

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie civil et D'Hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de MASTER
Spécialité : structure

Etude Comparative entre deux Structures en Charpente
Métallique et en Béton Armé dans une Zone Sismique (Etude
technico-économique)

Réalisé par :

CHAOUI FIRDAWS GUERMAT ZINEB

Soutenu devant le jury :

Dr. **BENZAID Mehdi.**
Dr. **BOUKOUR Salima.**
Dr. **RABEHI Moustafa**
Dr. **ZIANE Sami.**

Président
Examinatrice
Encadreur
Encadreur

Année universitaire 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الْعَزِيزِ

Remerciement

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

Nous remercions notre encadreur monsieur ZIANE SAMI, RABHI MOUSTAFA pour son soutien.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des ingénieurs en génie civil : MERABTANE MAHFOUD, CHAOUI SAID, et L'architecte FACIH IMANE, pour leurs soutiens et leurs aides.

Nous remercions également les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner notre travail et de participer au jury de soutenance de notre mémoire.

Nous tenons également à remercier AUTODESK pour tous ses programmes ROBOT, REVIT, ADVANCE STEEL et AUTOCAD qui nous ont aidés dans la réalisation de notre projet.

Un grand merci à tout notre professeur de la 1^{ère} et 2^{ème} année master et les 3 années licence génie civil

A tous notre amies proches et à toute la promotion 2018 de génie civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

Tout d'abord je remercie mon dieu le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je dédie ce modeste travail:

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mon frère FEHD, et mes cousine DINA ET SOUNDOUS, je vous aime et merci pour votre encouragement.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amies proches : TINA RANIA, ILHAM, AYA, SAdjIDA NASSIF et YANIS et à toute la promotion 2018 de Génie civil

A mon cher binôme ZINEB et sa famille.

A toutes personnes qui m'aider à poursuivre mes études.



CHAOUI FIRDAWS

Dédicace

Enfin voilà ce jour après tant d'années d'études

Je dédie ce mémoire à l'être le plus chère mes parents qui nous a donné volonté, force, patience, courage et qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

A mes très chères sœurs : KHADIDJA, MIMI, ROUKIA, IMANE, AICHA et à leurs enfants ASSIL, HACHEM, ADAM, WIJDAN, et ADYAN, je vous aime.

A mes très chers frères : MOHAMMED, ZAKARIA, LOUAY et DJALALE.

A toute ma famille sans exception.

A ma cher binôme FIRDAWS et sa famille.

A mes amis intimes : MERIEM, et NIHAD.



GUERMAT ZINEB

Résumé

L'étude des structures soumises aux actions sismiques revêt un caractère important dans les pays à forte sismicité comme l'Algérie.

Ce projet consiste à faire une étude comparative d'un même bâtiment RDC+4 en béton armé puis clé comparé avec un bâtiment en construction métallique dans la wilaya Mila dans les côtés techniques et économiques. Cette région est classé en zone sismique II selon le RPA99 version 2003.

Les calculs ont été menés on respecte les différents comptes de calcul et de conception des structures de génie civil comme CBA93, BAEL91, RPA99, VERSION 2003, DTR, EUROCODE3. Le logiciel Robot 2014 a été utilisé également pour modéliser la structure.

Ce travail vise à prouver que les constructions en charpente métallique est meilleure dans le côté technique lors d'un séisme indépendamment de l'aspect financier élevé comparé aux structures en béton armé.

Mots-clés : Séisme, modélisation, Béton armé, Structure Métallique, Devis, Ferrailage.

Abstract

The study of structures subjected to seismic action is of major importance in countries with high seismicity, such as Algeria.

This project involves a comparative study of the technical and economic aspects of the same RDC+4 reinforced concrete building, compared with a steel building in the wilaya of Mila. This region is classified as seismic zone II according to RPA99 version 2003.

The calculations were carried out in compliance with the various calculation and design accounts for civil engineering structures, such as CBA93, BAEL91, RPA99, VERSION 2003, DTR, and EUROCODE3. Robot 2014 software was also used to model the structure.

The aim of this work is to prove that structural steelwork is technically better during an earthquake, regardless of the high cost involved, than reinforced concrete structures.

Keywords: Earthquake, modeling, Reinforced concrete, Steel structure, Specifications, Reinforcement.

ملخص

تعتبر دراسة الهياكل المعرضة للأعمال الزلزالية مهمة في البلدان ذات الزلازل العالية مثل الجزائر. يتكون هذا المشروع من إجراء دراسة مقارنة لنفس المبنى RDC + 4 من الخرسانة المسلحة ثم مفتاح مقارنة بمبنى في البناء المعدني في ولاية ميله من الناحية الفنية والاقتصادية. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها المنطقة الزلزالية II وفقاً لإصدار RPA99 2003. تم إجراء الحسابات مع مراعاة الحسابات المختلفة وحسابات التصميم لهياكل الهندسة المدنية مثل CBA93 و BAEI91 و RPA99 و VERSION 2003 و DTR و EUROCODE3 تم استخدام برنامج Robot 2014 أيضاً لنمذجة الهيكل. يهدف هذا العمل إلى إثبات أن هياكل الهياكل الفولاذية أفضل من الناحية الفنية أثناء الزلزال بغض النظر عن الجانب المالي المرتفع مقارنة بهياكل الخرسانة المسلحة.

الكلمات المفتاحية: الزلزال ، النمذجة ، الخرسانة المسلحة ، الهيكل المعدني ، التقدير ، التعزيز.

SOMMAIRE

CHAPITRE I. LES CONSTRUCTIONS PARASISMIQUE.....	3
I.1 INTRODUCTION	3
I.2 LES CONSTRUCTIONS PARASISMIQUES EN BETON ARME	3
I.2.1 LE MATERIAU BETON ARME.....	3
I.2.1.1 Béton	3
I.2.1.2 Défauts	3
I.2.1.3 Qualités	4
I.2.1.4 Une bonne résistance en compression.	4
I.2.1.5 Armatures.....	4
I.2.1.6 Béton arme.....	4
I.2.1.7 Adhérence béton – armatures	4
I.2.2 OBSERVATIONS POST-SISMIQUES (CE QUE L’ON VEUT EVITER).....	5
I.2.3 QUALITES ET DEFAUTS DU BETON ARME FACE A L’ACTION SISMIQUE	6
I.2.3.1 Défauts à minimiser	6
I.2.3.2 Qualités à optimiser	7
I.2.4 OBJECTIFS D’UTILISATION DU BETON ARME EN ZONE SISMIQUE	8
I.2.5 TYPES DE STRUCTURE EN BETON ARME.....	9
I.2.5.1 Structure en portique (poteau-poutre) :.....	9
I.2.5.2 Structure mixte (portique + voile).....	10
I.2.5.3 Voiles en béton armé	11
I.2.6 PLANCHERS.....	11
I.2.6.1 Conception parasismique.....	11
I.2.6.2 Ancrage périphérique.....	12
I.3 LES CONSTRUCTIONS PARASISMIQUES EN ACIER.....	13
I.3.1 LES CARACTERISTIQUES DU MATERIAU	13
I.3.1.1 Qualités au regard des sollicitations sismiques.....	14
I.3.1.2 Vulnérabilité propre au matériau.....	15
I.3.2 OBSERVATIONS POST-SISMIQUES	15
I.3.3 DOMMAGES AUX ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	16
I.3.4 STRATEGIES POUR LA DUCTILITE DES CHARPENTES METALLIQUES	16
I.3.4.1 Généralités	16
I.3.4.2 Stabilité latérale des barres en I et H	17
I.3.4.3 Comportement des assemblages	18
I.3.5 CLASSIFICATION ET FONCTIONNEMENT DES CHARPENTES METALLIQUES	19
I.3.5.1 Classification.....	19
I.3.5.2 Les portiques	21
I.3.5.3 Les contreventements centrés.....	22
I.3.6 ANCRAGES DANS L'INFRASTRUCTURE	25
I.3.7 EXIGENCES POUR LES DIAPHRAGMES	26
I.3.8 PLANCHERS COLLABORANT	26
I.3.9 LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	27

