$ m.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \quad \langle \implies \rangle \quad 278 \leq h \leq 463,33 \quad \text{alors on adopte un profilé IPE 330}$$

b - Phase de construction

Poids propre du profilé..... $g_p = 0,491$ KN/ml.

Poids propre du béton frais ($ep = 12$ cm)..... $G_b = 2,075$ KN/m²

Poids du bac d'acier PCB 60 ($ep = 1$ mm)..... $G_A = 0,116$ KN/m²

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75$ KN/m²

- **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre)

L'espacement des poutres est $b_s =$ largeur de la semelle du profilé.

ELU: $q_u = 1,32$ KN/ml

ELS: $q_{ser} = 0,96$ KN/ml

- **Vérification du moment fléchissant**

$$M_{sd} = M_q + M_p \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,rd} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = \frac{1,32 \times 6,95^2}{8} + 155,8 = 163,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 201,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = V_q + V_p \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = \frac{1,32 \times 6,95}{2} + 76,55 = 81,14 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{pl,rd} = \frac{3081 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 444,70 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$V_{sd} = 81,14 \text{ kN} < 0,5V_{plRd} = 222,35 \text{ kN}$ Alors il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que : $f^{max} = f_1 + f_2 < f^{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6950}{250} = 27,80 \text{ mm}$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,96 \times (6950)^4}{384 \times 2,1.10^5 \times 11770 .10^4} = 1,18 \text{ mm}$$

$$f_2 = 22,38 \text{ mm (D'après le RDM V7)}$$

$$f^{max} = 23,56 \text{ mm} < f^{adm} = 27,80 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification du déversement**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure alors elle ne risque pas de se déverser.

c - Phase finale

Poids propre du profilé..... $g_p = 0,491 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du béton durci ($ep= 12 \text{ cm}$)..... $G_b = 2,075 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier PCB 60 ($ep= 1 \text{ mm}$)..... $G_A = 0,116 \text{ KN/m}^2$

Poids de la finition $G_f = 2,68 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation..... $Q_c = 1 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre)

ELU : $q_u = 1,95 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = 1,43 \text{ KN/ml}$

- **Largeur efficace participant de la dalle**

La largeur efficace est obtenue par l'hypothèse suivante :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6,95}{8} = 1,74 \text{ m} \\ Esp = bs = 1,6 \text{ m} \end{array} \right.$$

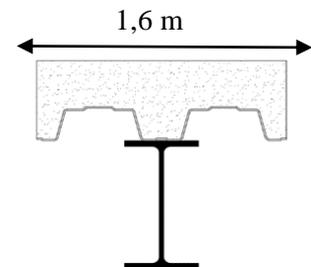


Figure 2.1.3 : Largeur efficace pour la poutre

- **Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{Béton} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{eff} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$R_{Béton} = \left(\frac{0,85 \times 30}{1,5} \times 1600 \times 60 \right) \times 10^{-3} = 1632 \text{ kN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times Aa \quad \text{avec} \quad Aa = 6261 \text{ mm}$$

$$R_{Acier} = (0,95 \times 275 \times 6261) \times 10^{-3} = 1635,69 \text{ KN}$$

$$R_{Acier} > R_{Béton}$$

$$R_W = A_W \times f_y \quad \text{avec} \quad A_W = h_w \times t_w$$

$$h_w = ha - 2r - 2t_f = 330 - (2 \times 18) - (2 \times 11,5) = 271 \text{ mm}$$

$$R_W = [(271 \times 7,5) \times 275] \times 10^{-3} = 558,94 \text{ KN}$$

$$R_{Béton} > R_W$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{pl,rd} = 1635,69 \times \left(\frac{330}{2}\right) + 1632 \times \left(\frac{60}{2} + 60\right) = 416,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{1,95 \times (6,95)^2}{8} + 299,3 = 311,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{1,95 \times 6,95}{2} + 147,1 = 153,88 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{pl,rd} = \frac{3081 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 444,70 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$V_{sd} = 153,88 \text{ KN} < 0,5V_{plRd} = 222,35 \text{ KN}$ Alors pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité**

$$f^{max} = f_1 + f_2 < f^{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6950}{250} = 27,80 \text{ mm}$$

$$\text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 1,43 \text{ KN/ml} \\ L = 6,95 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + nv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times n} + I_a$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{6261}{1600 \times 60} = 0,06 \quad \text{et} \quad n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{6261 \times [60 + (2 \times 60) + 330]^2}{4(1+(15 \times 0,065))} + \frac{1600 \times 60^3}{12 \times 15} + 11770 \times 10^4 = 32,57 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_1 = \frac{5 \times 1,43 \times (6950)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 32,57 \cdot 10^7} = 0,63 \text{ mm} \quad \text{et} \quad f_2 = 43,41 \text{ mm (d'après le RDM V7)}$$

$$f^{max} = f_1 + f_2 = 44,04 \text{ mm} > f^{adm} = 27,80 \text{ mm}$$

$$f^{max} > f^{adm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Non-vérifiée}$$

La condition de la flèche n'a été vérifiée en phase finale alors la solution adoptée est d'augmenter la section alors on choisit un **IPE400**.

- **Nouvelle vérification de la rigidité**

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_1 = \frac{5 \times 1,43 \times (6950)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 53,55 \cdot 10^7} = 0,39 \text{ mm} \quad \text{et} \quad f_2 = 22,09 \text{ mm (d'après le RDM V.7)}$$

$$f^{max} = f_1 + f_2 = 0,39 + 22,09 = 22,48 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche admissible est : } f^{adm} = \frac{6950}{250} = 27,80 \text{ mm.}$$

$$f^{max} < f^{adm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

2.1.3.2 Poutre pour étage courant

a - Phase de construction

On prend les mêmes données que pour l'étage courant dans la phase de construction car il ne change pas alors on gardera le même profilé IPE 400.

b - Phase finale

- **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre)

$$\text{ELU: } q_u = 2,49 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = 1,80 \text{ KN/ml}$$

Tableau 2.1.6 : Vérification du profilé en phase finale plancher courant.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité
$M_{sd} = 343,13 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 169,95 \text{ KN}$	$f^{max} = 24,10 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 601,04 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 616,18 \text{ KN}$	$f^{adm} = 27,80 \text{ mm}$
C V	C V	C V
<i>Le profilé adopté est IPE 400</i>		

c - Calcul des connecteurs

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = K_t \times Inf \begin{cases} 0,29 \times \alpha \times d_{RD}^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0,8 \times f_U \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 30 N/mm²

E_c : Module de Young de béton..... 32 KN/ mm²

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm²

γ_v = Coefficient partiel de sécurité..... ;..... 1,25.

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d_{sc}} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d_{sc}} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d_{sc}} > 4 . \end{cases}$$

K_T est un facteur de réduction pour tenir compte de la disposition des nervures.

$$K_T = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

$h_p = 60 \text{ mm}$; $h_{sc} = 100 \text{ mm}$; $d = 19 \text{ mm}$; $b_0 = 100 \text{ mm}$

$$K_T = 0,6 \times \frac{100}{60} \times \left(\frac{100}{60} - 1 \right) = 0,67 \leq 1$$

$$P_{rd} = 0,67 \times Inf \begin{cases} 0,29 \times 1 \times (19)^2 \times \frac{\sqrt{30 \times 32 \times 10^3}}{1,25} = 82,10 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1,25} = 81,70 \text{ KN} \end{cases}$$

$P_{rd} = 54,47 \text{ KN}$

$$R_c = Inf (R_{Béton} ; R_{Acier}) = Inf (1774,8 ; 2206,52) = 1774,8 \text{ KN}$$

$$N_{br} = \frac{R_c}{P_{rd}} = \frac{1774,8}{54,47} = 32,58$$

Soit **N = 33 goujons** sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire **66 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

- **Espacement entre goujon de solive**

$$e_{\min} = 5 \times d_{sc} = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6 \times h_{sc} = 600 \text{ mm}$$



$$Esp = \frac{6950}{66 - 1} = 107 \text{ mm}$$

- **Conclusion :**

On utilisera des poutres (principales et secondaires) de **profilé IPE 400** pour tout le plancher avec **66 connecteurs** avec un **espacement de 107 mm**.

2.1.4 Etude des poteaux

2.1.4.1 Poteau central

La surface reprise par le poteau (*poteau C - IV*) est : $S = 36,37 \text{ m}^2$

a - Calcul des poids des éléments

- Poids des planchers :

Plancher terrasse : $4,87 \times 36,37 = 177,12 \text{ KN}$

Plancher étage courante : $4,60 \times 36,37 = 167,30 \text{ KN}$

- Poids des éléments horizontaux :

Poutres principales : $g \times L = 0,663 \times 6,175 = 4,09 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $g \times L = 0,663 \times 5,89 = 3,90 \text{ KN}$

Solives : $n \times g \times L = 5 \times 0,224 \times 5,89 = 6,60 \text{ KN}$

Compression : $N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$ avec $f_y = 275 \text{ MPa}$ et $\gamma_{M0} = 1,1$

On suppose que les profilés sont en classe 1 : $A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M1}}{f_y}$

b - Charge d'exploitation

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

La surface reprise par le poteau est : **S = 36.37 m²**

Tableau 2.1.7 : Charges d'exploitations cumulées.

Niveau des planchers	Surcharges (Q)	Qi [KN/m ²]	Σ Surcharges (Q)	Σ Surcharges [KN/m ²]	Σ Surcharges [KN]
N1	Q0	1	Q0	1,00	36,37
N2	Q1	2,5	Q0 + Q1	3,50	127,295
N3	Q2	2,5	Q0 + 0.90(Q1+ Q2)	5,50	200,035
N4	Q3	2,5	Q0 + 0.80(Q1+ Q2+Q3)	7,00	254,590
N5	Q4	2,5	Q0 + 0.70(Q1+.....+Q4)	8,00	290,960
N6	Q5	2,5	Q0 + 0.60(Q1+.....+Q5)	8,50	309,145
N7	Q6	25	Q0 + 0.50(Q1+.....+Q6)	8,50	309,145
N8	Q7	2,5	Q0 + 0.50(Q1+.....+Q7)	9,75	354,607
N9	Q8	2,5	Q0 + 0.50(Q1+.....+Q8)	11	400,070
N10	Q9	2,5	Q0 + 0.50(Q1+.....+Q9)	12,25	445,532
N _{RDG}	Q10	2,5	Q0 + 0.50(Q1+.....+Q10)	13,50	490,995

c - Descente des charges

Tableau 2.1.8 : Descente des charges.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G [KN]	Q [KN]
10 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse : Poids des éléments horizontaux : Total =	177,12 14,59 191,71	36,37
9 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher étage courant : Poids des éléments horizontaux : Total =	191,71 167,30 14,59 373,60	127,295

8 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X Total =	373,60 181,89 555,49	200,035
7 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X Total =	555,49 181,89 737,38	254,590
6 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X Total =	737,38 181,89 919,27	290,960
5 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X Total =	919,27 181,89 1101,16	309,145
4 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X Total =	1101,16 181,89 1283,05	309,145
3 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X Total =	1283,05 181,89 1464,94	354,607
2 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 X Total =	1464,94 181,89 1646,83	400,070
1 ^{ème} étage	N10	Venant de N9 X Total =	1646,83 181,89 1828,72	445,532
RDC	N _{RDC}	Venant de N10 X Total =	1828,72 181,89 2010,61	490,995

d - Choix des sections

Tableau 2.1.9 : Choix de la sections des profilés.

Etages	NG [KN]	NQ [KN]	N _{sd} [KN]	A ^{cal} [cm ²]	A ^{choisi} [cm ²]	Profilé
10 ^{ème} étage	191,71	36,37	313,36	12,53	21,24	HEA 100
9 ^{ème} étage	373,60	127,295	695,30	27,81	31,42	HEA 140
8 ^{ème} étage	555,49	200,035	1049,96	42,00	45,25	HEA 180
7 ^{ème} étage	737,38	254,590	1377,35	55,09	64,34	HEA 220
6 ^{ème} étage	919,27	290,960	1677,45	67,10	76,84	HEA 240
5 ^{ème} étage	1101,16	309,145	1950,28	78,01	86,82	HEA 260

4 ^{ème} étage	1283,05	309,145	2195,83	87,83	97,26	HEA 280
3 ^{ème} étage	1464,94	354,607	2509,58	100,38	112,5	HEA 300
2 ^{ème} étage	1646,83	400,070	2823,32	112,93	124,4	HEA 320
1 ^{ème} étage	1828,72	445,532	3137,07	125,48	133,5	HEA 340
RDC	2010,61	490,995	3450,82	138,03	159,0	HEA 400

e - Vérification des éléments au flambement

• **Hypothèse de calcul**

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

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

$$\bar{\lambda} = \max \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \quad \text{avec} \quad \lambda_{y,z} = \frac{L_{fy,z}}{i_{y,z}} \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,924$$

• **Exemple de calcul**

On suppose que les poteaux du RDC sont encastres en bas et articulés en haut

Sens Y-Y :

La longueur de flambement est : $L_{fy} = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,6 = 2,52 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{252}{16,84} = 14,96 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{14,96}{93,91\varepsilon} = 0,16 < 0,2 \text{ alors il y a pas risque de flambement}$$

Sens Z-Z :

La longueur de flambement est : $L_{fz} = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,6 = 2,52 \text{ m}$

Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{252}{7,34} = 34,33 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{34,33}{93,91\varepsilon} = 0,37 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\left| \begin{array}{l} h/b = 1,3 > 1,2 \\ t_f = 19 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \text{Z-Z} \quad \longrightarrow \quad \textcircled{b} \quad \longrightarrow \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,34 (0,37 - 0,2) + (0,37)^2] = 0,60$$

$$\chi = \frac{1}{0,60 + \sqrt{(0,60)^2 - (0,37)^2}} = 0,93 \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = 0,93 \times 1 \times 15900 \times \frac{275}{1.1} = 3696,75 \text{ KN} \quad \text{et} \quad N_{sd} = 3450,82 \text{ KN}$$

$$r_0 = \frac{3450,82}{3696,75} = 92,35\% \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Dans le tableau ci-dessous on a les résultats de la vérification au flambement des poteaux.

Tableau 2.1.10 : Choix finale de la sections des profilés pour chaque niveau.

Etages	H [m]	Profilé Calculé	N _{sd} [KN]	N _{b,rd} [KN]	Ratio %	Profilé Adopté
10 ^{ème} étage	3,60	HEA 100	313,36	398,25	78,68	HEA 120
9 ^{ème} étage	3,60	HEA 140	695,30	872,32	79,71	HEA 160
8 ^{ème} étage	3,60	HEA 180	1049,96	1265,00	83,00	HEA 200
7 ^{ème} étage	3,60	HEA 220	1377,35	1511,99	91,09	HEA 220
6 ^{ème} étage	3,60	HEA 240	1677,45	1844,16	90,96	HEA 240
5 ^{ème} étage	3,60	HEA 260	1950,28	2083,68	93,60	HEA 260
4 ^{ème} étage	3,60	HEA 280	2195,83	2358,55	93,10	HEA 280
3 ^{ème} étage	3,60	HEA 300	2509,58	2784,37	90,13	HEA 300
2 ^{ème} étage	3,60	HEA 320	2823,32	3078,90	91,70	HEA 320
1 ^{ème} étage	3,60	HEA 340	3137,07	3237,37	96,90	HEA 340
RDC	3,60	HEA 400	3450,82	3696,75	92,35	HEA 400

2.2.1 Introduction

Ce chapitre consiste à faire un modèle de calcul de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

Notre structure sera modélisée à l'aide du logiciel ETABS V.17, qui est un logiciel destiné pour l'étude des bâtiments (Building).

2.2.2 La méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul va dépendre des conditions imposées par le règlement, alors dans notre cas le choix nous a envoyé vers la méthode d'analyse modale spectrale.

2.2.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale

a - Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Tableau 2.2.1 : Caractéristiques de la force sismique.

Paramètres	Notations	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et Groupe 2	0,25
Pourcentage d'amortissement critique	ξ	Portique en acier dense	5%
Facteur de correction d'amortissement	η	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	1
Catégorie de sol	T_1	Site meuble	0,15
	T_2		0,50
Choix de la période fondamentale	$1,3T_x$	$C_T \cdot h_N^{3/4}$	0,90
	$1,3T_y$	$0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}}$	1,03
Facteur de qualité	Q_x	$\frac{6}{1 + \sum P_q}$	1,1
	Q_y		1,05
Coefficient de comportement de la structure	R	Mixte portiques/palées triangulaires	4

2.2.3 Résultats de l'analyse sismique

2.2.3.1 Model final

Après plusieurs simulations, à cause des contraintes architecturales et de déplacements importants, on est arrivé à adopter un model final qui est constitué de deux sections de poteaux (HEB 450 croisé et HEB 500 croisé) et des contreventements de type Y dans les deux sens.

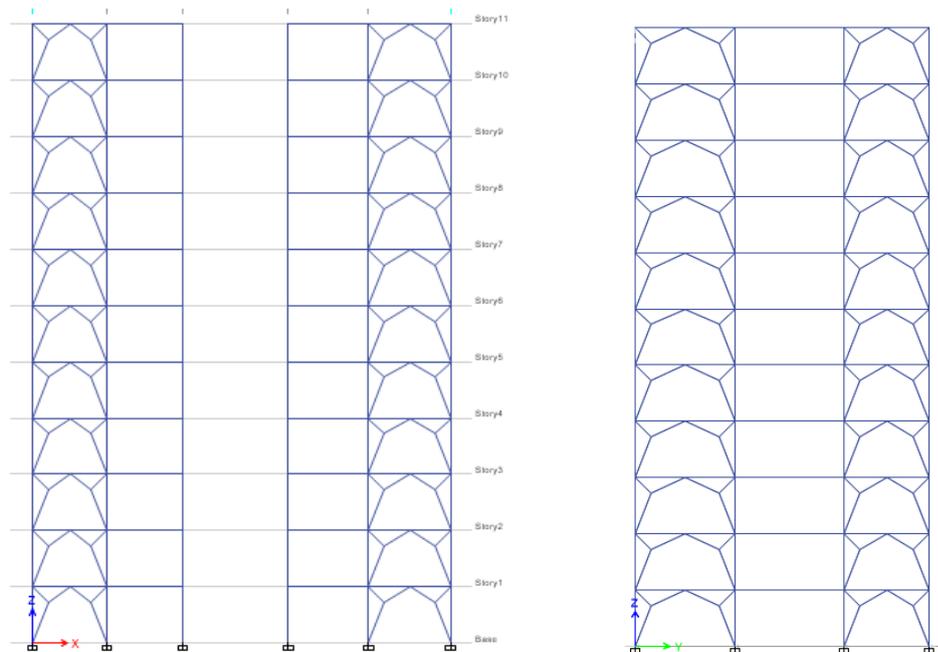


Figure 2.2.1 : Vue sur les contreventements en élévation.

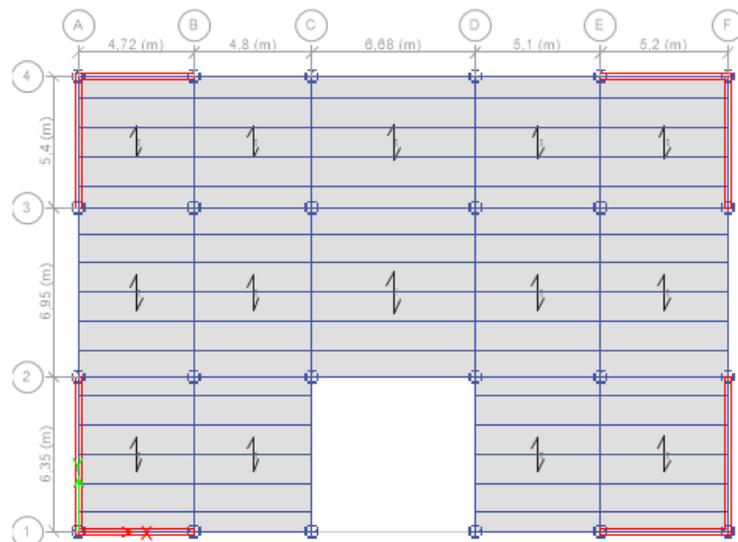


Figure 2.2.2 : Vue en plan du model final.

■ CV en 2 UPN 260 svt YY de type Y

■ CV en 2 UPN 260 svt XX de type Y

2.2.3.2 Caractéristique dynamique propre du modèle final

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

Une période fondamentale : $T = 1,381$ sec.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.

Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau 2.2.2 : Participation massique du modèle final.

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	R_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum R_z$
1	1,381	0,0027	0,7693	0,0001	0,0027	0,7693	0,0001
2	1,361	0,7552	0,0027	0,0002	0,7579	0,772	0,0003
3	0,88	0,0001	0,0001	0,7851	0,758	0,7721	0,7855
4	0,461	0,0001	0,1297	1,04E-05	0,7581	0,9019	0,7855
5	0,445	0,1431	0,0001	3,00E-06	0,9012	0,902	0,7855
6	0,297	4,17E-05	3,41E-05	0,1258	0,9012	0,902	0,9113

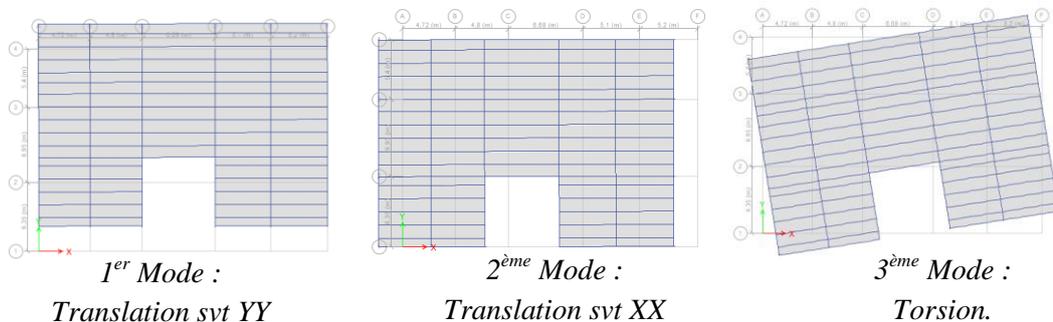


Figure 2.2.3 : Schéma des trois premiers modes.

2.2.3.3 Choix de la période fondamentale de la structure

Le choix de la période fondamentale a été fait en accord avec les résultats du travail du Dr. Rafik TALEB (Journal of materials and engineering structures). [4]

- Sens X-X : $T_{Analytique} = 1,381$ Sec $>$ $1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,692 = 0,90$ Sec

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,692 = 0,90$ Sec.

- Sens Y-Y : $T_{Analytique} = 1,361$ Sec $>$ $1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,692 = 1,03$ Sec

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,692 = 1,03$ Sec.

2.2.3.4 Calcul de Facteur d'amplification dynamique D

$$\text{Sens X-X : } T = 0,90 \text{ Sec} < 3,0 \implies D_x = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,90}\right)^{2/3} = 1,69$$

$$\text{Sens Y-Y : } T = 1,03 \text{ Sec} < 3,0 \implies D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{1,03}\right)^{2/3} = 1,54$$

$$D_x = 1,69 \quad \text{et} \quad D_y = 1,54$$

2.2.3.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

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

$$D'après \text{ Etabs on obtient : } \begin{cases} W = 43959,87 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 3923,70 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^y = 3735,88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 1,69 \times 1,10 \times 43959,87}{4} = 5107,59 \text{ KN} \implies 0,8 V_{stq.}^x = 4086,70 \text{ KN} \\ V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 1,54 \times 1,05 \times 43959,87}{4} = 4442,69 \text{ KN} \implies 0,8 V_{stq.}^y = 3554,15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0,8 V_{stq.}^x = 4086,07 \text{ KN} < V_{dyn.}^x = 3923,70 \text{ KN} \implies R_x = 1,04 > 1,0$$

$$0,8 V_{stq.}^y = 3554,15 \text{ KN} < V_{dyn.}^y = 3735,88 \text{ KN} \implies R_y = 0,95 < 1,0$$

2.2.3.6 Vérification des déplacements inter étage

Selon le **RPA99 version 2003**, il faut vérifier la condition suivante : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

$$\delta_K^x = R r_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R r_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Où : h_e : la hauteur d'étage,

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion),

R : coefficient de comportement,

Tableau 2.2.3 : Resultats des déplacements inter- étage.

Etage	δ_{ek}^x (Cm)	δ_{ek}^y (Cm)	δ_K^x (Cm)	δ_K^y (Cm)	Δ_K^x (Cm)	Δ_K^y (Cm)	$\bar{\Delta}$ (Cm)	Obs	Obs
10 ^{ème}	7,32	6,76	29,28	27,04	1,76	1,36	3,6	OK	OK
9 ^{ème}	6,88	6,42	27,52	25,68	2,16	1,8	3,6	OK	OK
8 ^{ème}	6,34	5,97	25,36	23,88	2,56	2,16	3,6	OK	OK
7 ^{ème}	5,70	5,43	22,8	21,72	2,8	2,48	3,6	OK	OK
6 ^{ème}	5,00	4,81	20,00	19,24	3,00	2,68	3,6	OK	OK
5 ^{ème}	4,25	4,14	17,00	16,56	3,12	2,88	3,6	OK	OK
4 ^{ème}	3,47	3,42	13,88	13,68	3,16	3,04	3,6	OK	OK
3 ^{ème}	2,68	2,66	10,72	10,64	3,20	3,08	3,6	OK	OK
2 ^{ème}	1,88	1,89	7,52	7,56	3,08	3,04	3,6	OK	OK
1 ^{er}	1,11	1,13	4,44	4,52	2,76	2,84	3,6	OK	OK
RDC	0,42	0,42	1,68	1,68	1,72	1,64	3,6	OK	OK

Les déplacements inter- étage sont vérifiés à tous les niveaux.

2.2.3.7 Vérification du coefficient de comportement

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la struction, (R= 4 alors Structure mixte Portique – Contreventement), le RPA99 version 2003, préconise de justifier que :

a - Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les palées de contreventement

L'effort normal total à la base de la structure : $P_{total} = 53046,05 \text{ KN}$

L'effort normal total reprise par les palées de contreventement : $P_{CV} = 1459,78 \text{ KN}$

Rapport : $\frac{P_{CV}}{P_{total}} = 2,75 \% < 20 \%$ D'où la condition est vérifiée.

b - Pourcentage des efforts tranchant dus aux charges horizontales reprise par les portiques

Tableau 2.2.4 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage.

Etage	Effort tranchant Total		Effort tranchant Portiques		Ratio %		Obs > 25 X-X	Obs > 25 Y-Y
	V_X [KN]	V_Y [KN]	V_X [KN]	V_Y [KN]	X	Y		
10 ^{ème}	766,23	716,29	454,73	285,29	59,35	39,83	OK	OK
9 ^{ème}	1411,37	1315,43	679,71	504,5	47,54	38,35	OK	OK
8 ^{ème}	1909,20	1793,90	821,8	618,12	41,40	34,46	OK	OK

7 ^{ème}	2305,20	2179,73	899,04	692,01	37,50	31,75	OK	OK
6 ^{ème}	2631,80	2500,15	1009,03	787,12	36,87	31,48	OK	OK
5 ^{ème}	2918,53	2783,87	1044,1	832,82	34,41	29,91	OK	OK
4 ^{ème}	3187,63	3042,30	1064,73	863,91	32,12	28,40	OK	OK
3 ^{ème}	3439,56	3283,58	1066,6	885,76	29,82	26,97	OK	OK
2 ^{ème}	3664,55	3494,88	1052,3	911,13	27,62	25,78	OK	OK
1 ^{er}	3840,90	3657,38	1076,38	978,17	26,95	26,74	OK	OK
RDC	3923,70	3735,88	1694,97	1620,56	43,20	45,82	OK	OK

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (**R= 4**) est justifié.

2.2.3.8 Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \quad \text{avec} \quad P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

h_k : hauteur d'étage 'K'.

Tableau 2.2.5 : Vérification de l'effet du 2^o ordre (ou effet P-Δ).

Etage	P_k [KN]	Δ_k		V_k		h_k [cm]	Θ		Obs < 0,1
		Sens x	Sens y	Sens x	Sens y		Sens x	Sens y	
10 ^{ème}	3967,09	1,76	1,36	796,70	716,29	360	0,024	0,021	OK
9 ^{ème}	7947,79	2,16	1,80	1467,49	1315,43	360	0,032	0,030	OK
8 ^{ème}	11928,5	2,56	2,16	1985,11	1793,90	360	0,043	0,040	OK
7 ^{ème}	15909,2	2,8	2,48	2396,85	2176,72	360	0,052	0,050	OK
6 ^{ème}	19916,4	3,00	2,68	2736,44	2500,15	360	0,061	0,059	OK
5 ^{ème}	23923,7	3,12	2,88	3034,57	2783,87	360	0,068	0,069	OK
4 ^{ème}	27930,9	3,16	3,04	3314,36	3042,28	360	0,074	0,077	OK
3 ^{ème}	31938,2	3,20	3,08	3576,30	3283,58	360	0,080	0,083	OK
2 ^{ème}	35945,4	3,08	3,04	3810,24	3494,88	360	0,081	0,087	OK
1 ^{er}	39952,6	2,76	2,84	3993,58	3657,38	360	0,077	0,086	OK
RDC	43959,9	1,72	1,64	3898,60	3550,70	360	0,054	0,056	OK

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

2.3.1 Introduction

Dans ce chapitre, on vérifiera les éléments structuraux de notre ouvrage en se basant sur les règles de conceptions et de calcul des structures en acier CCM97 ou ECO 03 et en tenant compte des principes du règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

2.3.2 Classification des ossatures de la structure

Une structure métallique est classée sur base des critères suivants selon l'ECO 03: [art.5.2]

2.3.2.1 Classification en ossature contreventées ou non- contreventées

Une ossature est classée comme contreventée lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins 80%.

- Exemple de vérification suivant l'axe yy pour 1^{er} étage :

$$\psi_{CV} \leq 0,2 \psi_{non-CV} \quad \Longleftrightarrow \quad \psi_{CV} = 2,84 \text{ cm} < 0,2 \psi_{non-CV} = 0,2 \times 24,412 = 4,88 \text{ cm}$$

2.3.2.2 Classification en ossature rigide ou souple

Une ossature est classée comme ossature rigide, si $\alpha_{cr} = \frac{\delta.V}{h.H} \leq 0,1$

$$\text{Pour le 1^{er} étage : } \alpha_{cr} = \frac{2,84 \times 39952,6348}{360 \times 3657,38} = 0,0862 \leq 0,1 \dots\dots\dots CV$$

Les conditions étant vérifiées d'où notre structure est classée comme une structure à nœuds fixes.

2.3.3 Vérification des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui reprennent les charges venant des poutres et les transmettent aux fondations. Les poteaux travaillent généralement en flexion composées.

2.3.3.1 Les efforts internes

$N_{sd}^{max} = 5445,76 \text{ KN}$	$M_{sd,y}^{cor} = 248,41 \text{ KN.m}$	$M_{sd,z}^{cor} = 12,77 \text{ KN.m}$
$M_{sd,y}^{max} = 256,02 \text{ KN.m}$	$N_{sd}^{cor} = 3923,85 \text{ KN.m}$	$M_{sd,z}^{cor} = 16,60 \text{ KN.m}$
$M_{sd,z}^{max} = 271,12 \text{ KN.m}$	$N_{sd}^{cor} = 3798,30 \text{ KN}$	$M_{sd,y}^{cor} = 7,53 \text{ KN.m}$

2.3.3.2 Vérification de la stabilité au flambement composée

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{classe 1.}$$

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \cdot \beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \leq 0,90$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

2.3.3.3 Exemple de calcul (Niveau RDC)

Poteau : 2 HEB 500 (poteau croisé) $L_1 + L_2 = 3,34 + 2,55 = 5,89 \text{ m}$
 Poutre : IPE 400

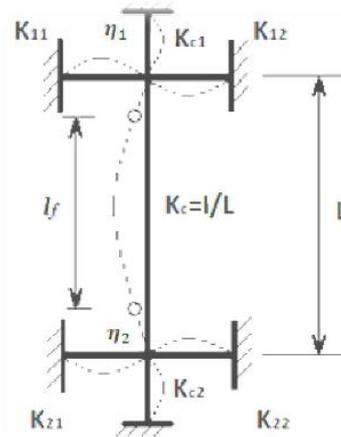


Figure 2.3.1 : Longueur de flambement pour un mode déplaçable.

a - Sens Y-Y : (Nœud fixe)

- Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :

$$K_C^{\text{HEB 500 croisé}} = K_{C,1}^{\text{HEB 500 croisé}} = \frac{119917,8}{360} = 333,10 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE 400}} = K_{b,12}^{\text{IPE 400}} = \frac{23130}{589} = 39,27 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 333,10)}{(2 \times 333,10) + (2 \times 39,27)} = 0,894 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{encastrement.}$$

$$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,894)}{2 - (0,364 \times 0,894)} \right] \times 3,6 \quad \longrightarrow \quad L_{f,y} = 2,43 \text{ m}$$

b - Sens Z-Z : (Nœud fixe)

- **Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :**

$$K_C^{\text{HEB 500 croisé}} = K_{C,1}^{\text{HEB 500 croisé}} = \frac{119917,8}{360} = 333,10 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE 400}} = K_{b,21}^{\text{IPE 400}} = \frac{1318}{589} = 2,24 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 333,10)}{(2 \times 333,10) + (2 \times 2,24)} = 0,993 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{encastrement.}$$

$$L_{f,z} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,993)}{2 - (0,364 \times 0,993)} \right] \times 3,6 \quad \Rightarrow \quad L_{f,z} = 2,51 \text{ m}$$

- **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{243}{15,88} = 15,30 \quad \Rightarrow \quad \lambda_y = \frac{15,30}{93,91\epsilon} = 0,18 < 0,2 \text{ alors il y a pas risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{251}{15,88} = 15,81 \quad \Rightarrow \quad \lambda_z = \frac{15,81}{93,91\epsilon} = 0,18 < 0,2 \text{ alors il y a pas risque de flambement.}$$

D'où le poteau ne risque pas de se flamber dans les deux sens.

c - Vérification de la stabilité due au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{sd,y}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{classe 1}$$

- **Calcul de χ_{LT}**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,rd} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K * L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 \times Z_g)^2 - (C_2 \times Z_g) \right\}$$

Avec :

$$K_z = 0,5 \text{ (bi - encastéré)}$$

$$K_w = 1 \text{ (aucun dispositif pour empêcher le gauchissement).}$$

$$C_1 = 3,348, \quad C_2 = 0 \quad \text{et} \quad C_3 = 0,837$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)} \quad \text{et} \quad \alpha_{LT} = 0,21 \text{ (profilé laminé)}$$

$$I_t = 1115,80 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad I_w = 66,79 \cdot 10^9 \text{ cm}^6 \text{ (pour poteau 2HEB500)}$$

$$I_t = 911,30 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad I_w = 41,21 \cdot 10^9 \text{ cm}^6 \text{ (pour poteau 2HEB450)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 6111,4 \cdot 10^3 \times 275}{8,85 \times 10^{10}}} = 0,14 < 0,4 \quad \text{D'où le poteau ne risque pas de se déverser.}$$

2.3.3.4 Niveau 7^{ème} étage

Poteau : 2 HEB 450 (poteau croisé)

$$L_1 + L_2 = 3,34 + 2,55 = 5,89 \text{ m}$$

Poutre : IPE 400

a - Les efforts internes du niveau

$$N_{sd}^{max} = 1910,91 \text{ KN}$$

$$M_{sd,y}^{cor} = 87,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,z}^{cor} = 48,17 \text{ KN.m}$$

b - La stabilité du poteau intermédiaire au flambement composée

Tableau 2.3.1 : Vérification de la stabilité au flambement du 7^{ème} niveau

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{HEB45} = K_{C,1}^{HEB450} = 254,74 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{HEB45} = K_{C,1}^{HEB450} = 254,74 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{HEB500} = 333,10 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{HEB500} = 333,10 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{IPE400} = K_{b1,2}^{IPE400} = 39,27 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{IPE400} = K_{b1,2}^{IPE400} = 2,24 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{IPE400} = K_{b2,2}^{IPE400} = 0$		$K_{b2,1}^{IPE400} = K_{b2,2}^{IPE400} = 0$
$L_{fy} = 3,22 \text{ m}$		$L_{fy} = 3,50 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0,25 > 0,2$ alors il y a risque de flambement		$\bar{\lambda}_y = 0,28 > 0,2$ alors il y a risque de flambement	
$\phi_y = 0,54$		$\phi_y = 0,55$	
$\chi_y = 0,98 < 1,0$		$\chi_y = 0,98 < 1,0$	
$\beta_{Mw} = 3,04$		$\beta_{Mw} = 3,12$	
$\mu_y = 0,793 < 0,9$		$\mu_y = 0,899 < 0,9$	
$K_y = 0,871 < 1,5$		$K_y = 0,853 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0,27 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

c - La stabilité du poteau intermédiaire au déversement

En utilisant les données ci-dessus qui concerne le poteau HEB450 on obtient comme valeur :

$$M_{cr} = 6,99 \cdot 10^{10} \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 5184,7 \cdot 10^3 \times 275}{6,99 \times 10^{10}}} = 0,14 < 0,4 \quad \text{D'où le poteau ne risque pas de se déverser.}$$

2.3.4 Vérification des poutres principales

2.3.4.1 Moment résistant

Cette vérification se fait en phase finale

On a : $M_{sd}^{max} = 266,36 \text{ KN.m}$ et $V_{sd}^{max} = 238,53 \text{ KN}$

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0,85 \times 30}{1,5} \times 1740 \times 60 \right) \times 10^{-3} = 1774,8 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec} \quad A_a = 8446 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 8446) \times 10^{-3} = 2206,52 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$h_w = ha - 2r - 2t_f = 400 - (2 \times 21) - (2 \times 13,5) = 331 \text{ mm}$$

$$R_w = [(331 \times 8,6) \times 275] \times 10^{-3} = 782,81 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{pl,rd} = 2206,52 \times \left(\frac{400}{2}\right) + 1774,8 \times \left(\frac{60}{2} + 60\right) = 601,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{max} = 266,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{max} < M_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

2.3.4.2 Effort tranchant

$$V_{sd}^{max} = 238,53 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{plrd} = \frac{4269 \times 10^{-3} \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 616,18 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} < V_{plrd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

On a : $V_{sd} = 238,53 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 308,09 \text{ KN} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

2.3.4.3 Déversement

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure alors elle ne risque pas de se déverser.