I.3.9.1	Problématique des remplissages maçonnerie	27
I.3.9.2	Fixation des bardages.....	28
I.3.9.3	Fixation des façades Rideau	28

CHAPITRE II. LECTURE DANS REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN 29

II.1	INTRODUCTION	29
II.1.1	INTRODUCTION.....	29
II.1.2	SEISME DE BOUMER DES EN MAI 2003	30
II.1.3	PRINCIPES DE CONCEPTION	30
II.1.3.1	Forme en plan	30
II.1.3.2	Irrégularité en élévation.....	31
II.1.3.3	Système de contreventement.....	31
II.1.3.4	Joints de dilatation	33
II.1.3.5	Matériaux de construction.....	33
II.1.4	METHODES DE CALCUL.....	34
II.1.5	COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.....	34

CHAPITRE III. L'ECONOMIE DES CONSTRUCTIONS..... 36

III.1	INTRODUCTION	36
III.2	LE COUT D'UN BATIMENT DANS LA DUREE	36
III.3	LE TEMPS D'EXECUTION DES PROJETS	37

PARTIE 2. ETUDE LA STRUCTURE EN BETON ARME

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE..... 38

I.1 INTRODUCTION	38
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	38
I.2.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT A ETUDIER	38
I.2.1.1 En plan	38
I.2.1.2 En élévation.....	38
I.2.2 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DU SOL	40
I.3 REGLES DE CALCUL	40
I.4 METHODOLOGIE DE CALCUL	41

CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS..... 42

II.1 INTRODUCTION	42
II.2 PRE-DIMENSIONNEMENT LES PLANCHERS	42
II.2.1 DALLE EN CORPS CREUX	42
II.2.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher.....	42
II.2.1.2 Démentions Les poutrelles.....	43
II.2.2 PLANCHER EN DALLE PLEINE.....	43
II.2.2.1 Résistance à la flexion	43
II.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	45
II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	45
II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	46
II.6 L'ACROTERE.....	47
II.7 LES VOILES	47
II.7.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES (ART 7.7.1/ RPA 99 VERSION 2003)	47
II.7.2 DISPOSITION DES VOILES.....	48
II.8 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	48
II.9 DESCENTE DE CHARGES.....	49
II.9.1 CALCUL LES CHARGES ET LES SURCHARGES DES POTEAUX	49
II.9.1.1 Poteau le plus sollicitée	50
II.9.1.2 Les charges et surcharges	50
II.9.1.3 Vérification de la section des poteaux	51
II.9.1.4 Vérification à la compression simple On doit vérifier la condition suivante	51
II.9.1.5 Vérification au flambement	52
II.10 CONCLUSION.....	53

CHAPITRE III. FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES..... 55

III.1 ÉTUDE DES L'ACROTERE.....	55
III.1.1 HYPOTHESE DE CALCUL.....	55

III.1.2	EVALUATION DES CHARGES	55
III.1.3	CALCUL DES SOLLICITATIONS	55
III.1.4	CALCUL DE L'EXCENTRICITE	56
III.1.5	CALCUL DE L'ELANCEMENT	56
III.1.6	CALCUL DU FERRAILLAGE	57
III.1.7	SCHEMA DE FERRAILLAGE	58
III.2	ÉTUDE DU PLANCHER	58
III.2.1	TYPE ET POSITION DES POUTRELLES	58
III.2.2	EVALUATION DES CHARGES APPLIQUEES A CHAQUE NERVURE	59
III.2.3	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	59
III.2.4	DETERMINATION DES SOLLICITATIONS	62
III.2.4.1	Plancher terrasse.....	62
III.2.4.2	Plancher étage courant	63
III.2.5	FERRAILLAGE DES POUTRELLES	63
III.2.6	VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT (BAEL 91 A.5.1.1)	64
III.2.7	VERIFICATION DE LA FLECHE (BAEL B.6.5.1)	66
III.2.8	FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION (BAEL B.6.8, 423) :	67
III.2.9	SCHEMA DU FERRAILLAGE	69
III.3	ÉTUDE DES DALLES PLEINES	69
III.3.1	TYPE 01	69
III.3.1.1	Evaluation des charges	69
III.3.1.2	Calcul des moments.....	69
III.3.1.3	Vérification des diamètres des barres.....	71
III.3.1.4	Vérification de l'effort tranchant.....	71
III.3.1.5	Vérification à L'ELS	71
III.3.1.6	Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1).....	71
III.3.2	TYPE 02	72
III.3.2.1	Evaluation des charges	72
III.3.2.2	Vérification de l'effort tranchant.....	73
III.3.2.3	Vérification à L'ELS	73
III.3.2.4	Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1).....	73
III.3.3	TYPE 03	73
III.3.3.1	Evaluation des charges	74
III.3.3.2	<i>Combinaison des charges</i>	74
III.3.3.3	Calcul du ferrailage	74
III.3.3.4	Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91].....	75
III.3.3.5	Le ferrailage à ELS.....	75
III.3.3.6	La vérification de la flèche	75
III.3.4	TYPE 04	75
III.3.4.1	Evaluation des charges	75
III.3.4.2	Calcul du ferrailage	76
III.3.4.3	Armature de répartition	76
III.3.4.4	Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91].....	76
III.3.4.5	Vérification à ELS :	76
III.3.4.6	La vérification de la flèche	77

III.4 LES ESCALIERS	78
III.4.1 EVALUATION DES CHARGES.....	78
III.4.2 CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	78
III.4.3 CALCUL DE FERRAILLAGE	79
III.4.3.1 En appuis	79
III.4.3.2 Sur travée.....	79
III.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant.....	79
III.4.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS.....	79
III.4.3.5 Vérification de la flèche (BAEL 91Article B.6.5.1).....	80
III.4.4 SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	80
III.4.5 LA POUTRE PALIERE.....	81
III.4.5.1 Evaluation des charges	81
III.4.5.2 Ferrailage de la poutre palier à la flexion simple	81
III.4.5.3 Vérifications	82
III.4.6 SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	82

CHAPITRE IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE DU BATIMENT..... **83**

IV.1 INTRODUCTION.....	83
IV.2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	83
IV.2.1 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	83
<i>Principe de la méthode</i>	83
IV.2.2 METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE.....	84
IV.2.3 METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMME.....	84
IV.2.4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : ... RPA99V2003 (ARTICLE 4.1.1).....	84
IV.3 CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES SELON LA METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE.....	88
IV.3.1 HYPOTHESES A RESPECTER	88
IV.3.2 SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL.....	88
IV.3.3 LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE	89
IV.3.4 NOMBRE DE MODES A CONSIDERER	90
IV.4 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	90
IV.5 MODELISATION DE LA STRUCTURE	93
IV.5.1 DESCRIPTION GENERALE DU LOGICIEL UTILISE	94
IV.5.2 ETAPES DE MODELISATION	94
IV.5.3 ANALYSE DE LA STRUCTURE.....	95
IV.5.3.1 Analyse de la structure en portique (non contreventée)	95
IV.5.4 ANALYSE DE LA STRUCTURE EN PORTIQUE (CONTREVENTEE)	97
IV.5.4.1 Positionnement des voiles	97
IV.5.4.2 Résultat de l'analyse de la structure en portique (contreventée).....	97
IV.6 VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES	99
IV.6.1 PERIODE FONDAMENTALE THEORIQUE	99
IV.6.2 RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES.....	99
IV.6.3 VERIFICATIONS DES SOLLICITATIONS NORMALES	99