2.3.5 Vérification des poutres secondaires

2.3.5.1 Moment résistant

Cette vérification se fait en phase finale

On a : $M_{sd}^{max} = 136,14 \text{ KN.m}$ et $V_{sd}^{max} = 70,63 \text{ KN}$

$$R_{Béton} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{eff} \times hc \quad \text{avec } f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$R_{Béton} = \left(\frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times 1740 \times 60 \right) \times 10^{-3} = 1774,8 \text{ kN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec } A_a = 8446 \text{ mm}^2$$

$$R_{Acier} = (0,95 \times 275 \times 8446) \times 10^{-3} = 2206,52 \text{ KN}$$

$$R_{Béton} < R_{Acier}$$

$$R_w = A_w \times f_y \quad \text{avec } A_w = h_w \times t_w$$

$$h_w = h_a - 2r - 2t_f = 400 - (2 \times 21) - (2 \times 13,5) = 331 \text{ mm}$$

$$R_w = [(331 \times 8,6) \times 275] \times 10^{-3} = 782,81 \text{ KN}$$

$$R_{Béton} > R_w$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{pl,rd} = 2206,52 \times \left(\frac{400}{2}\right) + 1774,8 \times \left(\frac{60}{2} + 60\right) = 601,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{max} = 136,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{max} < M_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

2.3.5.2 Effort tranchant

$$V_{sd}^{max} = 70,63 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{plrd} = \frac{4269 \times 10^{-3} \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 616,18 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} < V_{plrd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

On a : $V_{sd} = 70,63 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 308,09 \text{ KN} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

2.3.5.3 Déversement

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure alors elle ne risque pas de se déverser.

2.3.6 Vérification des palées de stabilité

2.3.6.1 Suivant la direction X-X (double UPN 260)

$$N_{Sd}^{max} = 966,27 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = - 1069,81 \text{ KN (compression)}$$

a - Vérification à la traction

$$N_{Sd}^{max} = 966,27 \text{ KN (traction)} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 9650 \times \frac{275}{1,1} = 2412,50 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} < N_{trd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

b - Vérification à la compression

Il faut vérifier que : $N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

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

La longueur de la barre

$$L_0 = \sqrt{2,6^2 + 2,36^2} = 3,51 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

- Exemple de calcul :

$$N_{Sd}^{max} = 1069,81 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$

$$l_{fy,z} = l_0 = 3,51 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{351}{9,99} = 35,13 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{35,13}{93,91\varepsilon} = 0,40 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{351}{3,92} = 89,54 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{89,54}{93,91\varepsilon} = 1,03 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\left| \begin{array}{l} h/b = 1,44 > 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \text{Z-Z} \quad \textcircled{\text{b}} \quad \longrightarrow \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,34 (1,03 - 0,2) + (1,03)^2] = 1,17 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{1,17 + \sqrt{1,17^2 - 1,03^2}} = 0,58 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,58 \times 1 \times 9650 \times \frac{275}{1,1} = 1399,25 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 1069,81 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1399,25 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

2.3.6.2 Suivant la direction Y-Y (double UPN 260)

$$N_{Sd}^{max} = 869,39 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = - 1065,03 \text{ KN (compression)}$$

a - Vérification à la traction

$$N_{Sd}^{max} = 869,39 \text{ KN (traction)} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 9650 \times \frac{275}{1,1} = 2412,50 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} < N_{trd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

b - Vérification à la compression

Il faut vérifier que : $N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

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

La longueur de la barre :

$$L_0 = \sqrt{2,6^2 + 2,6^2} = 3,68 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

- Exemple de calcul

$$N_{Sd}^{max} = 1065,03 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$

$$l_{fy,z} = l_0 = 3,68 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{368}{9,99} = 36,84 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{36,84}{93,91\varepsilon} = 0,42 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{368}{3,92} = 93,88 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{93,88}{93,91\varepsilon} = 1,08 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\left| \begin{array}{l} h/b = 1,44 > 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \text{Z-Z} \quad \textcircled{\text{b}} \quad \longrightarrow \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,34 (1,08 - 0,2) + (1,08)^2] = 1,23 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{1,23 + \sqrt{1,23^2 - 1,08^2}} = 0,55 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,58 \times 1 \times 9650 \times \frac{275}{1,1} = 1326,87 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 1065,03 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1326,87 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

2.4.1 Introduction

Un assemblage est un système qui permet de réunir un ou plusieurs éléments métalliques afin d'assurer une continuité entre eux. Ce système peut être soit par boulonnage ou soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont pour fonction :

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux ;
- Créer une liaison de continuité ;
- Correspondre au type de liaison adéquat ;

2.4.2 Les différents modes d'assemblages

Dans la construction métallique, les différents modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

2.4.2.1 Assemblage par boulonnage

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, qui consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types de boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute adhérence. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

Tableau 2.4.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

a - Fonctionnement des assemblages

- **Fonctionnement des assemblages par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement des assemblages par adhérence**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

2.4.2.2 Assemblage par soudure

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

2.4.3 Assemblage poutre – solive (IPE 400 – IPE 200)

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise un grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

- L'effort tranchant maximum côté droite : $V_{sd,1} = 53,87 \text{ KN}$
- L'effort tranchant maximum côté gauche : $V_{sd,2} = 38,71 \text{ KN}$

2.4.3.1 Dimension de la platine (cornier)

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 200 = 120 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 120 \text{ mm}$.

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12\text{mm}]$ alors on prend $t_p = 12 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : $120 \times 120 \times 12 \text{ mm}$

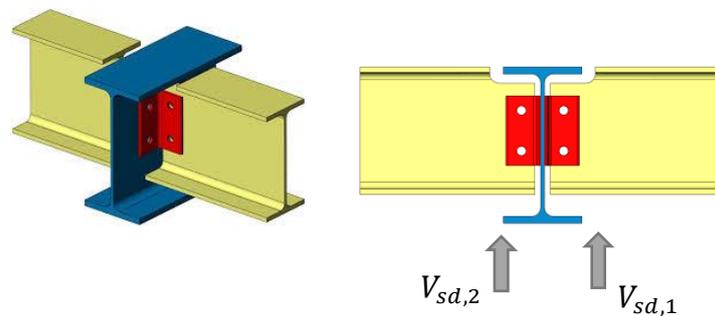


Figure 2.4.1 : Schéma d'assemblage poutre -solive.

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 16 mm (M16) et de classe 5.8

$$\text{M16} \quad \Rightarrow \quad d = 16 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_0 = 18 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 157 \text{ mm}^2$$

2.4.3.2 Disposition constructive

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 21,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 30 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 21,60 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 30 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 60 \text{ mm.}$$

2.4.3.3 Vérification de la solive

a - Résistance des boulons au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd,1}}{n_p} + \frac{V_{sd,2}}{n_p} = \frac{53,87}{2} + \frac{38,71}{2} = 46,29 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,min} = \min \left(\frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}, \frac{A_v \times f_u}{\sqrt{3} \gamma_{M_2}} \right)$$

$$e_t = \min(e_{1,t}; 5d) = \min(30; 80) = 30 \text{ mm}$$

$$e_b = \min(e_{1,t}; P^2/2; 5d) = \min(30; 30; 80) = 30 \text{ mm}$$

$$A_v = t_2(e_t + (n_1 - 1)p_1 + e_b) = 8,6(30 + [(2-1) \times 60] + 30) = 1032 \text{ mm}$$

$$A_{v,net} = A_v - (n_1 \cdot d_0 \cdot t_2) = 1032 - (2 \times 18 \times 8,6) = 722,4 \text{ mm}$$

$$- \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{1032 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 148,96 \text{ KN}$$

$$- \frac{A_v \times f_u}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{722,4 \times 430}{\sqrt{3} \times 1,25} \times 10^{-3} = 143,47 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,min} = \min(148,96; 143,47) = 143,47 \text{ KN} > F_{v,sd} = 46,29 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Avec :

$V_{Rd,min}$: la résistance au cisaillement de l'élément porteur

A_v : la section soumise au cisaillement de l'élément porteur

$A_{v,net}$: la section nette soumise au cisaillement de l'élément porteur

n_1 : nombre de ligne des boulons

t_2 : épaisseur de l'élément porteur (âme de la poutre IPE 400)

b - Résistance à la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}; \quad d = 16 \text{ mm}; \quad d_0 = 18 \text{ mm}; \quad t = 12 \text{ mm}; \quad \gamma_{mb} = 1,25;$$

$$e_1 = 30 \text{ mm}; \quad P_1 = 60 \text{ mm}.$$

$$\alpha = \min \left[0,55; 0,86; 0,86; 1 \right]$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 430 \times 12 \times 12}{1,25} = 68,11 \text{ KN} > F_{v,sd} = 46,29 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2.4.3.4 Vérification de la poutre

Les boulons reprennent l'effort tranchant V_{sd} horizontal ainsi que le moment provoqué par l'effort tranchant V_{sd} vertical et l'excentricité, qui donne un effort résultant :

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,rd}^2 + F_{h,rd}^2}$$

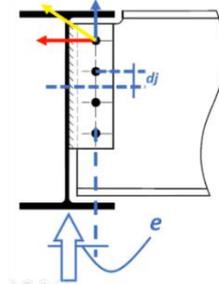


Figure 2.4.2 : Assemblage de la poutre – cornière.

a - Résistance des boulons au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_{r,sd} \leq 2 F_{v,rd}$

$$F_{v,rd1} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{53,87}{2} = 26,93 \text{ KN} \quad \text{et} \quad F_{v,rd2} = \frac{(V_{sd} \times e)}{I_p} d_{\max} = \frac{53,87 \times 40,7}{(30)^2} \times 30 = 73,08 \text{ KN}$$

$$F_{r,sd} = \sqrt{(26,93)^2 + (73,08)^2} = 77,88 \text{ KN} < F_{v,rd} = 2 \times 46,29 = 92,58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b - Résistance à la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{R,sd}/2 \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa} ; \quad d = 16 \text{ mm} ; \quad d_0 = 18 \text{ mm} ; \quad t = 12 \text{ mm} ; \quad \gamma_{mb} = 1,25 ;$$

$$e_1 = 30 \text{ mm} ; \quad P_1 = 60 \text{ mm}.$$

$$\alpha = \min \left\{ 0,55 ; 0,86 ; 0,86 ; 1 \right\}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 430 \times 12 \times 12}{1,25} = 68,11 \text{ KN} > F_{R,sd}/2 = 38,94 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

c - Calcul du cisaillement de bloc

Le cisaillement de bloc consiste en une ruine par cisaillement au niveau de la rangée de boulons le long de la partie cisailée du contour du groupe de trous, accompagnée d'une rupture par traction le long de la file de trous de boulons sur la partie tendue du contour du groupe de boulons. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{eff,rd}$

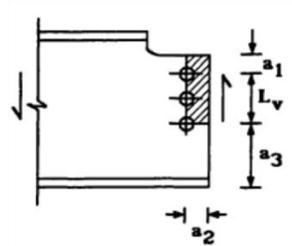


Figure 2.4.3 : Schéma du cisaillement du bloc.

$$V_{\text{eff,rd}} = \frac{A_{v,\text{eff}} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$l_1 = a_1 = e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{(a_2 - k d_{o,t})}{f_u/f_y} = 21,23 \text{ mm} \quad \text{avec} \quad a_2 = 42,2 \text{ mm}$$

$d_{o,t}$: le diamètre des trous

$k = 0,5$ pour une seule rangée de boulons

$$l_3 = l_v + a_1 + a_3 = 60 + 30 + 30 = 120 \text{ mm}$$

$$l_{v,\text{eff}} = l_v + l_1 + l_2 = 60 + 30 + 21,23 = 111,23 \text{ mm} < l_3 = 120 \text{ mm}$$

$A_{v,\text{eff}}$: Aire efficace de cisaillement ($A_{v,\text{eff}} = t_w \cdot l_{v,\text{eff}} = 5,6 \times 111,23 = 622,89 \text{ mm}^2$)

$$V_{\text{eff,rd}} = \frac{622,89 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 89,91 \text{ KN} > V_{\text{sd}} = 53,87 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Alors il n'y a pas de risque de cisaillement du bloc.

2.4.4 Assemblage poteau – poutre (2HEB 500 – IPE 400) de rive

2.4.4.1 Efforts internes

$$M_{\text{sd}} = 154,48 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{sd}} = 100,95 \text{ KN}$$

2.4.4.2 Assemblage poutre-platine (soudure)

Cet assemblage est réalisé en reliant la poutre et la platine à l'aide de la soudure.

On fixe le cordon de soudure $a = 6 \text{ mm}$.

$$l_1 = b_s = 180 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 85,70 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2t_f = 373 \text{ mm}$$

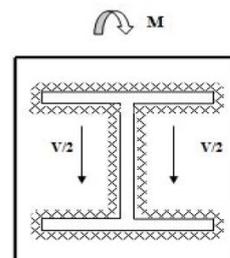


Figure 2.4.4 : Assemblage poutre - platine.

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3)a = 8692,8 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = 2[(a l_1 d_1^2) + (2 a l_2 d_2^2)]$$

Avec :

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 203 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 183,5 \text{ mm}$$

$$I_{s/yy} = 158,27 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

a - Vérification de la résistance

- Effet de N_{sd} et V_{sd}

$$\sqrt{2\left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a}\right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \quad \longrightarrow \quad 39,06 \leq 389,14 \dots\dots\dots CV.$$

- Effet de N_{sd} et M_{sd}

$$\sqrt{2\left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2}\right)\right]^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \quad \longrightarrow \quad 284,35 \leq 389,14 \dots\dots\dots CV.$$

2.4.4.3 Assemblage poteau-platine (boulonnage)

a - Disposition constructive

On choisit d'utiliser 10 boulons HR de diamètre 22mm et de classe 10.9, avec une platine de dimension 575 x 220 x 14 mm.

$$M22 \quad \longrightarrow \quad d = 22 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad d_0 = 24 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad A_s = 303 \text{ mm}^2$$

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \longrightarrow \quad 36 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \longrightarrow \quad 36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \longrightarrow \quad 52,8 \text{ mm} \leq P_1 \leq 196 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad P_1 = 95 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \longrightarrow \quad 72 \text{ mm} \leq P_2 \leq 196 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad P_2 = 120 \text{ mm.}$$

b - Détermination des efforts dans le boulon

Ces efforts sont obtenus par la formule : $N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 154,48 \text{ KN.m}$

$d_5 = 445,75 \text{ mm}$

$d_4 = 335,75 \text{ mm}$

$d_3 = 240,75 \text{ mm}$

$d_2 = 145,75 \text{ mm}$

$d_1 = 50,75 \text{ mm}$

$\sum d_i^2 = 393200,313 \text{ mm}^2$

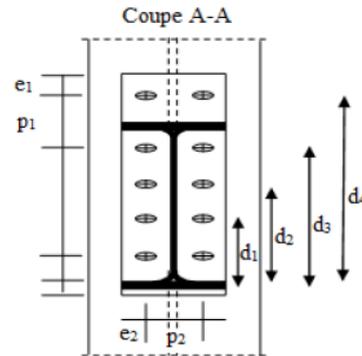


Figure 2.4.5 : Assemblage poteau - platine.

$N_5 = 175,13 \text{ KN}$

$N_4 = 131,91 \text{ KN}$

$N_3 = 94,58 \text{ KN}$

$N_2 = 57,26 \text{ KN}$

$N_1 = 19,94 \text{ KN}$

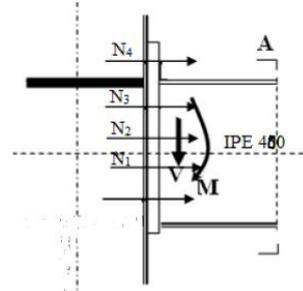


Figure 2.4.6 : Disposition des boulons avec raidisseur.

c - Résistance des boulons à la traction

Pour que cette condition soit satisfaite, il faut vérifier que : $N_{tr} \leq n F_P$

Avec :

N_1 : effort maximal de traction,

n : nombre de boulons par rangée,

F_P : effort admissible en traction pour un boulon, $F_P = 0,7 f_{us} A_s$

f_{us} : résistance à la traction des boulons égale à 1000 MPa,

A_s : section du boulon ;

$N_{tr} = 175,13 \text{ KN} \leq n F_P = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 303 = 424,20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$

d - Vérification du moment effectif de l'assemblage

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

Avec :

M_{sd} : moment résistant maximal,

M_{rd} : moment résistant effectif, $M_{rd} = \frac{n F_P \cdot \sum d_i^2}{d_5}$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 303 = 212,10 \text{ KN (pour un boulon)}$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 212,1 \times 393,2 \times 10^3}{445,75} \times 10^{-3} = 374,19 \text{ KN.m} > M_{sd} = 154,48 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

e - Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{s,rd}$

$$V_{sd} = \frac{V}{n} = \frac{100,95}{10} = 10,09 \text{ KN}$$

$$V_{s,rd} = \frac{k_s m \mu (F_p - 0,8 N_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 [(0,7 \times 303 \times 1000) \times 10^{-3} - (0,8 \times 175,13)]}{1,25} = 17,28 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 10,09 \text{ KN} < V_{s,rd} = 17,28 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

f - Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_t$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{154,48}{(0,4 - 0,0135)} = 399,69 \text{ KN}$$

$$F_t = t_{wc} b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 14,5 \times 120 \times \frac{275}{1,1} = 435 \text{ KN} > F_v = 399,69 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

g - Résistance de l'âme du poteau au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_r$

$$F_r = 0,58 f_y h_c \frac{t_{wc}}{\gamma_{m0}} = 0,58 \times 275 \times 500 \times \frac{14,5}{1,1} = 1051,25 \text{ KN} > F_v = 399,69 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

h - Résistance de l'âme du poteau en compression

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_c$

$$F_c = f_y \times t_{wc} \left[1,25 - 0,5 \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right] \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_b) = 13,5 + (2 \times 20) + [5(28+27)] = 328,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{100,95 \times 10^3}{84,5 \times 10^2} + \frac{154,48 \times 10^6}{1156,5 \times 10^3} = 145,52 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 275 \times 14,5 \left[1,25 - (0,5 \times 1,1 \times \frac{145,52}{275}) \right] \frac{328,5}{1,1} = 1141,94 \text{ KN} > F_v = 399,69 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

2.4.5 Assemblage des éléments de contreventement

2.4.5.1 Assemblage du contreventement V inversé (en forme Y)

L'assemblage se fait avec l'élément le plus sollicité avec une section de 2UPN 260 qui est suivant XX.

a - Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la base du portique

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 8.8 et un diamètre de 20 mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN 260 : $V_{sd}^{max} = 921,01$ KN.

• Disposition constructive

$$\begin{aligned}
 1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} &\quad \longrightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} &\quad \longrightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.} \\
 1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} &\quad \longrightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} &\quad \longrightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.} \\
 2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} &\quad \longrightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} &\quad \longrightarrow \quad P_1 = 100 \text{ mm.} \\
 3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} &\quad \longrightarrow \quad 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} &\quad \longrightarrow \quad P_2 = 100 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

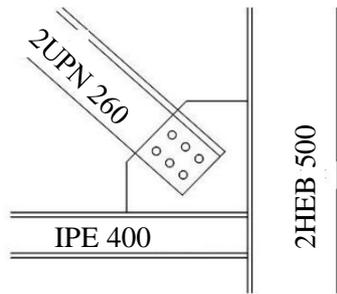


Figure 2.4.7 : Assemblage gousset – contreventement (palé de stabilité).

• Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN

On sait que : $F_{V,sd} \leq F_{V,rd} \quad \longrightarrow \quad \frac{V_{sd}}{n_p} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$

$$n_p = \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,6 f_{ub} A_s} = \frac{460,50 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 245} \times 10^3 = 4,89 \quad \text{alors on prend } n_p = 6 \quad \text{pour 1UPN.}$$

• Résistance à la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{V,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}; \quad d = 20 \text{ mm}; \quad d_0 = 22 \text{ mm}; \quad t = 12 \text{ mm}; \quad \gamma_{mb} = 1,25;$$

$$\left. \begin{aligned}
 e_1 = 50 \text{ mm}; \quad P_1 = 100 \text{ mm.} \\
 \alpha = \min \left[\begin{array}{l} 0,76; 1,26; 1,86; 1 \end{array} \right]
 \end{aligned} \right\}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,76 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 156,86 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{460,50}{6} = 76,75 \text{ KN} < F_{b,rd} = 156,86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

b - Assemblage du gousset sur le nœud du portique

On choisit un plat de gousset 400 x 400 x 12 et un cordon de soudure a= 6 mm.

L'effort de traction sollicité par le gousset se décompose suivant les deux sens :

$$N_{t,sd}^{x-x} = N_{t,sd} \cos \alpha = 921,01 \times \cos 68,96 = 330,66 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd}^{y-y} = N_{t,sd} \sin \alpha = 921,01 \times \sin 68,96 = 859,61 \text{ KN}$$

• **Suivant le sens x-x :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_u \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 800 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 1078,42 \text{ KN} > N_{t,sd}^{x-x} = 330,66 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

• **Suivant le sens y-y :**

$$N_{t,rd}^{y-y} = \frac{f_u \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 800 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 1078,42 \text{ KN} > N_{t,sd}^{y-y} = 859,61 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

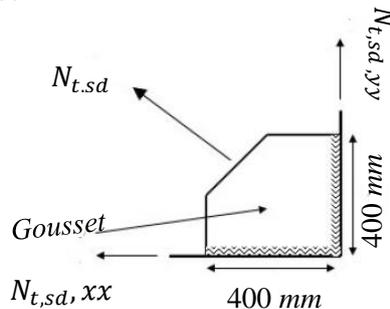


Figure 2.4.8 : Assemblage gousset - nœud de portique par soudure.

c - Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau du nœud du portique

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 6.8 et un diamètre de 20 mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN 260 : $V_{sd}^{maxi} = 508,73 \text{ KN}$

• **Disposition constructive**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 100 \text{ mm.}$$

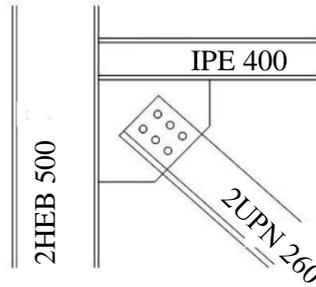


Figure 2.4.9 : Assemblage gousset – contreventement au nœud du portique.

- **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN**

On sait que : $F_{V,sd} \leq F_{V,rd} \implies \frac{V_{sd}}{n_p} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$

$$n_p = \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,5 f_{ub} A_s} = \frac{254,36 \times 1,25}{0,5 \times 600 \times 245} \times 10^3 = 4,33 \quad \text{alors on prend } n_p = 6 \text{ pour 1UPN}$$

- **Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{V,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec } \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa} ; \quad d = 20 \text{ mm} ; \quad d_0 = 22 \text{ mm} ; \quad t = 12 \text{ mm} ; \quad \gamma_{mb} = 1,25 ;$$

$$e_1 = 50 \text{ mm} ; \quad P_1 = 100 \text{ mm}.$$

$$\alpha = \min \left\{ 0,76 ; 1,26 ; 1,86 ; 1 \right\}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,76 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 156,86 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{254,36}{6} = 42,39 \text{ KN} < F_{b,rd} = 156,86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

d - Assemblage du gousset sur le nœud du portique

On choisit un plat de gousset 300 x 300 x 12 et un cordon de soudure a= 6 mm.

L'effort de traction sollicité par le gousset se décompose suivant les deux sens :

$$N_{t,sd}^{x-x} = N_{t,rd} \cos \alpha = 508,73 \times \cos 45 = 359,73 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd}^{y-y} = N_{t,rd} \sin \alpha = 508,73 \times \sin 45 = 359,73 \text{ KN}$$

- **Suivant le sens x-x :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_{us} \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 808,81 \text{ KN} > N_{t,sd}^{x-x} = 359,73 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Suivant le sens y-y :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_{us} \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 808,81 \text{ KN} > N_{t,sd}^{y-y} = 359,73 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

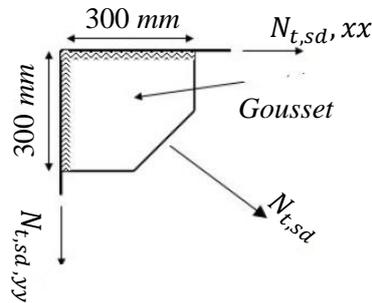


Figure 2.4.10 : Assemblage gousset - nœud de portique par soudure.

e - Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la poutre

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 8.8 et un diamètre de 20 mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN 260 : $V_{sd}^{maxi} = 892,51 \text{ KN}$

- **Disposition constructive**

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \implies 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \implies e_1 = 50 \text{ mm.}$
- $1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \implies 26,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \implies e_2 = 50 \text{ mm.}$
- $2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \implies 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \implies P_1 = 100 \text{ mm.}$
- $3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \implies 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \implies P_2 = 100 \text{ mm.}$

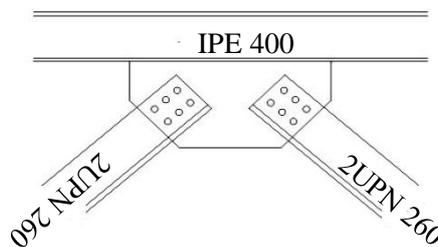


Figure 2.4.11 : Assemblage gousset – contreventement à la poutre.

- **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN**

On sait que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \implies \frac{V_{sd}}{n_p} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$

$$n_p = \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,6 f_{ub} A_s} = \frac{446,25 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 245} \times 10^3 = 4,74 \quad \text{alors on prend } n_p = 6 \text{ pour 1UPN}$$

- **Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}; \quad d = 20 \text{ mm}; \quad d_0 = 22 \text{ mm}; \quad t = 12 \text{ mm}; \quad \gamma_{mb} = 1,25;$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}; \quad P_1 = 100 \text{ mm}.$$

$$\alpha = \min \left[0,76; 1,26; 1,86; 1 \right]$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,76 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 159,86 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{446,25}{6} = 74,37 \text{ KN} < F_{b,rd} = 159,86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **f - Assemblage du gousset sur la poutre**

On choisit un plat de gousset 600 x 300 x 12 et un cordon de soudure a= 6 mm.

L'effort de traction sollicité par le gousset se décompose suivant les deux sens :

$$N_{t,rd}^{x-x} = N_{t,rd} \cos \alpha = 892,51 \times \cos 36,33 = 719,02 \text{ KN}$$

$$N_{t,rd}^{y-y} = N_{t,rd} \sin \alpha = 892,51 \times \sin 36,33 = 528,75 \text{ KN}$$

- **Suivant le sens x-x :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_{us} \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 808,81 \text{ KN} > N_{t,rd}^{x-x} = 719,02 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Suivant le sens y-y :**

$$N_{t,rd}^{y-y} = \frac{f_{us} \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 808,81 \text{ KN} > N_{t,rd}^{y-y} = 528,75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Remarque :**

On prendra les mêmes choix d'assemblages au niveau de la deuxième extrémité des barres (liaison des trois barres).

- **g - Choix retenu pour l'assemblage des palées de stabilité**

- *Soudure de gousset : 6 mm.*
- *Epaisseur de gousset : 12 mm.*
- *Boulonnage : 6 boulons ordinaires de diamètre 20 mm, de classe 6.8 et 8.8*

2.4.6 Assemblage de continuité poteau (2HEB 500 - 2HEB 450) avec contacte :

2.4.6.1 Efforts internes donnés par etabs

Les efforts internes maximums au niveau de l'assemblage :

$$M^{\max} = 248,41 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 55,82 \text{ KN}$$

$$N^{\max} = 1420,31 \text{ KN}$$

$$N^G = 1087,56 \text{ KN}$$

L'assemblage se fera au 7^{ème} étage.

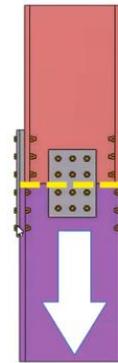


Figure 2.4.12 : Assemblage poteau par couvre – joint.

2.4.6.2 Dimensionnement du couvre joint (éclisse)

a - Eclisse de la semelle

La hauteur $h_{fp} \geq 2b = 2 \times 300 = 600 \text{ mm}$ alors on prend $h_{fp} = 680 \text{ mm}$.

La largeur $b_{fp} \geq b = 2 \times 300 = 300 \text{ mm}$

L'épaisseur $e_{fp} \geq [\frac{t_f}{2} = \frac{28}{2} \text{ et } 10\text{mm}] = [14\text{mm et } 10\text{mm}]$ alors on prend $e_{fp} = 14 \text{ mm}$

b - Eclisse de l'âme

La hauteur h_{wp} , on prend $h_{fp} = 500 \text{ mm}$.

La largeur $b_{wp} \geq 0,5h = 0,5 \times 500 = 250 \text{ mm}$ alors avec le choix d'un poteau croisé, on prend 150 mm pour chaque côté de l'âme.

L'épaisseur $e_{wp} \geq \frac{t_w}{2} = \frac{14,5}{2} = 7,25 \text{ mm}$ alors on prend $e_{wp} = 10 \text{ mm}$.

L'épaisseur de la plaque d'ajustassions est $t_{pa} = 25 \text{ mm}$

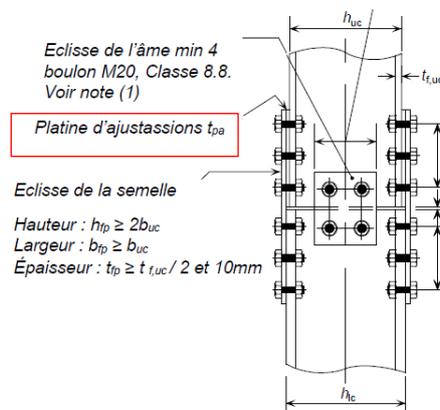


Figure 2.4.13 : Schéma d'assemblage pour la position de la plaque d'ajustassions.

2.4.6.3 Disposition constructive pour la semelle

On choisit des boulons ordinaires de diamètre $\phi 24$ et de classe 8.8 alors $d_0 = 26$ mm

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 31,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 31,2 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 57,2 \text{ mm} \leq P_1 \leq 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 78 \text{ mm} \leq P_2 \leq 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 180 \text{ mm.}$$

2.4.6.4 Disposition constructive pour l'âme

On choisit des boulons ordinaires de diamètre $\phi 24$ et de classe 8.8 alors $d_0 = 26$ mm

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 31,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 31,2 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 40 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 57, \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 72 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 70 \text{ mm.}$$

2.4.6.5 Vérification de la résistance du couvre - joint de semelle

a - Résistance à la compression

Il faut vérifier que $N_{Ed,f,p,c} \leq N_{c,f,p,rd}$

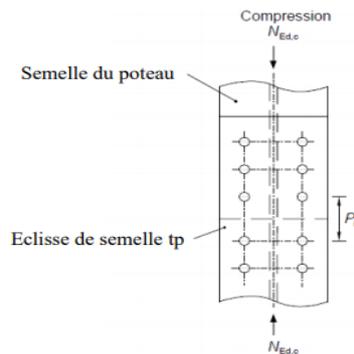


Figure 2.4.14 : Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la compression.

$$N_{Ed,f,p,c} = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} \left(\frac{A_{fc}}{A_c} \right) = \frac{248,41 \times 10^6}{450} + 1420,31 \times 10^3 \left(\frac{7800}{43450} \right) = 806,99 \text{ KN}$$

$$\text{Si } \frac{P_{1,fp,j}}{t_{fp}} \leq 9\varepsilon \quad \text{alors } N_{c,f,p,rd} = \frac{A_{fp} f_{yp}}{\gamma_{m1}} \quad (\text{Remarque 2 du Tableau 3.3 de l'EN1993 - 1-8})$$

$$\text{Si } \frac{P_{1,fp,j}}{t_{fp}} > 9\varepsilon \quad \text{alors } N_{c,f,p,rd} = \frac{\chi A_{fp} f_{yp}}{\gamma_{m1}}$$

Alors $P_{1,f,j}/t_{fp} = 100/14 = 7,14 < 9\varepsilon \times 0,924 = 8,32$ avec $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0,924$

$N_{cf,p,rd} = \frac{A_{fp} f_{yp}}{\gamma_{m1}} = \frac{4200 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1050 \text{ KN} > N_{Ed,c} = 806,99 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$

Avec :

$N_{Ed,f,p c}$: effort maximal de compression s'exerçant dans un couvre-joint de semelle.

$N_{cf,p,rd}$: effort résistance à la compression.

A_{fc} : l'air de la semelle du plus petit poteau, $A_{fc} = b_{fc} \times t_{fc} = 30 \times 2,6 = 78 \text{ cm}^2$

A_c : l'air du plus petit poteau, $A_c = 434,5 \text{ cm}^2$

A_{fp} : l'air de la platine du semelle, $A_{fp} = b_{fp} \times t_{fp} = 30 \times 1,4 = 42 \text{ cm}^2$

f_{yp} : résistance élastique de l'éclisse ;

b - Résistance à la traction

Il faut vérifier que $N_{Ed,f,p t} \leq N_{tf,p,rd}$

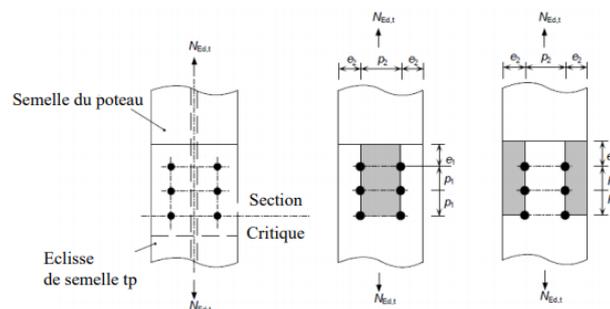


Figure 2.4.15 : Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la traction.

$M_{sd} = 248,41 \text{ KN.m} < \frac{N_{sd} \times h}{2} = \frac{1420,31 \cdot 10^3 \times 450}{2} = 319,57 \text{ KN.m}$ alors la traction nette ne se produit pas dans l'éclisse.

2.4.6.6 Vérification de la résistance des boulons de l'éclipse de la semelle

Il faut vérifier que $N_{Ed,f,p c} \leq F_{vw,f,p,rd}$

L'effort maximal de compression s'exerçant dans un couvre-joint de semelle est :

$N_{Ed,f,p c} = 806,99 \text{ KN}$

$F_{vwf,p,rd} = \sum F_{b,rd}$	si	$F_{v,rd} \geq (F_{b,rd})_{max}$
$= n_{fp}(F_{b,rd})_{min}$	si	$(F_{b,rd})_{min} \leq F_{v,rd} < (F_{b,rd})_{max}$
$= n_{fp}F_{v,rd}$	si	$(F_{b,rd})_{min} > F_{v,rd}$

a - La résistance à la pression diamétrale d'un seul boulon sur le couvre- joint de semelle :

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \alpha_b f_{up} d t_{fp}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = (\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} ; 1,0)$$

$$\alpha_d = \frac{e_{1,fp}}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 26} = 0,64, \quad \text{pour les boulons de rive,}$$

$$\alpha_d = \frac{P_{1,fp}}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 26} - \frac{1}{4} = 0,78, \quad \text{pour les boulons intérieurs,}$$

$$\frac{f_{ub}}{f_{up}} = \frac{800}{430} = 1,86$$

$$\alpha_b = \min (0,64 ; 1,86 ; 1,0) = 0,64 \quad \text{pour les boulons de rive,}$$

$$\alpha_b = \min (0,78 ; 1,86 ; 1,0) = 0,78 \quad \text{pour les boulons intérieurs,}$$

$$k_1 = \min (2,8 \frac{e_{2,fp}}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{P_{2,fp}}{d_0} - 1,7 ; 2,5)$$

$$2,8 \frac{e_{2,fp}}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{60}{26} - 1,7 = 4,76$$

$$1,4 \frac{P_{2,fp}}{d_0} - 1,7 = 1,4 \frac{180}{26} - 1,7 = 7,99$$

$$k_1 = \min (4,76 ; 7,99 ; 2,5) = 2,5$$

$$(F_{b,rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 430 \times 24 \times 14}{1,25} = 184,93 \text{ KN,} \quad \text{pour les boulons de rive}$$

$$(F_{b,rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 0,78 \times 430 \times 24 \times 14}{1,25} = 227,39 \text{ KN,} \quad \text{pour les boulons intérieurs,}$$

b - La résistance au cisaillement d'un seul boulon :

$$F_{v,rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{up} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$t_{pa} = 25 \text{ mm} > \frac{d}{3} = \frac{24}{3} = 8 \text{ mm} \quad \text{alors} \quad \beta_p = \frac{9d}{8d + t_{pa}} = 0,99 \quad \text{et} \quad \alpha_v = 0,6 \quad (\text{boulon de classe 8.8})$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,99 \times 0,6 \times 800 \times 353}{1,25} = 134,20 \text{ KN} < (F_{b,rd})_{\min} = 184,93 \text{ KN}$$

$$F_{vwf,p,rd} = n_{fp} F_{v,rd} = 8 \times 134,20 = 1073,60 \text{ KN} > N_{Ed,f,p,c} = 806,99 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2.4.6.7 Vérification de la résistance minimum du couvre -joint de la semelle

Il faut vérifier que $0,25N_{Ed} \leq N_{Rd}$

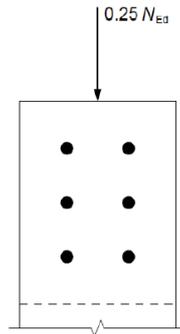


Figure 2.4.16 : Schéma de la vérification de la section de la semelle.

$$N_{Rd} = \frac{2 A_{fp} f_{fp}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2 \times 300 \times 14 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1050 \text{ KN}$$

$$0,25N_{Ed} = 0,25 \times 1420,31 = 355,08 \text{ KN} < N_{Rd} = 1050 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

2.4.6.8 Vérification de la résistance des boulons minimum du couvre -joint de la semelle

Il faut vérifier que $0,25N_{Ed} \leq 2 F_{Rd,fp}$

$$F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{b,rd} \quad \text{si} \quad F_{b,rd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{v,rd} \quad \text{si} \quad F_{b,rd} > F_{v,rd}$$

a - La résistance au cisaillement d'un seul boulon

$$F_{v,rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{up} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$t_{pa} = 25 \text{ mm} > d/3 = 24/3 = 8 \text{ mm} \quad \text{alors} \quad \beta_p = \frac{9d}{8d + t_{pa}} = 0,99 \quad \text{et} \quad \alpha_v = 0,6 \text{ (boulon de classe 8.8) et } \alpha_v = 0,6 \text{ (boulon de classe 8.8)}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,99 \times 0,6 \times 800 \times 353}{1,25} = 134,20 \text{ KN}$$

b - La résistance en pression diamétrale d'un seul boulon

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \alpha_b f_{up} d t_{fp}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = \left(\alpha_d ; \frac{P_{1,fp}}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} ; 1,0 \right)$$

$$\alpha_d = \frac{e_{1,fp}}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 26} = 0,64$$

$$\alpha_d = \frac{P_{1,fp}}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 26} - \frac{1}{4} = 0,78$$

$$\frac{f_{ub}}{f_{up}} = \frac{800}{430} = 1,86$$

$$\alpha_b = \min (0,64 ; 0,78 ; 1,86 ; 1,0) = 0,64$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_{2,fp}}{d_o} - 1,7 ; 1,4 \frac{P_{2,fp}}{d_o} - 1,7 ; 2,5 \right)$$

$$2,8 \frac{e_{2,wp}}{d_o} - 1,7 = 2,8 \frac{60}{26} - 1,7 = 4,76$$

$$1,4 \frac{P_{2,wp}}{d_o} - 1,7 = 1,4 \frac{180}{26} - 1,7 = 7,99$$

$$k_1 = \min (4,76 ; 7,99 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 430 \times 24 \times 14}{1,25} = 184,93 \text{ KN} > F_{v,rd} = 134,20 \text{ KN} \text{ alors } F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{v,rd}$$

$$F_{Rd,fp} = 6 \times 134,20 = 805,20 \text{ KN}$$

$$0,25 N_{Ed} = 355,08 \text{ KN} < 2 F_{Rd,fp} = 1610,40 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

2.5.1 Introduction

L'infrastructure est considérée comme l'ensemble des éléments qui constituent la partie inférieure d'un bâtiment, qui ont pour objectif de reprendre les charges revenant de la superstructure et les transmettre au sol.

2.5.2 Les poteaux mixtes

Les poteaux mixtes sont des éléments verticaux, généralement composés d'un profilé métallique et du béton armé ou non. Ces poteaux peuvent être partiellement ou totalement enrobés de béton, qui dépend essentiellement du type de conception à adopter. [9]

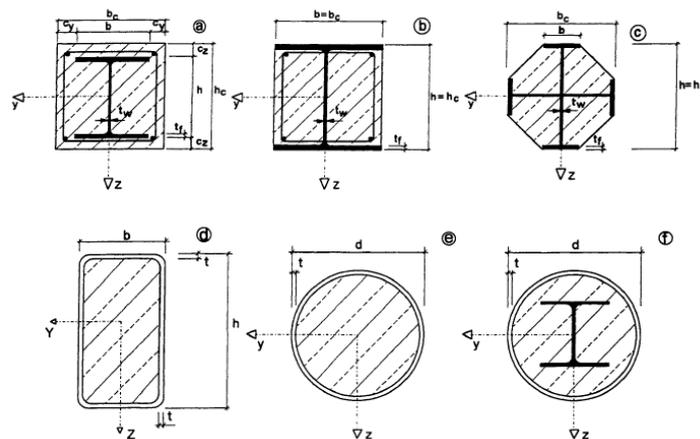


Figure 2.5.1 : Schéma typique de sections transversales de poteaux mixtes.

2.5.3 Méthode de calcul

L'Euro-code 4 présente deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes :

– **Méthode générale :**

Cette méthode impose de prendre en compte les effets du second ordre et les imperfections. Elle peut être appliquée à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur.

– **Méthode simplifiée :**

Cette méthode est utilisée pour les poteaux dont la section transversale est uniforme et présente une section double symétrie sur la totalité de leur hauteur, utilisant les courbes de flambement européennes de calcul des éléments comprimés.

Etant donné qu'on a que des sections transversales uniformes et doublement symétriques sur la totalité de la hauteur, alors on utilisera la méthode simplifiée pour dimensionner les poteaux.

2.5.3.1 Condition d'utilisation de la méthode simplifiée

- ✓ La section transversale du poteau est constante et symétrique
- ✓ Le rapport de contribution d'acier compris : $0,2 < \delta = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{M0} N_{pl,rd}} = 0,58 < 0,9$
- ✓ L'élanement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau mixte : $\bar{\lambda} = 0,15 < 0,2$
- ✓ L'aire des armatures doit être $\geq 0,3\%$ de l'aire de béton : $A_s \geq 0,3\% A_c = 1319,75 \text{ mm}^2$
- ✓ Le rapport : $\frac{A_s}{A_c} = \frac{2513,27}{439916,73} = 0,0571 < 0,06 = 6\%$
- ✓ Le rapport: $0,2 < \frac{h_c}{b_c} = 1 < 6$
- ✓ L'enrobage : $40 \text{ mm} < C_{y,z} = 100 \text{ mm} < 0,4h_c = 200 \text{ mm}$

Toutes les conditions étant vérifiées alors la méthode simplifiée est applicable.

2.5.3.2 Exemple de calcul

a - Caractéristique géométrique et mécanique des éléments

Pour l'acier d'armature on optera pour 8 barres de $\Phi 20$.

Tableau 2.5.1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.

Acier de construction	Acier d'armature	Béton
$A_a = 47570 \text{ mm}^2$	$A_s = 2513,27 \text{ mm}^2$	$A_c = 439916,73 \text{ mm}^2$
$W_{pl,yz} = 6111400 \text{ mm}^3$	$W_{pl,yz} = 527787,57 \text{ mm}^3$	$W_{pl,yz} = 79110,81 \times 10^3 \text{ mm}^3$
$I_{y,z} = 1199178000 \text{ mm}^4$	$I_{y,z} = 197087490 \text{ mm}^4$	$I_{y,z} = 18612,07 \times 10^6 \text{ mm}^4$
$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 30 \text{ N/mm}^2$
$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_{M0} = 1,1$	$\gamma_c = 1,15$	$\gamma_c = 1,5$

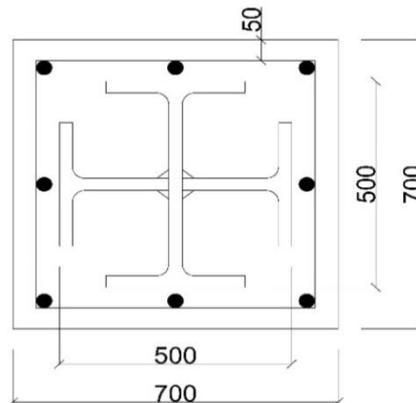


Figure 2.5.2 : Schéma de la section transversale du poteau mixte.

b - Détermination de l'effort normale de compression maximal

L'effort normal total de compression est : $N_{sd}^{maxi} = P_s + P_p + P_c$

Avec :

P_s : Poids totale revenant du poteau le plus sollicité de la structure, $P_s = 4067,83$ KN

P_p : Poids propre du profilé, $P_p = 78,5 \times [(3,91 \times 0,048) + (3,06 \times 0,048 \times 3)] = 49,32$ KN

P_c : Poids propre du béton, $P_c = 25 \times [(3,91 \times 0,44) + (3,06 \times 0,44 \times 3)] = 143,99$ KN

$N_{sd}^{maxi} = 3931,82 + 49,32 + 143,99 = 4125,13$ KN

c - Résistance plastique à la compression

$$N_{pl,rd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{Mo}} + \frac{0,85 A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$= \frac{47570 \times 275}{1,1} + \frac{0,85 \times 439916,73 \times 30}{1,5} + \frac{2513,27 \times 500}{1,15} \times 10^{-3} = 20463,81 \text{ KN}$$

$$N^*_{pl,rd} = (A_a \times f_y) + (0,85 A_c \times f_{ck}) + (A_s \times f_{sk})$$

$$= (47570 \times 275) + (0,85 \times 439916,73 \times 30) + (2513,27 \times 500) \times 10^{-3} = 25556,26 \text{ KN}$$

d - Charge critique élastique de flambement

$$(EI)_{y,z} = E_a I_a + 0,6 E_c I_c + E_s I_s$$

$$= (210000 \times 1199,18 \times 10^6) + (0,6 \frac{32000}{1,35} \times 18612,07 \times 10^6) + (210000 \times 197,087 \times 10^6)$$

$$= 5,58 \times 10^{14} \text{ N/mm}^2$$

$$N_{CR,yz} = \frac{\pi^2 (EI)_{y,z}^2}{L_{fy,z}^2} = \frac{\pi^2 (5,58 \times 10^{14})}{2142^2} = 1200314,39 \text{ KN}$$

e - Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_{y,z} = \sqrt{\frac{N^*_{pl,rd}}{N_{CR,yz}}} = \sqrt{\frac{25556,26}{1200314,39}} = 0,15 < 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement.}$$

f - Vérification de la résistance du poteau mixte

$h/b = 1,67 > 1,2$	$Y - Y$	$====>$	a	\rightarrow	$\alpha_y = 0,21$
$t_f = 28 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$	$Z - Z$	$====>$	b	\rightarrow	$\alpha_z = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21 (0,15 - 0,2) + (0,15)^2] = 0,51$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,34 (0,15 - 0,2) + (0,15)^2] = 0,50$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,51 + \sqrt{0,51^2 - 0,15^2}} = 1,00$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,50 + \sqrt{0,50^2 - 0,15^2}} = 1,02$$

Sens XX : $N_{sd}^{\max} = 4261,14 \text{ KN} < \chi_y N_{pl,rd} = 20463,81 \text{ KN}$

Sens YY : $N_{sd}^{\max} = 4261,14 \text{ KN} < \chi_z N_{pl,rd} = 1,02 \times 20463,81 = 20873,09 \text{ KN}$

D'où les conditions sont vérifiées vis-à-vis du flambement.

- **Remarque :**

Vue le volume du travail qu'on a élaboré durant cette étude et pour éviter qu'il n'y ait pas de répétition donc on n'a pas ajouté le calcul de la fondation pour cette partie 2.

3.1 Introduction

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs comme le sol, l'air et plus particulièrement le milieu marin. Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses : le dimensionnement de l'acier, la protection par peinture ou autre revêtement de surface ou la protection cathodique. [11]

Leur durabilité est fortement influencée par les dommages dus à la corrosion, de ce fait elles sont protégées pour résister aux contraintes de corrosion auxquelles elles seront soumises au cours de leur durée de vie.

Dans cette partie nous nous intéresseront à quelques cas de contraintes lié à l'acier qui dépend de divers paramètres comme l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, les possibilités de mise en œuvre et choix de protection.

3.2 Définition de la corrosion

La corrosion est la dégradation de l'état métallique initial sous l'action du milieu ambiant, par un processus autre que mécanique (essentiellement chimique, électrochimique ou biochimique).

3.3 Les différents types de corrosion

Il existe plusieurs types de corrosion dont on peut avoir selon le milieu environnant. [13]

On distingue quelque type de cas dont nous citons :

3.3.1 La corrosion généralisée ou uniforme

La corrosion uniforme est une corrosion progressant approximativement à la même vitesse sur la totalité de la surface d'un métal entraînant une diminution régulière de l'épaisseur de celui-ci, donné en contact avec un milieu environnant corrosif. C'est la forme de corrosion la plus simple et dans une certaine mesure, la mieux connue.



Figure 3.1. Corrosion uniforme

3.3.2 La corrosion galvanique

Appelé aussi corrosion bimétallique est due à la formation d'une pile électrochimique entre deux métaux c'est à dire obtenu par l'effet résultant du contact de deux métaux ou alliages différents dans un environnement corrosif conducteur. C'est une des formes de corrosion les plus fréquentes en milieu aqueux, qui est simplement les zones où se produisent les réactions anodique (corrosion du matériau) et cathodique (réduction de l'oxydant) sont distinctes.

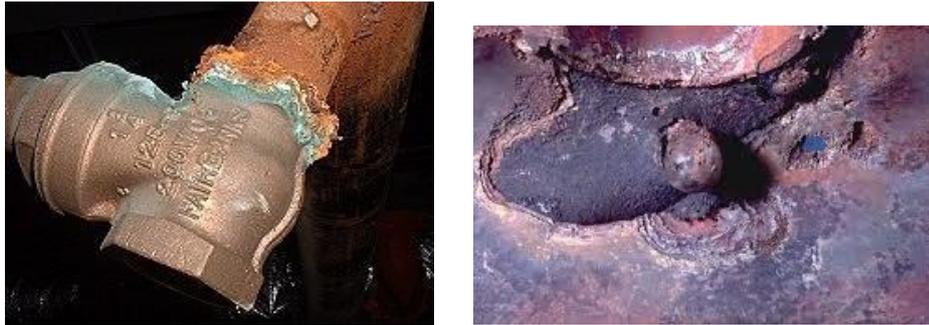


Figure 3.2. Corrosion galvanique

3.3.3 La corrosion caverneuse

La corrosion caverneuse est associée à la présence d'une ouverture étroite (joints, interstices, dépôts), c'est-à-dire une zone confinée avec un faible volume d'eau et une vitesse d'écoulement proche de zéro. Ce phénomène concerne tous les matériaux.



Figure 3.3. Corrosion caverneuse

3.3.4 La corrosion par piqûres

La corrosion par piqûres est une forme de corrosion localisée produite par certains anions, notamment les chlorures, sur les métaux protégés par un film d'oxyde mince. Ce type de corrosion se traduit par l'apparition de piqûres (c'est-à-dire de cavités), progressant à partir de la surface du métal. Ce phénomène concerne une grande variété de matériaux (aciers, aciers inoxydables, alliages de nickel, d'aluminium ou de cuivre) ; il se produit souvent en présence de paramètres aggravants tels que les chlorures et n'engendre que de faibles pertes de masse, mais peut parfois conduire à des perforations rapides.

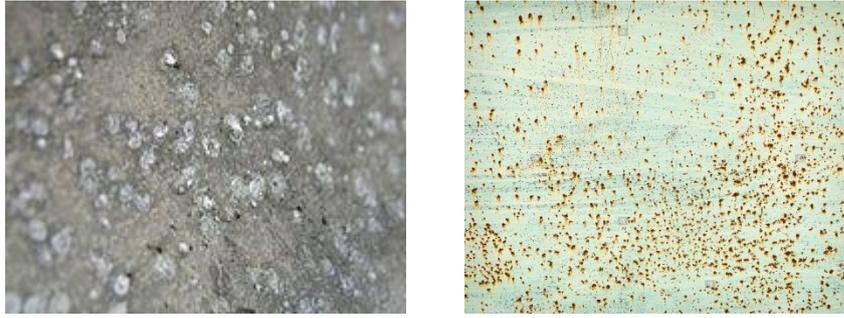


Figure 3.4. Corrosion par piqûres sur la peinture

3.3.5 La corrosion sous contrainte

La corrosion sous contrainte résulte de l'action commune de la corrosion et d'une contrainte mécanique (déformation du métal sous l'effet de contraintes appliquées ou résiduelles). Ce phénomène concerne un grand nombre de matériaux, dont le film protecteur se rompt localement sous l'action des contraintes, entraînant alors une corrosion localisée.



Figure 3.5. Corrosion sous contrainte.

3.3.6 La corrosion sélective

Comme son nom l'indique, ce mode de corrosion se traduit par la dissolution sélective de l'un des éléments de l'alliage si celui-ci est homogène, ou de l'une des phases si l'alliage est polyphasé, conduisant ainsi à la formation d'une structure métallique poreuse.



Figure 3.6. Corrosion sous contrainte.

3.3.7 La fatigue-corrosion

La fatigue-corrosion est un phénomène très comparable à la corrosion sous contrainte, la différence étant que la sollicitation est alors cyclique. La rupture peut intervenir même si la contrainte appliquée est très inférieure à la résistance mécanique attendue pour l'acier. Les mécanismes évoqués pour rendre compte de la fatigue-corrosion sont les mêmes que ceux présentés pour la corrosion sous contrainte.



Figure 3.7. Corrosion due à la fatigue

3.4 L'influence du milieu corrosif sur les structures métalliques (contraintes particulière)

Dans cette partie, on s'intéressera uniquement aux trois types de corrosion liée à l'environnement.

3.4.1 La corrosion due à l'atmosphère

La corrosion atmosphérique concerne les structures qui ne sont ni enterrées dans le sol, ni immergées dans un liquide (généralement l'eau).

C'est un phénomène qui se produit suite à des teneurs de vapeur d'eau ou d'humidité. D'après NF EN ISO 12944 – 2, l'expérience montre qu'une corrosion significative risque de se produire si l'humidité relative est supérieure à 80% et la température supérieure à 0°C.

L'essai lié à ce phénomène se fait en exposant les pièces métalliques à une atmosphère agressive pour tester la résistance à la corrosion.

3.4.2 La corrosion due à l'eau

L'eau étant l'un des éléments nécessaires à la corrosion, les ouvrages métalliques immergés dans l'eau subissent une corrosion plus importante que ceux exposés à l'atmosphère.

L'impact des principaux paramètres chimiques liés à l'eau considérés pour l'évaluation des risques de corrosion des matériaux métalliques dépend de leur nature et des conditions environnantes.

3.4.3 La corrosion due au sol

L'agressivité propre des sols vis-à-vis des biens métalliques est souvent due à des pollutions du sol par des sels, à la présence de composés soufrés (par extension de bactéries), et au pH environnant.

Tableau 3.1. Catégorie pour les structures immergées ou enterrées [art.5.2 – ISO 12944-2]

Catégorie	Environnement	Exemples d'environnements et de structures
Im1	Eau douce	Installations de rivières, centrales hydroélectriques
Im2	Eau de mer ou eau saumâtre	Structures immergées sans protection cathodique (par exemple zones portuaires avec des structures comme des écluses, portes, jetées)
Im3	Sol	Réservoirs enterrés, pieux en acier, tuyaux en acier
Im4	Eau de mer ou eau saumâtre	Structures immergées avec protection cathodique (par exemple structures offshore)

3.5 Les différentes catégories de corrosivité

On distingue six catégories de corrosivité atmosphérique correspondant à des environnements typiques décrits par des exemples concrets indiqués sur le tableau suivant.

Tableau 3.2. Catégories de corrosivité atmosphérique selon le milieu. [art.5.1.1 – ISO 12944-2]

Catégorie de corrosivité	Perte de masse par unité de surface/perte d'épaisseur (première année d'exposition)				Exemples d'environnements types (à titre d'information)	
	Acier bas-carbone		Zinc		Extérieur	Intérieur
	Perte de masse g/m ²	Perte d'épaisseur µm	Perte de masse g/m ²	Perte d'épaisseur µm		
C1 très faible	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	—	Bâtiments chauffés à atmosphère propre, par exemple bureaux, magasins, écoles, hôtels.
C2 faible	> 10 à 200	> 1,3 à 25	> 0,7 à 5	> 0,1 à 0,7	Atmosphères avec un faible niveau de pollution: surtout zones rurales.	Bâtiments non chauffés où de la condensation peut se produire, par exemple entrepôts ou salles de sport.
C moyenne	3 > 200 à 400	> 25 à 50	> 5 à 15	> 0,7 à 2,1	Atmosphères urbaines et industrielles, pollution modérée par le dioxyde de soufre; zones côtières à faible salinité.	Enceintes de fabrication avec une humidité élevée et une certaine pollution de l'air, par exemple industrie alimentaire, blanchisseries, brasseries, laiteries.
C élevée	4 > 400 à 650	> 50 à 80	> 15 à 30	> 2,1 à 4,2	Zones industrielles et zones côtières à salinité modérée.	Usines chimiques, piscines, chantiers navals côtiers.
C très élevée	5 > 650 à 1 500	> 80 à 200	> 30 à 60	> 4,2 à 8,4	Zones industrielles avec une humidité élevée et une atmosphère agressive, et zones côtières à salinité élevée.	Bâtiments ou zones avec une condensation quasi-permanente et avec une pollution élevée.
C extrême	X > 1 500 à 5 500	> 200 à 700	> 60 à 180	> 8,4 à 25	Zones maritimes à salinité élevée, zones industrielles avec une humidité extrême et une atmosphère agressive, et atmosphères tropicales et subtropicales.	Zones industrielles avec une humidité extrême et une atmosphère agressive.

3.6 Préparation des surfaces

La préparation des surfaces joue un rôle majeur dans la détermination de la valeur protectrice d'un revêtement.