IV.6.4	JUSTIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT	100
IV.6.4.1	Sens longitudinal (Sens-X) :	101
IV.6.4.2	Sens transversal (Sens-Y) :	101
IV.6.5	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER- ETAGES	102
IV.6.5.1	Sens longitudinal (Sens-X).....	102
IV.6.5.2	Sens transversal (Sens-Y).....	102
IV.6.6	JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET $P - \Delta$	103
IV.6.6.1	Sens longitudinal (Sens-X).....	103
IV.6.6.2	Sens transversal (Sens-Y).....	104
IV.6.7	JUSTIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT (DETERMINATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R)	104
IV.7	CONCLUSION	106

CHAPITRE V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX..... 107

V.1	INTRODUCTION	107
V.2	FERRAILLAGE DES POTEAUX	107
V.2.1	RECOMMANDATIONS DE RPA (ARTICLE 7.4.2.1)	107
V.2.2	LES ARMATURES TRANSVERSALES.....	108
V.2.3	LES SOLLICITATIONS.....	110
V.2.4	LE FERRAILLAGE.....	110
V.2.4.1	Armatures longitudinales.....	110
V.2.4.2	Armatures transversales.....	111
V.2.5	VERIFICATIONS.....	112
V.2.5.1	Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme.....	112
V.2.5.2	Vérification des contraintes.....	113
V.2.5.3	Disposition constructive des poteaux.....	114
	Schéma de ferrailage des poteaux.....	115
V.2.6	FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	115
V.3	FERRAILLAGE DES POUTRES.....	116
V.3.1	LES SOLLICITATIONS DANS LES POUTRES.....	116
V.3.2	FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES :	117
V.3.2.1	En travée:.....	117
V.3.3	LE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE.....	120
V.4	VERIFICATION DES ZONES NODALES :	123
V.4.1	DETERMINATION DES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POUTRES.....	124
V.4.2	SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES.....	124
V.4.2.1	Les poutres principales.....	124
V.4.2.2	Les poutres secondaires.....	125
V.5	ETUDE DES VOILES	126
V.5.1	DISPOSITION DES VOILES.....	126
V.5.2	SOLLICITATIONS DANS LES VOILES.....	126
V.5.3	FERRAILLAGE DES VOILES.....	127
V.5.4	EXEMPLE DE CALCUL.....	128
V.5.5	EXEMPLES DE FERRAILLAGES DES VOILES.....	132

V.6 CONCLUSION.....	133
----------------------------	------------

CHAPITRE VI. CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE 134

VI.1 INTRODUCTION.....	134
VI.2 TYPES DE FONDATIONS	134
VI.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS.....	135
VI.4 VERIFICATION LA SECTION DES SEMELLES	135
VI.4.1 A L'ELS.....	135
VI.4.2 VERIFICATION DU CHEVAUCHEMENT	136
VI.4.3 VERIFICATION DE LA SEMELLE ISOLEE	136
VI.4.3.1 Cas statique A l'ELU	137
VI.4.3.2 Cas statique A l'ELS	137
VI.4.3.3 Cas Dynamique A l'ELA	137
VI.4.4 VERIFICATION DE LA SEMELLE FILANTE	137
VI.5 CALCUL DE LA SEMELLE FILANTE CROISEE	139
VI.5.1 LE PRE-DIMENSIONNEMENT	140
VI.5.2 LA POUTRE DE REDRESSEMENT	141
VI.5.3 CALCUL DE FERRAILLAGE :.....	142
VI.5.4 SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	151
VI.6 L'ETUDE DES LONGRINES.....	151
VI.6.1 PRE-DIMENSIONNEMENT.....	151
VI.6.2 FERRAILLAGE DE LA LONGRINE.....	152
VI.6.3 SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	153
VI.7 ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	153
VI.7.1 DEFINITION	153
VI.7.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	154
VI.7.3 DETERMINATION DES CONTRAINTES	154
VI.7.4 FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	155
VI.7.5 SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	157
VI.8 LA DALLE FLOTTANTE	157
VI.8.1 DEFINITION	157
VI.8.2 LES CONDITIONS AUXQUELLES DOIVENT SATISFAIRE LES DALLES FLOTTANTES	158
VI.8.3 LES ARMATURES	158

PARTIE 3. ETUDE DE BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE..... 159

I.1	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	159
I.2	REGLES DE CALCUL DES CONSTRUCTIONS METALLIQUES	159
I.3	CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX UTILISEES	160
I.3.1	ACIERS POUR LES ELEMENTS DE LA CHARPENTE METALLIQUE.....	160
I.3.2	BAC D'ACIER	160
I.3.3	PROPRIETES DES ACIERS LAMINES	160
I.4	CONCEPTION DE L'OUVRAGE.....	161
I.4.1	CONCEPTION STRUCTURELLE.....	161
I.4.1.1	Contreventement	161
I.4.1.2	Les planchers	161
I.4.2	ASSEMBLAGES.....	161
I.4.3	FONDATIONS	162
I.4.4	ESCALIERS.....	162

CHAPITRE II. ETUDE CLIMATIQUE..... 163

II.1	EFFET DE LA NEIGE	163
II.1.1	CALCUL DES CHARGES DE LA NEIGE	163
II.2	EFFET DE VENT	164
II.2.1	PRINCIPES DU DTR RNV (VERSION 2013)	164
II.2.2	DONNEES RELATIVES AU SITE.....	164
II.2.2.1	Coefficient d'exposition au vent (C_e).....	165
II.2.2.2	Coefficient de topographie $C_t(z)$	166
II.2.2.3	Coefficient de rugosité $C_r(z)$	166
II.2.2.4	Intensité de la turbulence	166
II.2.2.5	La pression dynamique de pointe q_p	166
II.2.3	CALCUL DE LA PRESSION DUE AU VENT	167
II.2.3.1	Détermination de la pression aérodynamique :.....	167
II.2.3.2	Détermination de coefficient de pression	167
II.2.4	CALCUL DES FORCES DE FROTTEMENT	172

CHAPITRE III. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES173

III.1	INTRODUCTION.....	173
III.2	VALEURS LIMITES DES FLECHES	173
III.3	LES CONDITIONS DE VERIFICATIONS.....	174
III.4	PRE DIMENSIONNEMENT	174
III.4.1	LES SOLIVES	174
III.4.1.1	Pré dimensionnement des solives plancher terrasse.....	174

III.4.1.2	Pré dimensionnement des solives plancher étage courant.....	175
III.4.2	PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	176
III.4.2.1	Poutre principale (plancher étage courant).....	176
III.4.2.2	Poutre secondaire (plancher étage courant).....	176
III.4.3	PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SELON L'EUROCODE3	177
III.4.3.1	Calcul du moment sollicitant.....	178
III.4.3.2	Principe de calcul	178
III.5	ETUDE DES ESCALIERS EN CHARPENTE METALLIQUE	179
III.5.1	DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	179
III.5.1.1	Conception d'une marche.....	179
III.5.1.2	Détermination de la section de cornière	180
III.5.2	DIMENSIONNEMENT DE LIMON	180
III.6	ETUDE DE LA POUTRE PALIERE DES LIMONS	181
III.7	ETUDE DU PLANCHER	181
III.7.1	VERIFICATION DE LA TOLE PROFILEE	182
III.8	PLANCHER MIXTE	182
III.8.1	INERTIE DE MONTAGE POUTRE/DALLE	182
III.9	ETUDE DES CONNECTEURS	187
III.10	ÉTUDE DE FERRAILLAGE DE LA DALLE	188

CHAPITRE IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE..... 189

IV.1	INTRODUCTION	189
FIGURE IV.1.	VUE EN PLAN DE LA STRUCTURE	189
IV.2	ANALYSE DE LA STRUCTURE	189
IV.2.1	LE PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE	189
IV.2.2	PERIODE FONDAMENTALE THEORIQUE	192
IV.2.3	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER- ETAGES	192
IV.2.3.1	Sens longitudinal (Sens-X).....	193
IV.2.3.2	Sens transversal (Sens-Y).....	193
IV.2.4	JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET $P - \Delta$:	194
IV.2.4.1	Sens longitudinal (Sens-X).....	194
IV.2.4.2	Sens transversal (Sens-Y).....	194

CHAPITRE V. LES ASSEMBLAGES..... 196

V.1	INTRODUCTION	196
V.2	ROLE DES ASSEMBLAGES	196
V.3	FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES	197
V.4	PRECAUTION CONSTRUCTIVE	197
V.5	HYPOTHESE DE CALCUL	197
V.6	POSITIONNEMENT DES TROUS POUR LES BOULONS	198
V.7	CALCUL DES ASSEMBLAGES	199
V.7.1	ASSEMBLAGE POTEAUHEB 340-POUTRE PRINCIPALE IPE400	199

V.7.1.1	Efforts sollicitant	199
V.7.1.2	Soudure de la platine	199
V.7.1.3	Dispositions constructives	200
V.7.1.4	Calcul des boulons sollicités en traction.....	201
V.7.1.5	Vérification de la pression diamétrale	201
V.7.2	ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE IPE400-SOLIVE IPE200.....	201
V.7.2.1	Choix du la platine.....	202
V.7.2.2	Calcul des boulons sollicités en traction.....	202
V.7.2.3	Vérification de la pression diamétrale	203

CHAPITRE VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 212

VI.1	INTRODUCTION.....	212
VI.2	CALCUL DES TIGES D'ANCRAGE	212
VI.2.1	LA PLATINE D'EXTREMITE	212
VI.2.2	LES TIGES D'ANCRAGE	212
VI.2.3	LA BECHE	213
VI.2.4	LA CONTRE PLATINE.....	213
VI.2.5	LE CALCUL DES TIGES D'ANCRAGE	213
VI.3	LES FAUX-PUITS.....	222
VI.3.1	PRE-DIMENSIONNEMENT	222
VI.3.2	CALCULE DU FERRAILLAGE	222
VI.3.2.1	Pré dimensionnement	222
VI.3.2.2	Calcul la hauteur de la semelle :	223
VI.3.2.3	Vérification de la stabilité	224
VI.3.2.4	Calcul du ferrailage	224
VI.4	CALCUL DES LONGRINES.....	224
VI.4.1	DIMENSIONNEMENT DES LONGRINES	225
VI.4.2	CALCUL DU FERRAILLAGE	225
VI.4.3	VERIFICATION DE CONDITION DE NON FRAGILITE	225

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

CHAPITRE I. LES CRITERES TECHNIQUE	227
I.1 INTRODUCTION	227
I.2 RESISTANCE.....	227
I.2.1 LA PERIODE FONDAMENTALE D'OSCILLATIONS.....	227
➤ CONCLUSION	228
I.2.2 DEPLACEMENTS	228
➤ CONCLUSION	230
CHAPITRE II. L'ECONOMIE	231
II.1 LE POIDS TOTAL.....	231
LE POIDS DES DEUX STRUCTURES EST DONNE PAR LE LOGICIEL ROBOT 2018 :	231
II.2 POIDS DE CHAQUE STRUCTURE	232
II.2.1 STRUCTURE EN BETON ARME	232
II.2.2 STRUCTURE METALLIQUE.....	233
➤ CONCLUSION	233
II.3 EVALUATION DU COUT	233
➤ CONCLUSION.....	234
II.4 LA DUREE DE REALISATION	235
II.4.1 LA DUREE DE REALISATION DES CONSTRUCTIONS METALLIQUES	235
II.4.2 LA DUREE DE REALISATION DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME.....	235
II.5 LES AUTRES CRITERES	236
II.5.1 RESISTANCE AU FEU	236
II.5.2 ASPECT ENVIRONNEMENTAL	236
II.6 CONCLUSION	236
CONCLUSION GENERALE	236

LISTE DES FIGURES

Partie 1. PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 Déchets divers: manque de matière	5
Figure I.2 Reprise de bétonnage: zone de et d'enrobage.	6
Figure I.3 Effondrement total d'une structure à ossature de béton armé manquant ductilité (Séisme de de boumerdas 2003)	6
Figure I.4 Désagrégation complète de bétons de mauvaise qualité (Séisme de Bhuj, Inde, 2001)	6
Figure I.5 Rupture fragile d'un pied de poteau	7
Figure I.6 Rotule plastique en pied de poteau	7
Figure I.7 Poteau d'angle (Séisme de boumerdes)	9
Figure I.8 Éclatement de zones critiques, extrémités des poteaux et poutres	10
Figure I.9 Comportement de deux immeubles voisins face aux secousses sismique	10
Figure I.10 Effet de diaphragme : transmission des charges horizontales sur les éléments verticaux de contreventement.	11
Figure I.11 Ruine de planchers par perte d'appui (séisme de Spitak, Arménie 1988)	12
Figure I.12 Ancrage dans le chaînage des poutrelles en béton armé (fig. a) et des poutrelles à âme en treillis (au moyen d'un raidisseur en treillis ajouté, fig. b)	13
Figure I.13 Dans le sens non porteur, seule la table de compression est ancrée, au moyen de « chapeaux » (fig. a) ou d'un treillis soudé (fig. b).....	13
Figure I.14 Test Poteau faible – poutre forte	14
Figure I.15 A gauche : cloquage d'un pied de poteau tubulaire (Séisme de Kobé, 1995). A droite : plastification d'un pied de poteau de section en I (Séisme d'Anchorage, 1960)	15
Figure I.16 Destruction de parois en maçonnerie armé. Séisme d'Anchorage (1964)	6
Figure I.17 Flambement inapproprié d'un poteau d'acier enrobé de BA (Séisme d'Anchorage	17
Figure I.18 Exemple de raidissage par entretoises des zones les plus sollicitées.....	17

Figure I.19 Assemblage articulé usuelle poteau –poutre	18
Figure I.20 Désagrégation complète de bétons de mauvaise qualité (Séisme de Bhuj, Inde, 2001)	18
Figure I.21 Assemblage boulonné solive-poutre	19
Figure I.22 Déformation caractéristique des structures en portiques ..	20
Figure I.23 Exemple de contreventements centrés	20
Figure I.24 Exemples de contreventements excentrés créant des tronçons courts (surlignés)	21
Figure I.25 Les poteaux et nœuds d’ossature, sont produits en usine	22
Figure I.26 Exemple de La rupture de contreventement.....	23
Figure I.27 Ossatures en portique, combinées avec des entretoises centrées	24
Figure I.28 Plastification d’une barre de contreventement en V suite à un séisme ...	24
Figure I.29 Les palées de stabilité excentrées.....	25
Figure I.30 Plastification des tiges filetées (Séisme du Chili, 1960).....	30
Figure I.31 Dommages sur le massif de béton.....	26
Figure I.32 Plancher collaborant.....	26
Figure I.33 A gauche : Armature des maçonneries de remplissage.A droite Remplissage en maçonnerie des structures métalliques	27
Figure I.34 A gauche (séisme de Tokyo, 1923), dommages aux maçonneries extérieures. A droite (séisme d’Anchorage, 1964), dommages aux maçonneries intérieures.....	27
Figure I.35 (Séisme de Coalinga, 1983) chute des bardages mal fixés	28
Figure I.36 La façade rideau rigide en béton armé n’a pas supporté les déformations de la structure d’acier. (Séisme d’Anchorage 1964).....	28
Figure II.1 Limite des décrochements en plan.....	30
Figure II.2 Limite des décrochements en élévation	30
Figure II.3 Effondrement de structure suite à une erreur de conception (séisme de boumerdès).....	31
Figure II.4 Effondrement de bâtiment par manque de contreventement longitudinal (séisme de boumerdès).....	31
Figure II.5 Fissuration des noeuds suite à l’absence du ferrailage transversal dans les noeuds(séisme de boumerdès).	32
Figure II.6 Vue en plan et coupe transversal de l'escalier RDC	23
Figure II.7 Vue en plan et coupe transversal de l'escalier Etage courant	24