Pour les couches métalliques, elle fait en général partie du procédé de fabrication et est prévue par les normes européennes.

En ce qui concerne les peintures, le type et la norme, la préparation des surfaces doivent être spécifiés et inclus dans le traitement de la couche de protection.

3.6.1 Méthodes de préparations des surfaces

Selon le code NF EN ISO 12944 – 4, il existe deux méthodes de préparations qui sont : Méthodes manuelles et méthodes mécaniques.

a - Méthodes manuelles

Les méthodes manuelles sont :

Nettoyage à l'eau ; Nettoyage à la vapeur ; Nettoyage avec des émulsions ; Nettoyage alcalin ; Nettoyage avec des solvants organiques ; décapages à la pâte ; décapages à l'acide ; traitement chimique.

b - Méthodes mécaniques

Les méthodes mécaniques sont :

Nettoyage à la main ; Nettoyage à la machine ; décapages à l'abrasif sec ; décapages à l'abrasif humide ; décapages par projection d' l'abrasif ;

3.7 Protection anticorrosion

La protection anticorrosion est un système à employer pour une structure en charpente métallique afin la protégée pour résister aux contraintes de corrosion auxquelles elle sera soumise pendant sa durée de vie requise.

3.7.1 Les différents types de protections anticorrosion

a - Protection de surface.

Les surfaces doivent être propres et bien nettoyer afin de donner une bonne qualité de travail. [13]

Les différentes méthodes de protection de surface utilisé qui sont :

- **Protection par revêtement non métallique :**

La première idée de protection d'un métal de la corrosion consiste à empêcher tout contact entre l'oxygène de l'air, l'eau et le métal, ce qu'on réalise par : peinture, laquage, films plastiques divers, enrobage dans une céramique ou un autre oxyde isolant et passivant. L'inconvénient majeur de ces procédés est lié au phénomène de corrosion par aération différentielle lorsque le métal est mis à nu.

- **Protection par revêtement métallique :**

On dépose une couche d'un autre métal de potentiel électrochimique inférieur au métal qu'il doit protéger. Dans le cas de la protection de l'acier, c'est le zinc qui fut historiquement le premier utilisé et reste encore le plus utilisé de nos jours. Au contact de l'atmosphère, il se recouvre d'une couche protectrice passivante et stable, formant écran. Ce métal se distingue par sa très faible vitesse de corrosion. Autre avantage, le zinc assure la protection électrochimique de l'acier par effet cathodique (pouvoir sacrificiel) en cas de blessure du revêtement.

Ce dépôt peut être réalisé : - soit par électrolyse (électro-zingage par exemple) ; - soit par immersion dans un bain de métal fondu (galvanisation dans le cas du zinc); - soit par pulvérisation d'un métal d'apport à l'état fondu; - soit par pulvérisation d'une peinture primaire riche en Zinc (PRZ). Pour obtenir l'appellation (PRZ) ce primaire devra contenir plus 80 % en masse de zinc ; le liant pourra être organique ou inorganique.

- **Protection chimique superficielle :**

Le but est toujours d'isoler le fer de l'air humide, mais désormais la couche protectrice est créée par une réaction chimique. Citons notamment la phosphatation (ou parkérisation) des aciers, obtenue en immergeant les pièces dans des bains d'acide phosphorique. Ce traitement induit la création d'un complexe passivant à la surface du métal traité.

b - Protection cathodique

Deux moyens aussi efficaces l'un que l'autre sont mis en œuvre pour protéger les structures immergés ou enterrés en fer (ou en acier). Il est nécessaire que le fer soit l'électrode sur laquelle s'effectue une réaction de réduction (protection cathodique). Deux méthodes sont possibles :

- **Soit grâce à une source de tension extérieure :**

On parle de protection par courant imposé (on amène le fer dans sa zone d'immunité ; il faut bien sûr qu'une contre- électrode joue le rôle d'anode). Cette méthode est régulièrement utilisée pour la protection des ouvrages d'art (ponts) dont la conception rend difficile une approche de protection exclusivement par revêtement ;

- **Soit en associant l'acier avec un métal plus réducteur que lui (zinc, magnésium ou aluminium) :**

C'est le principe de l'anode sacrificielle. L'anode se dissout progressivement, alors que le fer ou l'acier est protégé. Cette méthode nécessite que l'ouvrage soit immergé en milieu aqueux, ce qui est le cas d'ouvrages portuaires mais rarement pour la majorité des ouvrages de génie civil.

c - Galvanisation

Le premier but de la galvanisation est de recouvrir l'acier d'une couche de zinc qui agira contre la corrosion.

Le procédé de galvanisation à chaud s'effectue en plusieurs étapes :

- L'accrochage des pièces,
- Le dégraissage afin d'éliminer toutes salissures et graisses,
- Le décapage pour enlever la calamine et autres oxydes situés à la surface de l'acier,
- Le fluxage pour éviter une ré-oxydation entre les prochaines étapes et favoriser la réaction métallurgique lors du contact avec le zinc,
- Le séchage pour éviter les projections de zinc au moment de l'immersion de la pièce,
- La galvanisation : immersion des pièces dans un bain de zinc à 450° C. Le temps varie selon les charges, les dimensions et l'épaisseur des pièces,
- Le décrochage des pièces : le refroidissement et le contrôle se font à l'air libre et chaque pièce est vérifiée, retouchée manuellement (finition).

d - Les peintures

Le traitement de surface par une peinture anticorrosive est une méthode très courante en termes de prévention des ouvrages métalliques, et plus particulièrement en milieu marin. Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique. L'expérience montre que 85 % des surfaces protégées. [11]

La mise en application des produits de peinture sont généralement mis en œuvre en 3 couches :

- **Une couche primaire** : couvrant le support, elle assure l'adhérence et doit être compatible avec le matériau.
- **Une couche intermédiaire** : elle permet la liaison entre primaire et finition et la maîtrise des épaisseurs en fonction de la durée de vie envisagée.
- **Une couche de finition** : résistante aux agressions externes, elle joue un rôle esthétique.



Figure 3.8. Exemple d'application de peinture à l'usine

- **Quelques types de peinture**

Quelques différents types de peinture utilisée **selon le code ISO 12944-5 [art. 6.2]**

Peintures Alkydes (AK), Peintures Acryliques (AY), Peintures à base de l'éthyle silicate (ESI), Peintures époxy (EP), Peintures polyuréthane (PU), Peintures polyaspartiques (PAS), Peintures polysiloxane (PS).

3.8 La durabilité du système de peinture

La classe de durabilité ne constitue pas une durée de garantie. La durabilité est une notion technique/un paramètre de planification qui peut aider le maître d'ouvrage à établir un programme de maintenance.

Selon **EN ISO 12944-1** on distingue 4 classes de durabilité :

- | | |
|-------------------------------|---------------------|
| - Durabilité limitée (L) | Jusqu'à 7 ans |
| - Durabilité moyenne (M) | 7 ans à 15 ans |
| - Durabilité haute (H) | 15 ans à 25 ans |
| - Durabilité très hautes (VH) | supérieure à 25 ans |

3.9 Techniques d'essai des peintures sur site

On distingue deux types d'essais sur site selon les normes. [14]

Essai de quadrillage (NF EN ISO 2409) utilisable pour des revêtements d'épaisseur $\leq 250 \mu\text{m}$;

Essai de traction (NF EN ISO 4624) utilisable pour toutes les épaisseurs de revêtements.

3.9.1 Essai de quadrillage

L'essai de quadrillage consiste à réaliser six incisions parallèles du feuil jusqu'au subjectile, puis six autres perpendiculaires aux premiers. Les incisions espacées de 1 à 3 mm selon épaisseur du feuil. On délimite ainsi vingt-cinq carrés dont le comportement est examiné après l'application puis arrachement d'un ruban adhésif. Le résultat est note de 0 (aucun carré ne se détache) à 5 (détachement de la quasi-totalité du feuil).

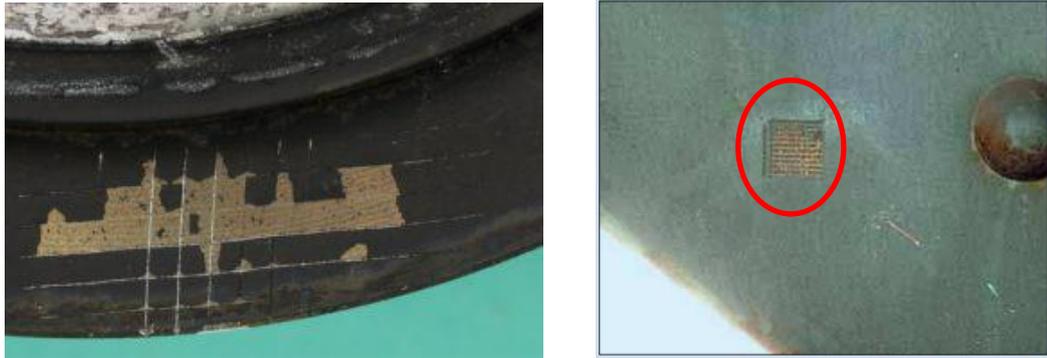


Figure 3.9. Essai de quadrillage.

3.9.2 Essai de traction

L'attention est attirée sur le fait que de nombreux facteurs influencent le résultat de cet essai (comme des conditions climatiques, type de colle, type du matériel de traction, coup de main de l'opération) et qu'il est moins absolument nécessaire de respecter certaines dispositions de la norme telles que :

- La vitesse de montée en traction (vitesse inférieures à 1 MPa/s) et qui doit fournir une rupture après 90 sec au maximum,
- La direction de la force de traction parfaitement perpendiculaire au plan du subjectile, sans aucun moment de flexion.



Figure 3.10. Essai de traction

La deuxième image à droite de *la figure 3.10*, est un essai de traction sur le pylône de la passerelle ouest de la grande mosquée avec une corrosivité très élevée et une durabilité souhaitée supérieure à 25 ans. Pour mieux comprendre, la marque rouge sur l'image indique l'impact de l'appareil afin de donner les résultats attendu.

3.10 Cas d'étude

- Le bâtiment étudié se trouve à Bâb Ezzouar, avec une atmosphère urbaine et industrielle, et un environnement extérieur humide élevée avec certaine pollution de l'air (juste à côté de la zone industrielle d'Ouad Smar et Dar el Beida).classé en C3 (corrosivité moyenne), Selon le **tableau 3.2**
- Pour les éléments intérieurs on peut les Classés dans C1 Selon le **tableau 3.2**

Tableau 3.3. Systèmes de peinture pour l'acier - catégorie C1 (ISO 12944 -5).

Système n°	Couche primaire				Couche(s) suivante(s)	Système de peinture		Durabilité			
	Liant	Type de primaire	Nombre de couches	NDFT en µm	Type de liant	Nombre total de couches	NDFT en µm	L	M	H	VH
Pour la catégorie C1, il est permis d'utiliser n'importe quel système correspondant à une catégorie de corrosivité supérieure, de préférence C2.											

- Pour un projet aussi important, on propose au maître d'ouvrage d'une durabilité haute H (entre 15 et 25 ans).
- Pour le choix de type de peinture et le nombre des couches à considérer, on peut se référer sur le tableau de la figure suivante :

Tableau 3.4. Systèmes de peinture pour l'acier - catégorie C3 (ISO 12944 -5).

Système n°	Couche primaire				Couche(s) suivante(s)	Système de peinture		Durabilité			
	Type de liant	Type de primaire	Nombre de couches	NDFT en µm	Type de liant	Nombre total de couches	NDFT en µm	L	M	H	VH
C3.01	AK, AY	Divers	1	de 80 à 100	AK, AY	1-2	100	X			
C3.02	AK, AY	Divers	1	de 60 à 160	AK, AY	1-2	160	X	X		
C3.03	AK, AY	Divers	1	de 60 à 80	AK, AY	2-3	200	X	X	X	
C3.04	AK, AY	Divers	1	de 60 à 80	AK, AY	2-4	260	X	X	X	X
C3.05	EP, PU, ESI	Divers	1	de 80 à 120	EP, PU, AY	1-2	120	X	X		
C3.06	EP, PU, ESI	Divers	1	de 80 à 160	EP, PU, AY	2	180	X	X	X	
C3.07	EP, PU, ESI	Divers	1	de 80 à 160	EP, PU, AY	2-3	240	X	X	X	X
C3.08	EP, PU, ESI	Zn (R)	1	60	—	1	60	X	X		
C3.09	EP, PU, ESI	Zn (R)	1	de 60 à 80	EP, PU, AY	2	160	X	X	X	
C3.10	EP, PU, ESI	Zn (R)	1	de 60 à 80	EP, PU, AY	2-3	200	X	X	X	X

- ❖ On propose comme couche primaire le type de liant EP (peinture époxy) qui est riche en zinc avec une épaisseur sèche nominale entre 60 à 80 µm NDFT (nominal dry film thickness)
- ❖ Comme on a besoin seulement de 2 couches, on propose de la AY (peinture acrylique) afin d'avoir une épaisseur total de 160µm.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'engager dans la vie professionnelle. Ce mémoire nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Les contraintes architecturales durant la disposition des voiles influent sur le comportement adéquat de la structure, ces derniers peuvent être évités si l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul **ETABS**.
- La disposition optimale des voiles de contreventement assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement ou sur ferrailage des éléments résistants.
- Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par **RPA99ver2003** et **BAEL99**.
- Une comparaison entre le ferrailage du poteau obtenu par l'utilitaire de calcul **SOCOTEC, FLEXI** et la vérification des courbes d'interaction par **CSI COLUMN** a montré qu'on peut avoir parfois un sous-dimensionnement du ferrailage.
- Le calcul des voiles de contreventement a été fait par la méthode réglementaire de l'**ACI 318-02** qui considère l'élément poteau-voile comme un élément composé travaillant en flexion composé, tout en respectant les exigences des **RPA99 ver2003**.
- le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges prévenant de la structure, deux vérification ont été faites par la méthode classique (manuellement) et le logiciel SAFE afin de constater que le calcul manuelle sous-estime les efforts sous la fondation.
- La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure ; le calcul des assemblages est fait manuellement.
- La durabilité des structures métalliques est fortement influencée par les dommages dus à la corrosion, de ce fait un système de peinture a été proposer tout en respectant les exigences des **ISO12944** afin de les protégées.
- Le choix des types et des matériaux de protection revient à la disponibilité, le coût et sa mise en œuvre.

REFERENCES

- [1] **RPA 99 révisées 2003** : Règles Parasismiques Algériens, Document technique règlementaire DTR-BC 2.48, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger
- [2] **BAEL 91 révisées 99** : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, DTU P 18-702, février 2000.
- [3] *Charges permanentes et Charges d'exploitation*, DTR-BC 2.2, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger
- [4] **Dr TALEB R.** Règles Parasismiques Algériens RPA99 version 2003 pour les structures de bâtiments en béton armé, *Journal of Materials and Engineerind Structures*, septembre 2017, p. 146
- [5] **ACI 318-02** : *Building Code Requirements for Structure Concrète*
- [6] **Dr TALEB R, ELdjouzi.B.** Dimensionnement des voiles en BA par la méthode américaine.
- [7] **BAC ACIER**, Fiche technique - PCB 60, Planchers collaborant, DTA 3/15 – 806.
- [8] **Eurocode 3** : *Calcul des Structures en Acier, Partie 1-1 : Règles générales et Règles pour les Bâtiments*, Norme Européenne XP P 22 – 311- 1/A1, Novembre 1999.
- [9] **Eurocode 4** : *Conception et Dimensionnement des Structures Mixtes Acier-Béton, Partie 1-1 : Règles générales et Règles pour les Bâtiments*, Norme Européenne ENV 1994-1 - 1, Septembre 1994.
- [10] **CCM97** : *Règles de Conception et Calcul des Structures en Acier*, DTR-BC 2.44, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [11] *Techniques de Prévention des Pathologies de Corrosion des Structures Métalliques, Rapport n°1-1 : Steel in marine environment*, Nantes.
- [12] **NF ISO 12944 -1-2-4-5** : *Peintures et vernis – Anticorrosion des Structures en Acier par Système de peinture.*
- [13] *Protection des Ouvrages Métalliques, FAME 2, Décembre 2019.*
- [14] **Guide technique** : *Entretien de la Protection Anticorrosion des Ouvrages Métalliques*, Décembre 2005.

Annexes 1

Partie 1 - chapitre 5 : Etude des éléments résistants

- Calcul des voiles par la méthode américaine



Dimensionnement des voiles en BA

R. Taleb et B. Eldjouzi

1. Introduction

Sous l'action sismique, des parties plus ou moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale

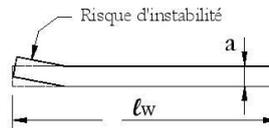


Figure - Instabilité latérale des murs

Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de l'âme à 15cm. De plus, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base, soumise à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

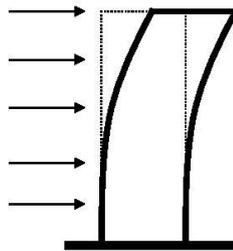


Figure - Le comportement du voile est similaire à celui d'une console

Selon les règlements parasismiques, il convient que les Armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance à L'ELU, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée

Dans ce qui suit nous présentons deux méthodes pour le calcul des voiles en béton armé : la méthode des contraintes, la méthode de l'ACI 318

2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

2.1. Justification de la stabilité et de la résistance d'un mur:

2.1.1. Effort de compression à l'ELU:

D'après [3] : L'effort limite ultime $N_{u,lim}$ est donné par les formules suivantes :

$$\blacksquare \text{ Dans le cas d'un mur non armé : } A = 0 \quad N_{u,lim} = \alpha \cdot \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

$$\text{avec : } B_r = l_w [a - 2(cm)], \quad \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

l_w : Longueur du mur

a : épaisseur du mur

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier

$$\blacksquare \text{ Dans le cas d'un mur armé : } A \neq 0 \quad N_{u,lim} = \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{50}{\lambda} \right)^2} \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 80$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge < 28 jours, on remplace f_{c28} par f_{cj} et α par $\alpha/1,20$.

On déduit la contrainte limite ultime qui vaut : $\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l_w}$

$\sigma_{u,lim} = \sigma_{b,N}$: Béton non armé

$\sigma_{u,lim} = \sigma_{b,A}$: Béton armé

Niveau de vérification du voile :

Deux vérifications doivent être faites aux niveaux I et II du mur :

section I-I à mi-hauteur d'étage $\sigma_u \leq \sigma_{u,lim}$

section II-II sous le plancher haut $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u,lim}}{a}$

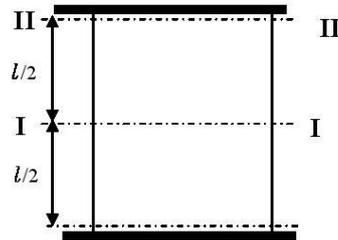


Figure – Niveau de vérification des contraintes l'âme du voile

2.1.2. Armatures verticales / Armatures horizontales:

	Armatures verticales	Armatures horizontales
Espacement maximal entre axe des armatures	$\leq \min (33\text{cm} ; 2a)$	$\leq \min (33\text{cm})$
Armatures minimales	$A_{sv} \geq \rho_v \cdot d \cdot a$	$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$
Pourcentage minimales	$\rho_v = \max \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \cdot \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u,lim}} - 1 \right) \right]$ Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_h \geq \max \left[\frac{2\rho_{vmax}}{3} ; 0,001 \right]$ ρ_{vmax} : % vertical des armatures verticales de la bande la plus armée

- la section d'armatures correspondant au pourcentage doit ρ_v être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- la section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de

mur limité par des ouvertures.