Figure II.8 Vue en plan et coupe transversal de l'escalier Etage courant	24
Figure II.9 Schéma statique de la volée de l'étage courante.....	25
Figure II.10 Coupe transversal de l'acrotère	26

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Figure I.1 Vue de la façade principale du bâtiment	39
Figure I.2 Vue en plan RDC du bâtiment	39
Figure I.3 Plan d'étage courant.....	40
Figure II.1 Structure d'un plancher en corps creux	44
Figure II.2 schéma d'une section en T.....	44
Figure II.3 Schéma d'escalier	47
Figure II.4 Coupe de voile en plan.....	48
Figure III.1 Section de Calcul d acrotère.....	58
Figure III.2 Schéma de ferrailage de l'acrotère	59
Figure III.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère	60
Figure III.4 . Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	69
Figure III.5 . Schéma du ferrailage	70
Figure III.6 Type 1 de la dalle pleine.....	71
Figure III.7 Type 2 de la dalle pleine	73
Figure III.8 Type 3 de la dalle pleine.....	75
Figure III.9 Type 4 de la dalle pleine.....	77
Figure III.10 Schéma de ferrailage de l'escalier.....	81
Figure III.11 Schéma de ferrailage de la poutre palière	83
Figure IV.1 Carte de zonage sismique du territoire national algérien	87
Figure IV.2 Dimensions des décrochements de notre bâtiment	124
Figure IV.3 Limite des décrochements en élévation d'après RPA 99 V 2003	83
Figure IV.4 Spectre de réponse de calcul	90
Figure IV.5 La relation entre les périodes empirique et analytique.....	93
Figure IV.6 Vue en plan et en 3D de la structure en portique (non contreventée)	96
Figure IV.7 Les trois modes propres de vibration de la structure en portique.....	97
Figure IV.8 Dispositions des voiles	98
Figure IV.9 Les trois modes propres de vibration de la structure en structure mixte..	99
Figure IV.10 Distribution de l'effort tranchant.....	106

Figure IV.11 Distribution de l'effort normal	107
Figure V.1 La zone nodale	109
Figure V.2 Section d'un poteau	114
Figure V.3 Longueur de recouvrement Poteaux	116
Figure V.5 Schéma de ferrailage des poteaux	117
Figure V.6. Diagramme des moments (poutres principales).	117
Figure V.7 Diagramme des moments (poutres secondaire).....	118
Figure V.8 Schéma de la Zone nodale	126
Figure V.9 Schéma de ferrailage des poutres principales.....	127
Figure V.10 Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	128
Figure V.11 Disposition des voiles.....	129
Figure V.12 Voile V_{y1} , V_{y2}	135
Figure V.13 Voile V_{x1} , V_{x2}	135
Figure VI.1 Schéma statique des semelles.....	141
Figure VI.2 Chargement de la semelle filante	142
Figure VI.3 Schéma de ferrailage de semelle filante.....	145
Figure VI.4 la distribution des charges ponctuelle sur la poutre	146
Figure VI.5 Les sollicitations à ELU obtenus par le programme de ROBOT.....	146
Figure VI.6 Diagramme des efforts tranchants à ELU obtenus par le programme de ROBOT	147
Figure VI.7 Coupe de la semelle filante.	147
Figure VI.8 Les sollicitations à ELS obtenus par programme de ROBOT.	150
Figure VI.9 Les sollicitations à ELS obtenus par programme de ROBOT	150
Figure VI.10 Diagramme du moment à ELS obtenu par programme de ROBOT	151
Figure VI.11 La semelle filante	152
Figure VI.12 Schéma de ferrailage de fondation.....	153
Figure VI.13 Schéma de ferrailage de La longrine.....	155
Figure VI.14 Répartition des contraintes ELU	157
Figure VI.15 Répartition des contraintes ELS.....	157
Figure VI.15 Ferrailage du voile périphérique	159

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Figure I.1 Vue en 3D de projet	161
Figure II.1 Les directions de vent	166
Figure II.2 Légende pour les parois verticales.....	169
Figure II.3 Légende pour les toitures	170
Figure II.4 Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I (V1)..	172
Figure II.5 Légende pour les parois verticales.....	172
Figure II.6 Légende pour les toitures	173
Figure II.7 Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I (V1)..	172
Figure III.1 Le poteau le plus sollicité.....	179
Figure III.2 Schéma statique d'escalier	181
Figure III.3 Disposition des cornières.....	181
Figure III.4. Schéma statique de limon.....	182
Figure III.5. Eléments constructifs du plancher mixte.....	183
Figure III.6 Profile HI BOND 55.750.....	184
Figure III.7 Plancher Mixte	185
Figure III.8 Goujon à tête soudée avec dalle mixte	188
Figure III.9 Les connecteurs utilisés.....	188
Figure IV.1 Vue en plan de la structure.....	190
Figure IV.2 Mode 01 : Translation	193
Figure IV.3 Mode 02 : Translation	193
Figure IV.4 Mode 03 : Torsion.....	193
Figure V.1 Assemblage poteau-poutre	200
Figure V.6. Assemblage poutre principale-solive.....	203
Figure V.7 Diagramme des moments (poutres secondaire).....	118
Figure VI.1 Les tiges d'encrage.....	214
Figure VI.2 Schéma de Coffrage et ferrailage des fondations.....	227

Partie 4. ETUDE COMPARATIVE

Figure I.1 Comparaison entre les périodes fondamentale des deux structures	230
Figure I.2 Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens y-y).....	231
Figure I.3 Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens x-x).....	231
Figure II.1 Le poids total des éléments structuraux des deux structures	231
Figure II.2 Pourcentage du poids de l'ossature et des planchers de la structure béton armé.....	234
Figure II.3 Pourcentage du poids de l'ossature et des planchers de la structure métallique	235

Liste des Tableaux

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau II.1 Séismes et dégâts.....	28
Tableau II.2 Caractéristiques des granulats	33
Tableau II.3 Coefficients de comportement donné par RPA.....	34

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Tableau I.1 Caractéristiques mécaniques du béton.....	41
Tableau I.2 Caractéristiques mécaniques des aciers	41
Tableau I.3 Caractéristiques mécaniques du sol	42
Tableau II.1 Pré-dimensionnement de quatre types de dalle pleine	45
Tableau II.2 Les dimensions des poutres	46
Tableau II.3 Les dimensions des escaliers	46
Tableau II.4 Evaluation des charges et sur charges	50
Tableau II.5 dégression des charges	50
Tableau II.6 Vérification de flambement de poteau	53
Tableau II.7 Récapitulatif des résultats de pré-dimensionnement	55
Tableau III.1 Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS	56
Tableau III.2 Les Résultats de de l'élancement	57
Tableau III.3 Récapitulatif des résultats de ferrailage	58
Tableau III.4 Récapitulatif des résultats de ferrailage de l'acrotère	59
Tableau III.5 Les combinaisons d'action à chaque nervure	60
Tableau III.6 Les combinaisons d'action de plancher la terrasse	64
Tableau III.7 Les combinaisons d'action de l'étage courant	64
Tableau III.8 Les combinaisons d'action de Plancher terrasse.....	65
Tableau III.9 Les combinaisons d'action de plancher étage courant.....	65
Tableau III.10 Vérification de l'effort tranchant	67
Tableau III.11 Vérification des contraintes à l'ELS	68
Tableau III.12 Vérification des contraintes à l'ELS	68
Tableau III.13 Vérification des contraintes à l'ELS	78
Tableau III.14 La sollicitation pour ferrailer les dalle (type 1)	72
Tableau III.15 Récapitulatif des résultats de ferrailage.	72
Tableau III.16 Récapitulatif des résultats à ELS	73