2.2. Cas d'une section entièrement comprimée :

Du fait d'un schéma linéaire des contraintes, on pourra considérer qu'une section est entièrement comprimée si la résultante N_R reste à l'intérieur du noyau central, soit une excentricité maximale $L/6$ pour un voile rectangulaire.

Le DTU 23.1 art 4.224 permet de découper la zone comprimée en bande de longueur l_i , tel que :

$$l_i \leq \min\left(\frac{h_s}{2}, \frac{2}{3} \cdot l_c\right)$$

l_c : longueur de compression

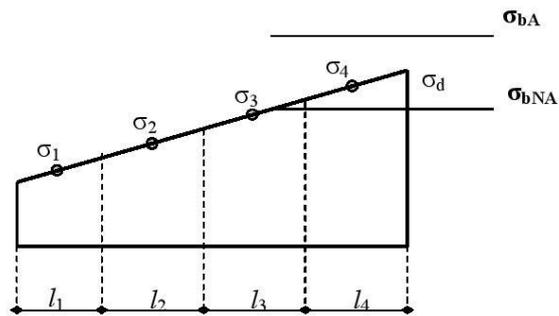


Figure – cas d'un voile de section entièrement comprimée

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse la contrainte de béton non armé, $\sigma_{b, \text{non armé}}$ on ne disposera pas d'armatures de compression.
- devra augmenter les dimensions du voile.

2.3 cas d'une section partiellement tendue :

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir le 1^{er} cas
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bande de même section d'acier par unité de longueur, celle-ci correspond à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).
- Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

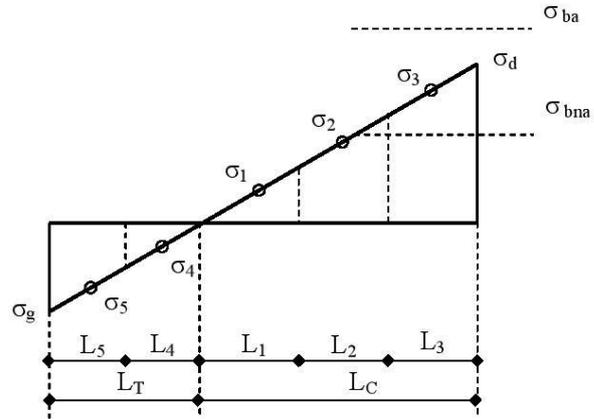


Figure III.19 – cas d'un voile de section partiellement tendue

2.3.1 Aciers Verticaux

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \cdot \gamma_s \cdot \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = a \cdot l_i$ a : épaisseur du mur, S : Surface de la bande

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

Pour une section rectangulaire d'épaisseur a et si « L_T » est inférieur à la hauteur d'étage, on pourra prendre : $l_4 = l_5 = \frac{L_T}{2}$; $\sigma_4 = 0,25\sigma_g$; $\sigma_5 = 0,75\sigma_g$; $A_s^4 = \frac{\sigma_g \cdot a \cdot L_T \cdot \gamma_s}{8 \cdot f_e}$; $A_s^5 = 3 \cdot A_s^4$

2.3.1 Aciers Horizontaux

$$A_H = \frac{2}{3} A_V \quad A_V = A_S \text{ Précédemment défini}$$

On vérifie que : $\tau_u \leq \left(0,8 \cdot f_e \cdot \frac{A_H}{a \cdot s_t} + 0,3 \cdot f_{ij} \right) \cdot \frac{1}{1,25}$ avec : $\tau_u = \frac{V_{sd}^*}{a \cdot l_c}$ et $V_{sd}^* = 1,4 \cdot V_{sd}$

l_c : longueur de confinement.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_V

a : épaisseur du trumeau ou voile

V_{sd} : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique la plus défavorable.

3. Calcul des voiles par les méthodes réglementaires

3.1. Justification de la stabilité et la résistance à la compression

Mur non raidi latéralement : valeur de : $k = \frac{l_f}{l}$

l_f : Longueur de flambement

l : Longueur libre du mur

k : coefficient de flambement

Liaison du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeurs de k	
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

L'élançement mécanique se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} \quad a : \text{étant l'épaisseur du mur}$$

Lorsque P_u est un effort de compression axial ou excentré de $e \leq a/6$, le voile est stable vis-à-vis du flambement si on vérifie que : $P_u \leq \Phi P_n$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

Avec : P_u : Effort normal ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : Facteur de réduction ($\Phi=0,70$)

A_g : Section transversale brute du voile.

k : coefficient de flambement

h_s : hauteur libre de chaque niveau

a : étant l'épaisseur du mur

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

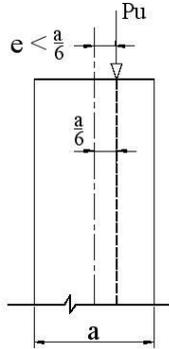


Figure – état d'un mur en compression

La valeur de l'effort normal est limitée, afin de réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages et d'éviter les incertitudes, particulièrement importantes, sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé.

- Pourcentage minimal des armatures de la zone comprimée

	Armatures horizontales	Armatures verticales
Espacement maximal entre axe des armatures	$\leq \min (lw/5 ; 3a ; 45\text{cm})$	$\leq \min (lw/3 ; 3a ; 45\text{cm})$
Armatures minimales	$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$	$A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w \cdot a$
Pourcentage minimales	$\rho_h \geq 0.0025$	$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

- la section d'armatures correspondant au pourcentage doit ρ_v être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée dans le cas de la compression.
- la section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

3.2. Justification de la résistance à l'effort tranchant

- Introduction

L'expérience a montrée que les dégradations dues au cisaillement alterné des voiles, poutres ou poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement. Les zones dégradées par cisaillement alterné ont un aspect en "diabolo". (Voir modes de ruine indésirables des voiles).

Ces dégradations résultent de fissurations inclinées alternées à 45° en cas de cisaillement pur, générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural.

On empêche la ruine des sections par cisaillement en les surdimensionnant selon le principe du dimensionnement capacitif : il convient que les armatures longitudinales entrent en plasticité alors que les armatures d'âme d'effort tranchant et les bielles inclinées de béton restent en régime élastique. On assure un dimensionnement surabondant des armatures d'effort tranchant dans un voile.

La fissuration prématurée de l'âme des murs, due à l'effort tranchant, doit être empêchée en disposant une quantité minimale d'armatures d'âme dans les zones critiques.

- Pourcentage minimal des armatures en dehors des zones de rives

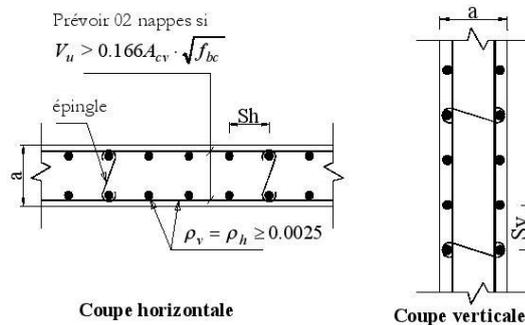


Figure - Disposition des armatures de l'âme du voile

Valeur de l'effort tranchant	Pourcentage Armatures horizontales et verticales	Vérification
$V_u > 0,166 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ <p>Ou $a \geq 25cm$</p>	$\rho_v = \rho_n = \rho_n \geq 0,0025$ <p>en 02 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles.</p> <p><u>Espacement</u> $S \leq \min(3a ; 45cm)$</p>	$V_u < 0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ <p>Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ avec : $\Phi = 0.75$ $V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$ $\alpha_c = 3 \text{ pour : } \frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $\alpha_c = 2 \text{ pour : } \frac{h_w}{l_w} \geq 2$ <p>Il ya lieu d'interpoler les valeurs de α_c, linéairement pour des valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2</p> </p>
$V_u < 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ <p>$a < 25cm$</p>	<p>Armatures verticales :</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\rho_v \geq 0,0012$ avec des barres HA16 - $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres HA <p>Armatures horizontales :</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\rho_v \geq 0,0020$ avec des barres HA16 - $\rho_v \geq 0,0025$ autres barres HA <p>$S \leq \min(3a ; 45cm)$</p>	<p>Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$</p>

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant

$$A_{cv} = a \cdot 100$$

$\Phi = 0.75$: Coefficient de sécurité.

V_u : effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique de calcul

V_n : effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant

α_c : coefficient dépendant de l'élanement du mur

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.

hw : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

lw : Longueur du mur en plan.

En effet l'application d'un coefficient de sécurité $\phi = 0.75$ à l'effort tranchant nominal V_n , est une majoration de l'effort tranchant V_u , obtenu par le calcul. Cette majoration est faite de façon appropriée pour tenir compte du fait que la notion de coefficient de comportement ne s'applique pas nécessairement de façon identique à l'effort tranchant et au moment fléchissant, et pour faire en sorte que la rupture par effort tranchant se produise après la plastification par moment fléchissant. [Eurocode8].

L'Eurocode 8 prescrit que les efforts tranchants de calcul soient augmentés de 50 % par rapport aux efforts tranchants issus de l'analyse.

Selon l'Eurocode8 : $V_{sd}^* = \frac{q+1}{2} \cdot V_{sd}$ et un pourcentage d'armatures verticales et horizontales

$\rho_{\min} \geq 0,002$ réparti en deux nappes.

V_{sd} : effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique de calcul ;

q : coefficient de comportement pris en compte dans le calcul de la structure $q \geq 1$.

Selon le RPA (Art .7.7.2) : $\bar{V} = 1.4 \cdot V_u$

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales $\rho_{\min} \geq 0,002$

La vérification dans ces cas est la suivante : il faut que $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile $d=0,9b$ et b : hauteur totale de la section brute.

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28j d'âge.

Dans les systèmes à contreventement mixte contenant des murs élancés, il convient d'utiliser l'enveloppe de calcul des efforts tranchants selon la, afin de prendre en compte les sollicitations qui résulteraient de la contribution de modes de vibration autres que le 1er mode [Eurocode8].

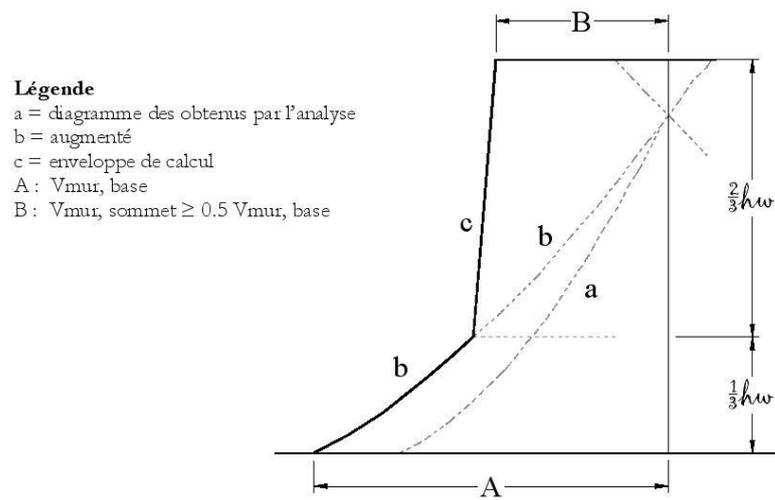


Figure - Enveloppe de calcul des efforts tranchants dans les murs d'un système à contreventement mixte.

3.3. Calcul des armatures verticales de traction dans le voile ou trumeau :

3.3.1 Introduction

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normal P_u et le moment fléchissant M_u , résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul. Elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.

Le mode rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure de voile avec une importante dissipation d'énergie.

La détermination des efforts internes dans le voile (moments, efforts normaux, efforts tranchants et contraintes), est effectué souvent à l'aide de logiciels informatiques, car l'apparition de ces logiciels modernes d'analyse a considérablement aidé l'étude du comportement global de la structure, mais aussi d'obtenir les efforts et les contraintes (dans les voiles) ou éléments résistants de la structure en tout point. ce qui facilite, de prévoir le ferrailage nécessaires à la résistance de ces éléments structuraux du projet, et ce après une bonne interprétation des résultats du modèle.

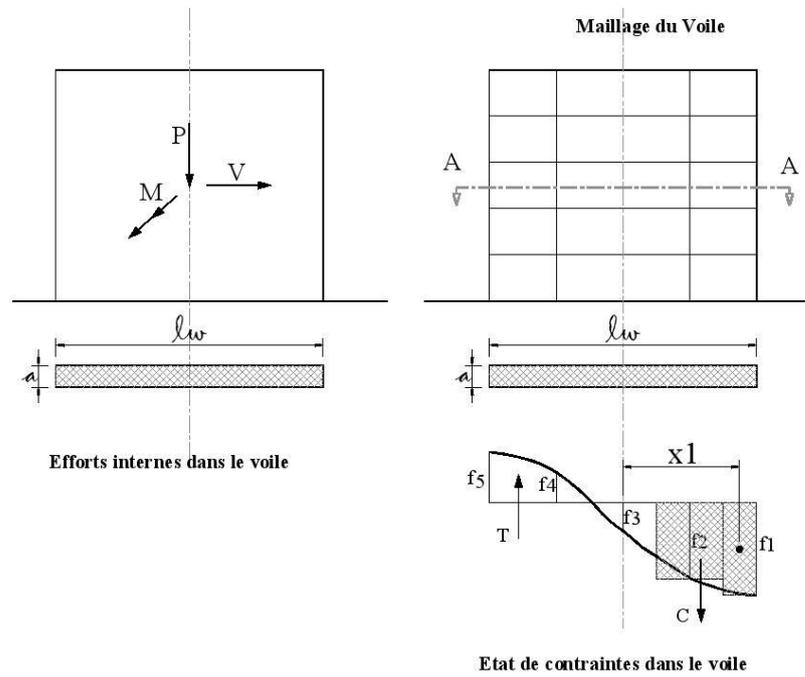


Figure - f_1, f_2, \dots, f_n sont les contraintes aux niveaux de la section A- A, obtenues après analyse et calcul de la structure.

$$F_i = A_i \cdot f_i : \text{Effort normal dans la maille } A_i \text{ de la section } AA.$$

$$P = \sum F_i : \text{Effort normal axial obtenu au niveau de la section } AA.$$

$$M = \sum F_i \cdot x_i : \text{Moment fléchissant obtenu au niveau de la section } AA.$$

$$V = \sum V_i \cdot A_i : \text{Effort tranchant au niveau de la section } AA.$$

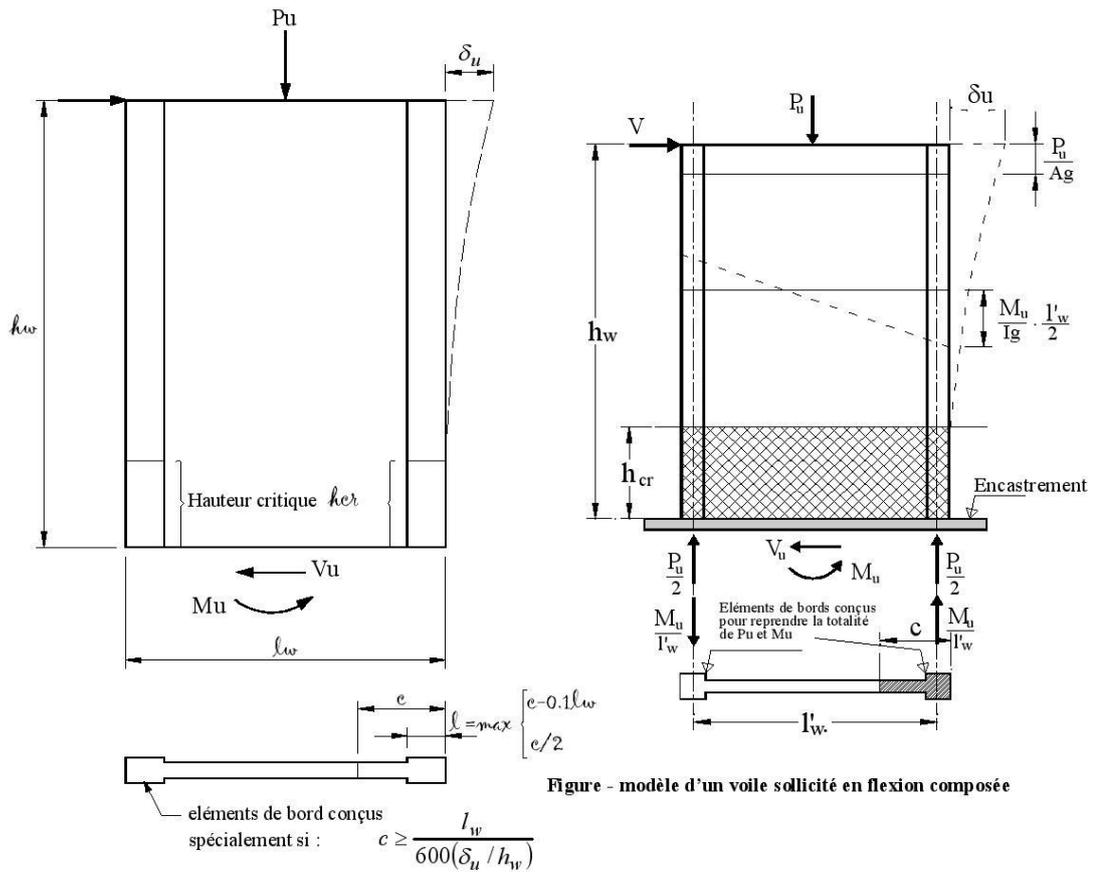


Figure – Schéma d'un mur en béton armé sollicité en flexion composée

P_u , V_u , M_u : Efforts internes respectivement (Effort normal, Effort tranchant et moment fléchissant) ultimes résultants de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

h_{cr} : La hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la rotule plastique en pied de mur également appelée zone critique.

h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

c : longueur de la zone à confiner mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

δ_u : déplacement du voile au sommet.

A_g : Section transversale du voile ou trumeau.

I_g : Moment d'inertie du voile.

3.3.2 Dispositions constructives pour la ductilité locale des murs élancés

Les murs élancés sont ceux dont le rapport entre la hauteur et la longueur h_w/l_w est supérieur à 2.

Les incertitudes concernant la distribution réelle des moments sur la hauteur du mur pendant le séisme de calcul doivent être prises en compte de manière appropriée.

Le concept retenu dans les dispositions ci-après est basé sur l'organisation des zones critiques selon les principes du dimensionnement en capacité, en vue d'une dissipation d'énergie localisée dans ces zones.

Le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe du diagramme de moment fléchissant calculé, déplacée verticalement (décalage de traction), d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique du mur. La courbe enveloppe peut être supposée linéaire, si la structure ne présente pas le long de sa hauteur de discontinuité importante de masse, de raideur ou de résistance.