Tableau III.17 Les sollicitations pour ferrailer la dalle (type2)	74
Tableau III.19 Récapitulatif des résultats à ELS	74
Tableau III.20 Récapitulatif des résultats de la dalle pleine (Type 3)	75
Tableau III.21 Récapitulatif des résultats de ferrailage (Type 3)	76
Tableau III.22 Les Résultats de ferrailage de balcon (type 3) à l'ELS.....	76
Tableau III.23 Récapitulatif des résultats de la dalle pleine (Type 4)	77
Tableau III.24 Les Résultats de ferrailage de balcon (Type 4)	77
Tableau III.25 Evaluation des charges d'escalier	79
Tableau III.26 Récapitulatif des sollicitations	79
Tableau III.27 Récapitulatif des sollicitations	79
Tableau III.28 Récapitulatif des résultats de ferrailage de l'escalier(appuis).....	80
Tableau III.29 Récapitulatif des résultats de ferrailage de l'escalier (travée)	80
Tableau III.30 Récapitulatif des résultats à ELS	80
Tableau III.31 Vérification des contraintes à l'ELS	80
Tableau III.32 Vérification de la flèche	81
Tableau III.33 Evaluation des charges de la poutre palière	82
Tableau III.34 Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée.....	82
Tableau III.35 Récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis	82
Tableau III.36 Vérification a l'ELS de la poutre palière	83
Tableau III.37 Vérification des contraintes à l'ELS	80
Tableau IV.1 Valeurs des facteurs de qualité	92
Tableau IV.2 valeurs du coefficient de pondération β	93
Tableau IV.3 La force sismique totale	94
Tableau IV.4 Période et pourcentage des masses modales effectives (structure en portique).....	94
Tableau IV.5 Période et pourcentage des masses modales effectives (structure contreventé).....	99
Tableau IV.6 Vérification des forces sismiques	100
Tableau IV.7 Vérifications des Sollicitations normales	101
Tableau IV.8 Vérification au renversement (sens X)	102
Tableau IV.9 Vérification au renversement (sens X)	102
Tableau IV.10 Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens X)	103
Tableau IV.11. Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-Y).....	104
Tableau IV.12. Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens X).....	105

Tableau IV.13 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y).....	105
Tableau IV.14. Voiles de contreventement.....	106
Tableau IV.15 Justification des Poteaux.....	106
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux ...	109
Tableau V.2 Les Sollicitations des poteaux suivants le ROBOT	111
Tableau V.3 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	112
Tableau V.4 Les armatures transversales dans les poteaux	113
Tableau V.5 Vérification du flambement pour les poteaux.....	114
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.	115
Tableau V.7 Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	116
Tableau V.8 Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS. ..	121
Tableau V.9 Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS....	121
Tableau V.10 Vérification des contraintes à ELS.....	122
Tableau V.11 La vérification de la flèche.....	122
Tableau V.12 Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU	122
Tableau V.13 Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaires à ELS	124
Tableau V.14 Les Résultats du ferrailage en appui des poutres secondaires à ELS.	124
Tableau V.15 Vérification des contraintes à ELS.....	124
Tableau V.16 La vérification de la flèche.....	125
Tableau V.17 V Moments résistants dans les poteaux.. ..	126
Tableau V.18 Moments résistants dans les poutres	126
Tableau V.19 Vérification des zones nodales.....	127
Tableau V.20 Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC+1er étage)	129
Tableau V.21 Sollicitations de calcul dans les voiles (2eme+3eme et 4eme étage)..	129
Tableau V.22 Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC)'	132
Tableau V.22 Sollicitations de calcul dans les voiles (2eme+3eme étage).	134
Tableau VI.1 Dimensionnement des semelles sous poteaux	140
Tableau VI.2 Dimensionnement des semelles sous voiles	140
Tableau VI.3 Les sollicitations	141
Tableau VI.4 Sollicitations du calcul de voile périphérique.....	157
Tableau VI.5 Armatures principales de voile périphérique	157
Tableau VI.6 Section des armatures du voile périphérique	158
Tableau VI.7. Vérification de la contrainte dans le béton	159
Tableau VI.8 Vérification de la contrainte dans l'acier	159

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Tableau II.1 Valeurs de la pression dynamique de référence	167
Tableau II.2 Définition des catégories de terrain.....	167
Tableau II.3 la pression dynamique	168
Tableau II.4 Détermination de Cpe.....	170
Tableau II.5 Détermination de Cpe de paroi verticale.....	170
Tableau II.6 Calcule de Coefficient de pression interne Cpi.....	171
Tableau II.7 Détermination de Cpe de paroi verticale.....	173
Tableau II.8 Détermination de Cpe de paroi verticale.....	173
Tableau II.9 Calcule de Coefficient de pression interne Cpi.....	173
Tableau III.1 valeurs limites recommandées des flèches verticales	175
Tableau III.2 Pré dimensionnement des solives plancher terrasse	177
Tableau III.3 Pré dimensionnement des solives	177
Tableau III.4 Pré dimensionnement des poutres principale (plancher étage courant)	178
Tableau III.5 Les combinaisons d'action à chaque nervure	178
Tableau III.6 Evaluation des charges revenant aux poteaux.....	179
Tableau III.7 Pré dimensionnement des supports de marches.....	182
Tableau III.8 Pré dimensionnement de limon.....	182
Tableau III.9 Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R ».	183
Tableau III.10 Vérification à l'état limite ultime.....	184
Tableau III.11 Position de l'axe neutre.....	185
Tableau III.12 Calcul les sollicitations de planchers mixte	185
Tableau III.13 Vérification du moment de résistance plastique	186
Tableau III.14 Vérification de moment d'inertie.....	186
Tableau III.15 Calcul le moment ultime.....	186
Tableau III.16 Calcul des contraintes de flexion Dans la poutre d'acier	186
Tableau III.17 Calcul des contraintes de flexion Dans la poutre d'acier	186
Tableau III.18 Vérification de la flèche des plancher mixte de terrasse.....	187
Tableau III.23 Vérification des connecteurs utilisés	188
Tableau III.24 Vérification des connecteurs utilisés.....	189
Tableau IV.1 Détermination de la force sismique	191

Tableau IV.2 Le période fondamentale de la structure	192
Tableau IV.3 Vérification des forces sismiques	193
Tableau IV.4 Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-X).....	194
Tableau IV.5 Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-Y).....	194
Tableau IV.6 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens X)	195
Tableau IV.7 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y).....	196
Tableau IV.8 Vérification au renversement (sens X)	102
Tableau V.1 Catégories d'assemblages boulonnés	199

Partie 4. ETUDE COMPARATIVE

Tableau I.1 La période fondamentale de la structure en béton armé.....	229
Tableau I.2 La période fondamentale de la structure métallique.....	229
Tableau I.3 Rapport des périodes fondamentales dans différents modes	230
Tableau I.4 Déplacement inter étage des deux structures.....	231
Tableau II.1 D Le poids total des éléments structuraux des deux structures	233
Tableau II.2 Devis quantitatif et estimatif des éléments de la structure en béton armé	234
Tableau II.3 Devis quantitatif et estimatif des éléments de la structure métallique...	234
Tableau II.4 Comparaison du montant total des deux structures.....	235
Tableau II.5 Les avantages et les inconvénients.....	236

SYMBOLES ET NOTATIONS (Partie 2)

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

G : Charges permanentes.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E v_j pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

F : Force ou action en général.