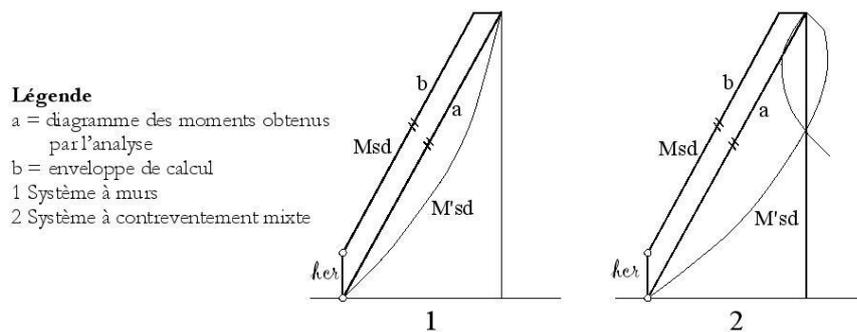


Figure – Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant dans des murs élancés

La hauteur h_{cr} , où se produisent les déformations plastiques, ou appelée zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimée par :

$$h_{cr} = \max [I_w, (M_u / 4V_u)]$$

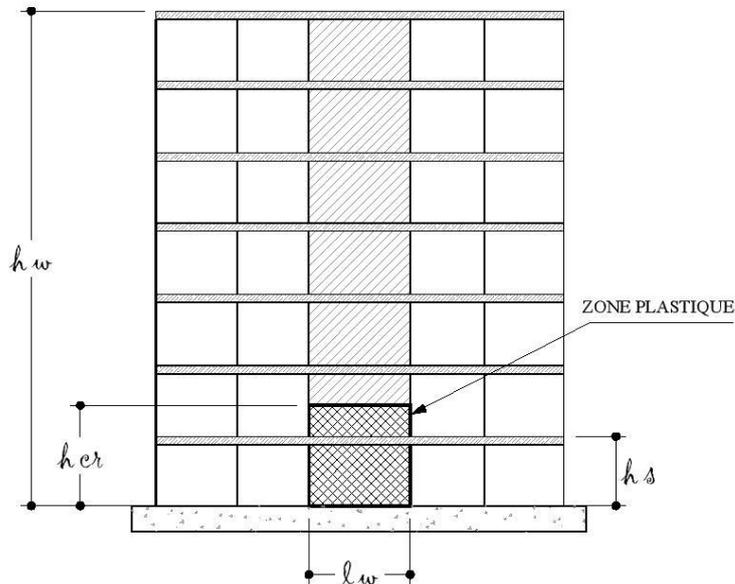


Figure – Hauteur de la zone critique

- Selon l'Eurocode8 : $h_{cr} = \max.[l_w, (h_w / 6)]$ mais : $h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_s \text{ pour } n \geq 7 \text{ niveaux} \end{cases}$

h_s : Hauteur libre de chaque niveau et où la base est définie comme étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de murs périphériques adéquats.

Des cadres sont disposés d'un espacement constant sur toute la hauteur critique h_{cr} , autour des armatures verticales concentrés aux éléments de rives.

Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérales plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones. Les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux.

On définit les zones confinées de rive de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur l_{bz} mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

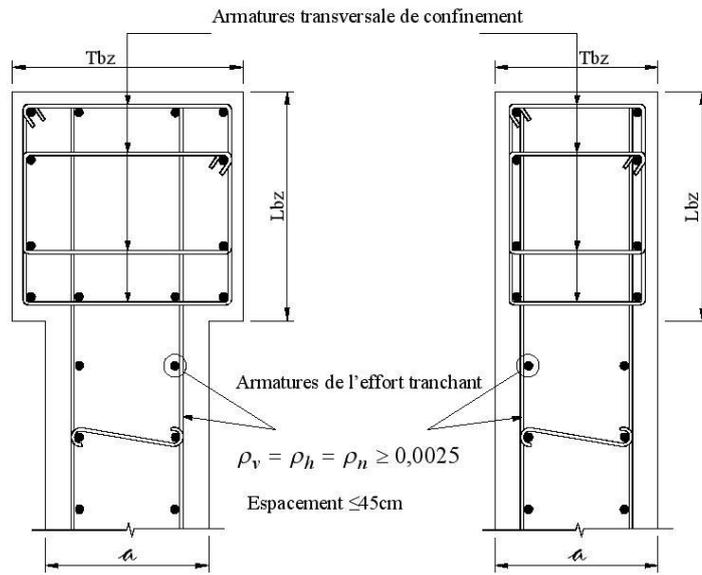


Figure – vue en plan d'un détail de confinement des éléments de bords sur toute la hauteur critique h_{cr}

3.3.3 Dimensionnement des éléments de rives d'un voile

Sous l'action sismique, des parties plus ou moins importantes de l'extrémité du voile en béton peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale.

A partir de certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour. La ruine d'une section fléchie est toujours en fait atteinte par l'écrasement du béton vu la différence de caractères au 2 ELU de matériaux acier-béton (fragile – non fragile).

Les murs sismiques primaires doivent être de dimensions dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité

par la condition suivante : $\frac{P_u}{P_0} \leq 0.35$

$$\text{Tel que : } P_0 = 0.85 f_{bc} (A_g - A_s) + A_s f_e \quad \text{et} \quad A_g = a \cdot l_w$$

P_u : désigne l'effort normal ultime de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

P_0 : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_g : Section transversale brute du voile.

a : épaisseur du voile.

A_s : Section d'armature vertical de calcul ou choisit.

f_e : contrainte élastique de l'acier.

f_{bc} : contrainte admissible du béton.

On peut prendre pour la simplicité des calculs $A_s=0$ donc $P_0 = 0.85 f_{bc} \cdot A_g$, ou bien un pourcentage minimum des Armatures verticales (article III.2.1) $A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w \cdot a$

$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$ et calculer en suite la valeur de P_0 avec la formule précédente.

[Selon le RPA-99 Art.7.4.3.1: on vérifie que l'effort normal réduit $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière

f_c est la résistance caractéristique du béton]

[Selon le L'Eurocode 8 : Les murs sismiques primaires doivent être de dimensions telles que l'effort

normal réduit ν respecte : $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} \leq 0.40$

On remarque que la condition de l'effort normal réduit est plus sévère dans l'Eurocode 8 par rapport a notre règlement RPA et le code ACI 318-02.

Il existe deux (02) approches pour la détermination des dimensions des éléments de rive « Boundary Elements » dans les voiles ou trumeaux :

1^{er} approche simplifiée :

Si : $\frac{P_u}{A_g} \geq 0.20 \cdot f_{bc}$

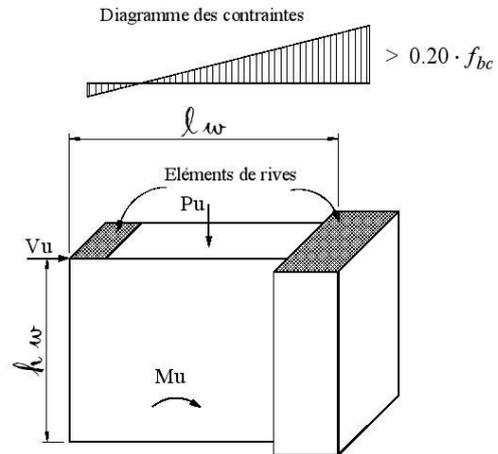


Figure – Etat de contraintes dans un mur

Dimension des éléments de rives (Boundary Zones) :

$L_{bz} = 0.25 \cdot l_w$ pour $\frac{P_u}{P_0} = 0.35$

$L_{bz} = 0.15 \cdot l_w$ pour $\frac{P_u}{P_0} = 0.15$

Pour des valeurs de $\frac{P_u}{P_0}$ compris entre 0.15 et 0.35 il ya lieu d'interpoler linéairement.

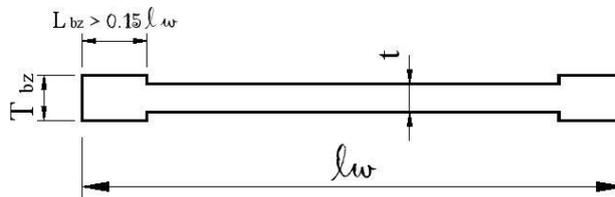


Figure – longueur minimale des éléments de rive confinés

Il n'ya pas de condition selon le code ACI 318-02 pour une épaisseur minimale T_{bz} des éléments de rive de mur, mais on peut se référer à l'Eurocode 8 qui prévoit les dimensions minimales suivante :

- $T_{bz} \geq 200 \text{ mm}$ et $T_{bz} \geq \frac{h_s}{15}$, h_s étant la hauteur d'étage.

Selon le RPA-99 Fig.7.13 $L_{bz} = 0,10 \cdot l_w$

2^{ème} approche rigoureuse :

L'élément de rive confiné est nécessaire si : $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$ et que $(\delta_u/h_w) \geq 0.007$

Dans ce cas : $L_{bz} = \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1 \cdot l_w \\ c/2 \end{array} \right.$

T_{bz} respecte les conditions minimales précédentes.

Avec :

c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile ou trumeau

h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement ultime du voile au sommet.

Pour le calcul de δ_u on peut utiliser la formule du RPA 99-v.2003, on considère le déplacement du dernier niveau obtenu par l'analyse dû aux forces sismiques δ_{ek} majoré par le coefficient de comportement de la structure R.

$$\delta_u = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 RPA-99-v.2003)

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

Détermination de la position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre c correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive.

La distance c peut être déterminée en construisant la courbe d'interaction (P-M) correspondant à la section et ferrailage du voile (voir chapitre II application pour une section rectangulaire).

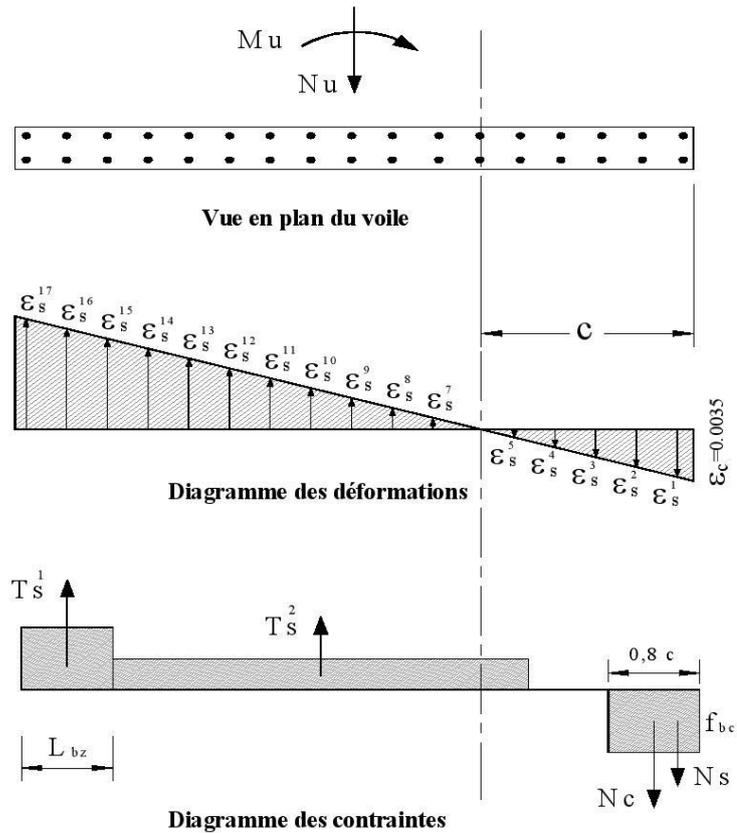


Figure – Estimation de la distance de l'axe neutre en fonction de la déformation dans le voile

3.3.4 Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives

- Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être $\geq 0,5\%$.
 $\rho_v \geq 0.005$ c'est à dire : $A_{sv} \geq 0.005 \cdot L_{bz} \cdot T_{bz}$ avec un minimum $A_{sv} = 4T16$
- la distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement : sens xx : $b_x = 30$ cm, sens yy : $\min (b_y = T_{bz} / 4 ; 10 + [(35 - b_x) / 3])$ cm.

[Selon le RPA-99 le pourcentage min. est 0,20 % avec un espacement max de 15 cm.].

[Selon l'Eurocode8 le pourcentage min. est 0,50 % avec un espacement max de 15 cm.].

3.3.5 Armatures transversales dans la zone de confinement

Les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur Lb_z

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_{sh}^t \geq 0.09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e} \quad \text{avec : } h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage})$$

A_{sh}^t : Section d'armatures transversales totale.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton

f_e : Contrainte élastique des armatures transversales.

s_t : Espacement verticale des cadres. Avec : $s_t = \min \begin{cases} 0.25 \cdot T_{bz} \\ 6d_b \\ s_x \end{cases}$ d_b : diamètre min. des A_{sv}

$$10cm \leq s_x = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \leq 15cm$$

h_x : étant l'espacement dans le sens xx entre les barres longitudinales dans la zone confinée.

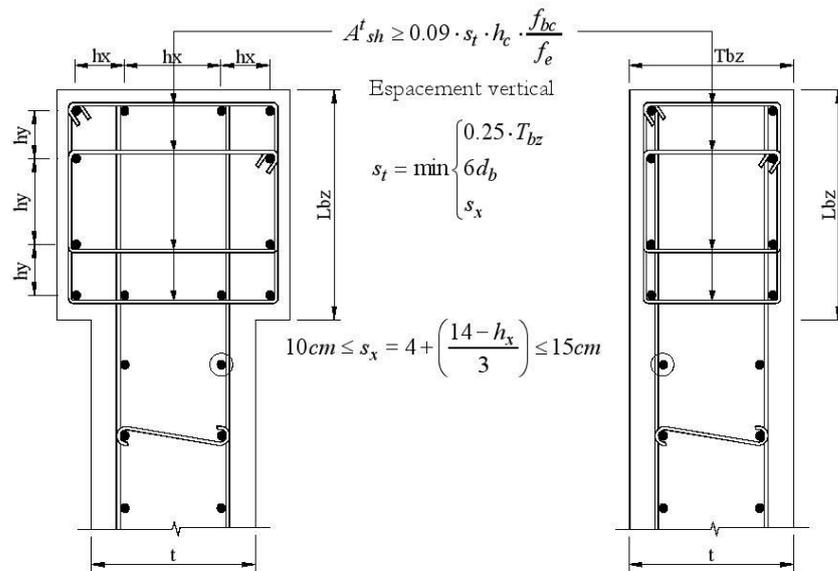


Figure – Détail de confinement de l'élément de bord ou de rive

Annexes 2

Partie 2 - chapitre 4 : Conception et Etude des assemblages

- Disposition constructive des boulons

Distances et entraxes voir Figure 3.1	Minimum	Maximum ^{1) 2) 3)}		
		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025 à l'exception des aciers conformes à l'EN 10025-5		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025-5
		Acier exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier non exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier utilisé sans protection
Pince longitudinale e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Maximum de $8t$ ou 125 mm
Pince transversale e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Maximum de $8t$ ou 125 mm
Distance e_3 pour les trous oblongs	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Distance e_4 pour les trous oblongs	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Entraxe p_1	$2,2d_0$	Minimum de $14t$ ou 200 mm	Minimum de $14t$ ou 200 mm	Minimum de $14t_{\min}$ ou 175 mm
Entraxe $p_{1,0}$		Minimum de $14t$ ou 200 mm		
Entraxe $p_{1,i}$		Minimum de $28t$ ou 400 mm		
Entraxe p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Minimum de $14t$ ou 200 mm	Minimum de $14t$ ou 200 mm	Minimum de $14t_{\min}$ ou 175 mm

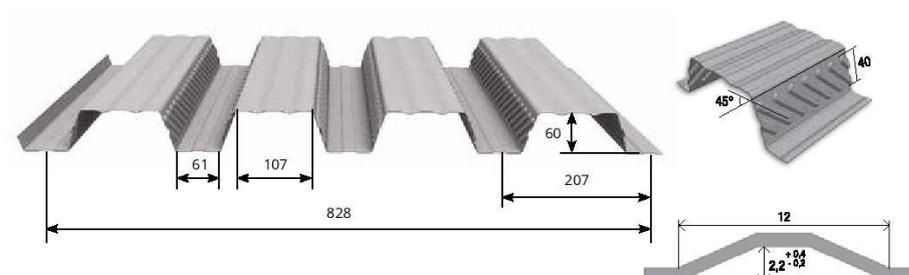
Annexes 3

Fiche technique : Bac acier PCB 60

FICHES TECHNIQUES

PLANCHERS COLLABORANTS

PCB 60



Détail géométrique de la tôle

Détail géométrique de l'embossage

ÉPAISSEUR (mm)	0,75	0,88	1
POIDS (daN/m ²)	8,67	10,18	11,57

Application conseillée

Coffrage et armature de dalles béton

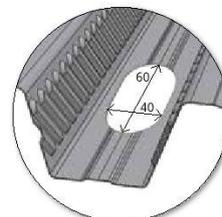
Programme de fabrication

Galva S320 GD + Z275
Polyester 25µ

ÉPAISSEUR
de la tôle 0,75 mm
(autre épaisseur sur demande)



Nous consulter
pour du plancher en couleur.



Le plancher collaborant PCB 60 est disponible en version pré percée (trous oblongs de longueur 60 mm et de largeur 40 mm). Le plan de perçage est à fournir.

Normes

Acier galvanisé NF EN 10346 / NFP 34-310
Acier prélaqué NF EN 10169 / NFP 34-301

Réglementation

DOCUMENT TECHNIQUE D'APPLICATION
DTA 3/15-806

Qualité

MARQUAGE QB
MARQUAGE CE



BACACIER

01/2020

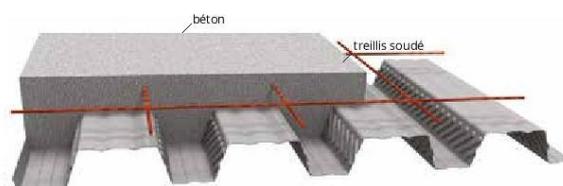
PLANCHER & STRUCTURE

Caractéristiques du profil PCB 60

EPAISSEUR DE LA TÔLE		SECTION	POIDS	MOMENT D'INERTIE EFFICACE	MOMENT RESISTANT	EFFORT TRANCHANT RESISTANT
Galvanisée	Nue	Ap	g0	I _{eff}	M _{trd}	V _{rd}
mm	mm	cm ²	daN/m ²	cm ⁴	daN.m	daN
0,75	0,71	10,61	8,67	42,76	426	1142,7
0,88	0,84	12,55	10,18	51,47	507,5	1553,9
1	0,96	14,35	11,57	59,7	583	1981,5

Consommation de béton pour le PCB 60

Epaisseur de dalle	Litrage nominal	Poids du béton seul
cm	litres/m ²	daN/m ²
11	73	182,5
12	83	207,5
13	93	232,5
14	103	257,5
15	113	282,5
16	123	307,5
17	133	332,5
18	143	357,5
19	153	382,5
20	163	407,5
21	173	432,5
22	183	457,5
23	193	482,5
24	203	507,5



Vue du plancher collaborant avec le béton et son treillis soudé

Poids volumique considéré du béton : 2500 daN/m³
Il faut ajouter le poids de béton dû à la flèche et le poids du profil pour obtenir le poids total du plancher

Collaboration tôle béton

Les coefficients m et k ci-contre servent lors de la vérification de la collaboration tôle-béton. Cette vérification est un des critères de dimensionnement des planchers.

	GLISSEMENT ETAT LIMITE ULTIME	GLISSEMENT ETAT LIMITE DE SERVICE
	N/mm ²	N/mm ²
m	139,73	13,65
k	-0,0322	0,159

Stabilité au feu

La tôle de PCB 60 assure une stabilité au feu de 30 minutes sans armatures complémentaires. Pour des durées allant de 60 à 120 minutes il est nécessaire d'armer la dalle béton en plaçant des barres d'aciers en nervures pour assurer la résistance mécanique.

Isolation thermique

Pour un degré coupe-feu (CF) désiré, une épaisseur minimale de dalle est préconisée afin de respecter le critère de température en face non-exposée.

DEGRÉ COUPE FEU (MIN)	30	60	90	120
EPAISSEUR MINI DE DALLE (CM)	11	12	14	16