I: Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

M_t: Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d: Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j: Moment correspondant à j.

M_g: Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus

comprimée. d :Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_{ij} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf_{tadm} : la flèche admissible.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge« j » jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge« j » jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28$ jours.

g : Densité des charges permanentes.

h : Hauteur totale d'une section.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

X : Coordonnée en général, abscisse en particulier. : Contrainte de compression du béton.

B_r : Section réduite.

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m^2).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F : Coefficient de sécurité = 1.5.

H_t : Hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

l' : Longueur fictive.

L'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

n: Nombre de marches sur la volée.

R : Coefficient de comportement global.

T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: Poids propre de la structure.

W_{qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (KN/m^3).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité. : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

SYMBOLES ET NOTATIONS (Partie 3)

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige. W : Surcharge climatique du vent.

E : Action sismique.

b : la longueur de la semelle.

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t : Epaisseur d'une semelle de profile. t : Epaisseur de l'âme de profile.

A : Aire brute d'une pièce. Anet : Aire nette d'une pièce. A w : Aire de l'âme.

Av : Aire de cisaillement.

E : Module d'élasticité longitudinale. F : Force en générale.

I: Moment d'inertie.

K₀ : Coefficient de flambement. K t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M Sd : Moment fléchissant sollicitant.

M Rd : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M Pl : Moment plastique.

M b,Rd : Moment de la résistance au déversement .

Npl, Rd : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

Nb,Rd : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

NSd : Effort normal sollicitant.

N tsd : Effort normale de traction. Ncsd : Effort normal de compression.

Nc,Rd : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Vsd : Valeur de calcul de l'effort tranchant. Wpl : Module de résistance plastique.

Wel : Module de résistance élastique. W : Poids de la structure.

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité. λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

cr : Critique. adm : admissible eff : efficace.

fr : Frottement.

M : Moyenne.

. max : Maximum.

min : Minimum.

x : Sens x.

y : Sens y.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La construction est l'une des principales bases de développements d'un pays et des civilisations à partir de cette base l'homme fait toujours pour développer les outils et les possibilités pour construire des ouvrages pour résister lors d'un séisme et d'autres désastres naturels à moindre coût économique.

Avant tout les projets n'oublient pas des règles et des principes bases en suite :

- La destination et l'usage de projet.
- La sécurité, la résistance de l'ouvrage.
- L'économe.

L'étude des structures soumises aux actions sismiques revêt un caractère important dans les pays à forte sismicité. Les récentes secousses survenues en Algérie (Chlef 10/10/1980, Constantine 27/10/1985, Chenoua 29/10/1989, Boumerdès 21/05/2003) nous a causé des pertes de vies et bien humains.

L'Algérie, pays situé au nord du Maghreb, est classé zones jaune et rouge soit, une sismicité modérée à forte suivant le règlement RPA 99/VERSION 2003.

Des constatations faites après les séismes qui ont frappés l'Algérie ont montré en termes de dommage que les structures classiques construites en béton armé ont subi des dégâts plus importants, alors que les structures métalliques se comportent mieux face à des actions sismiques, et cela à cause de certains nombres d'avantages indéniables qui présentent ces structures.

La construction métallique irréversible impose à la place du béton, le progrès sera continu et amènera à la réalisation des tours en acier et on verra du style international.

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, en bois et en charpente métallique. Ces procédés sont réglementés par des normes, des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux comme : EUROCODE3, RNV99, RPA99...

Ce projet consiste à faire une étude comparative d'un même bâtiment RDC+4 en béton armé puis être comparé avec un bâtiment en construction métallique dans la wilaya Mila dans les côtés techniques et économiques. Cette région est classé en zone sismique II selon le RPA99 version 2003.

Introduction générale

Le mémoire sera subdivisé en Quatre parties :

- Le premier partie sera consacrée à une vue sur les règles général des constructions parasismiques et nous nous intéressons par une lecture dans la règle parasismique algérienne.
- La deuxième partie consiste à étudier un ouvrage (R+4) en béton armé.
- La troisième partie consiste à étudier un ouvrage (R+4) en charpente métallique.

La quatrième partie nous allons faire une comparaison entre les deux bâtiments par quelques critères: Les périodes, Les déplacements, Les poids, Le cout des gros ouvre, La durée de réalisation, Aspect environnemental

En fin ce travail se terminera par une conclusion générale.

.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I. Les constructions parasismique

I.1 Introduction

Dans la présente partie, nous allons résumés qu'elle que règle et condition dans le domaine des constructions parasismique pour conformes à la stratégie de protection parasismique réglementaire, en cas de séisme fort, après avoir atteint leur résistance maximale, les constructions doivent pouvoir subir de grandes déformations au lieu de rompre et de s'effondrer.

Ces déformations sont possibles grâce à une conception architecturale judicieuse, en grande partie, en appliquant les dispositions constructives parasismiques concernant la ductilité. Ces dispositions font l'objet des normes parasismiques et leur application est obligatoire.

I.2 Les constructions parasismiques en béton arme

I.2.1 Le matériau béton armé

I.2.1.1 Béton

Réglementairement on se réfère à une résistance en compression à 28 jours. Cette résistance est déterminée par la qualité des composants, leurs dosages et leur mises-en Œuvre dans des conditions appropriées.

Les armatures apportent au béton la résistance en traction et aux efforts composés (flexion, cisaillement) qu'il n'a pas. Outre la résistance des barres d'acier, les choix opérés pour leur mise en place vont conditionner la ductilité du béton armé sous les différents types d'efforts, et par conséquence celle de la structure.

Les armatures longitudinales contribuent à la résistance en traction et en flexion.

Les armatures transversales contribuent au confinement du béton et des armatures longitudinales, et participent ainsi à la résistance en compression et au cisaillement

[1].

I.2.1.2 Défauts

Les défauts, d'un point de vue mécanique, viennent essentiellement du béton :

- Résistance en traction négligeable.
- Comportement fragile.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

- Rapport résistance / masse volumique faible.

I.2.1.3 Qualités

En ce qui concerne le béton, les qualités du matériau sont essentiellement :

I.2.1.4 Une bonne résistance en compression.

- Un grand éventail de qualités obtenues en jouant sur les composants et adjuvants.
- Une facilité de mise en œuvre pour des géométries variées.

I.2.1.5 Armatures

- Apportent la résistance en traction et la ductilité nécessaires au bon comportement sous séisme.
- Ductilité par l'emploi de nuances dont l'élasticité est limitée.
- Ductilité par le choix des sections et de la mise en œuvre.

I.2.1.6 Béton arme

Les cycles de déformation anélastiques entraînent une réduction de la rigidité et de la résistance des éléments de béton armé, notamment du fait de la dégradation irréversible de l'adhérence acier –béton.

Cet affaiblissement est particulièrement sensible en ce qui concerne la résistance aux efforts tranchants, les ruptures correspondantes prenant alors très généralement le caractère de ruptures fragiles.

Ainsi toutes les dispositions prises pour assurer la dissipation d'énergie dans la structure deviennent inopérantes.

I.2.1.7 Adhérence béton – armatures

- Pour une bonne adhérence le béton doit être visqueux au moment de sa mise en œuvre, et non liquide... et encore moins « rallongé » d'eau.
- Vibrer le béton pour qu'il se mette en place correctement.
- Respecter les règles d'enrobage du BAEL
- Pas de barres lisses.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

- Pour une section totale équivalente, plutôt plus de barres de moindre diamètre [1].



**Figure I.1. Déchets divers
manque de matière de et
d'enrobage.**



**Figure I.2. Reprise de
bétonnage: zone rupture
fragile.**

I.2.2 Observations post-sismiques (ce que l'on veut éviter)

Les constructions en béton armé, et plus particulièrement les ossatures (poteaux-poutres), ont payé une lourde tribu lors des destructions dues aux séismes majeurs du XX^e siècle. Les audaces de géométrie (et de descentes de charges) permises par les qualités du matériau sous charges statiques et le manque de recul sur le comportement et la dégradation de ce matériau exposé aux charges horizontales cycliques des séismes ont été les facteurs cumulés d'un véritable drame humain et économique.

La problématique a été aggravée par le non-respect des règles élémentaires les d'exécution et tricheries sur les matériaux, dont les effets visibles sont généralement différés. Ainsi le manque de résistance mécanique est venu en aggravation du manque de ductilité originel de ces structures lourdes ayant un mode de ruine menant très souvent à l'effondrement total [2].



Figure I.3. Effondrement total d'une structure à ossature de béton armé manquant ductilité (Séisme de de boumerdas 2003).



Figure I.4. Désagrégation complète de bétons de mauvaise qualité (Séisme de Bhuj, Inde, 2001).

I.2.3 Qualités et défauts du béton arme face à l'action sismique

I.2.3.1 Défauts à minimiser

Les cycles de déformations, avant et surtout après fissuration, entraînent une réduction de la rigidité et de la résistance des éléments en béton armé, notamment du fait de la dégradation irréversible de l'adhérence acier – béton. Cet affaiblissement est particulièrement sensible en ce qui concerne la résistance aux efforts tranchants, les ruptures correspondantes pouvant être de type fragile.

La mise en œuvre « traditionnelle » des armatures, qui privilégie les barres longitudinales de forte section, favorise une rupture fragile qui survient brutalement après le dépassement du seuil de contrainte admissible. Ce qui est inacceptable en zone sismique.



Figure I.5. Rupture fragile d'un pied de poteau.

I.2.3.2 Qualités à optimiser

Les qualités respectives du béton et des armatures étant leur résistance à la compression et à la traction, les structures en béton armé doivent être conçues pour que ce type d'efforts, ainsi que leur composée, la flexion, soient dominants.

Néanmoins, un comportement acceptable à l'effort tranchant ou à un excès d'effort en compression peut être obtenu par la mise en place d'armatures longitudinales plus rapprochées et de moindre section, confinées par des armatures transversales plus nombreuses qui ont pour but de confiner le béton et les barres longitudinales. Le comportement peut alors être ductile [1].



Figure I.6. Rotule plastique en pied de poteau.

I.2.4 Objectifs d'utilisation du béton arme en zone sismique

A) Il s'agit d'abord, afin de retarder la perte de résistance lors de l'endommagement et d'augmenter l'amortissement, de **garantir une bonne adhérence béton – armatures**. Elle implique le respect des principes suivants :

- Le béton, dont la résistance doit être contrôlée (agrégats lavés, respect des dosages et des qualités de matériaux), doit être visqueux au moment de sa mise en œuvre, et non liquide... et encore moins « rallongé » d'eau.
- Le béton doit impérativement être vibré afin qu'il se mette en place correctement dans le coffrage et autour des armatures.
- Il ne faut utiliser que des barres longitudinales à haute adhérence.
- Il faut respecter les règles d'enrobage du BAEL en utilisant des écarteurs normalisés
- Du béton, des armatures... et rien d'autre dans le coffrage (ni fourreaux, ni déchets dans les coffrages).

B) En complément, le réseau des armatures longitudinales et transversales doit permettre le **confinement du béton**, en particulier sur les zones les plus sollicitées au cisaillement ou à une compression excessive.

- Pour une section totale équivalente, il est souhaitable de mettre plus de barres longitudinales de moindre diamètre.
- Il faut rapprocher les armatures transversales en général et en particulier sur les zones dites « critiques ».

C) Et enfin il est nécessaire, par des **dimensions de coffrage minimum** que les éléments constructifs susceptibles de s'endommager sous l'effet de l'action sismique aient un volume de béton minimum, afin qu'après la destruction des enrobages il reste suffisamment de matière à l'intérieur du réseau d'armatures pour assurer la résistance requise pour la stabilité de l'ouvrage.

Ces stratégies visant une ductilité d'ensemble satisfaisante de l'ouvrage sont réglementées et la satisfaction de leurs objectifs permet de minorer l'action sismique de calcul par le coefficient de comportement R [1].



Figure I.7. Poteau d'angle (Séisme de boumerdes).

I.2.5 Types de structure en béton armé

Il existe 3 types fondamentaux de structure de contreventement en béton armé :

I.2.5.1 Structure en portique (poteau-poutre) :

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales.

L'ossature en portique en béton armé (contreventement par portique) conçue et réalisée de manière habituelle est très vulnérable aux séismes. En cas de séisme fort le béton qui se trouve dans les zones les plus sollicitées de la structure (nœuds) éclate [4].



Figure I.8. Éclatement de zones critiques, extrémités des poteaux et poutres.

I.2.5.2 Structure mixte (portique + voile)

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armé.

Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales.

La (figure I.9) présente deux immeubles voisins, à l'origine semblables mais inégaux face aux secousses sismiques, le premier montre un comportement excellent et le second est complètement en ruine [4].



Figure I.9. Comportement de deux immeubles voisins face aux secousses sismiques.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.2.5.3 Voiles en béton armé

Les voiles, sont couramment utilisés dans les édifices élancés en B.A compte tenu de leur comportement, considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme).

Leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs. Reprenant la plus grande partie des efforts latéraux, ils améliorent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité [4].

I.2.6 Planchers

I.2.6.1 Conception parasismique

Les planchers jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux charges sismiques horizontales, car ils doivent obligatoirement participer au contreventement. A ce titre, ils doivent constituer des diaphragmes, c'est-à dire des plans rigides, capables de transférer les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement (figure I.10). On considère en effet que les charges sismiques sont appliquées au niveau du plancher haut de chaque niveau [5]

Tous les niveaux doivent être contreventés. Leur plancher haut doit donc constituer un diaphragme. Lorsqu'il s'agit du niveau sous toiture ou d'un comble, ce sont les versants de toiture et le plan des entrails (s'il y a lieu) qui devraient former des diaphragmes (plans rigides obtenus par une triangulation ou au moyen de panneaux de particules),

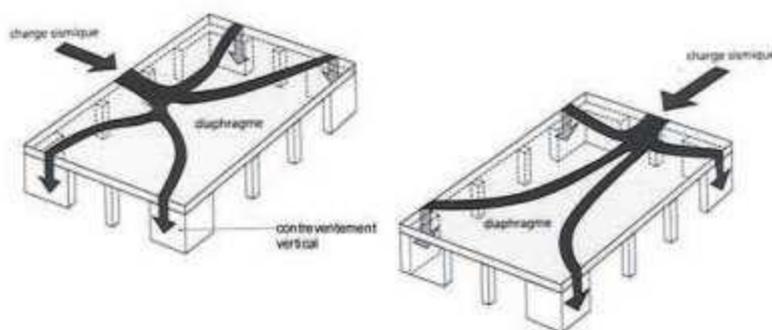


Figure I.10. Effet de diaphragme : transmission des charges horizontales sur les éléments verticaux de contreventement.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

- ❖ **un ancrage périphérique (sur les 4 côtés)** des éléments porteurs du plancher (dalle de compression et pré-dalle par exemple) ;
- ❖ la solidarisation des composants juxtaposés et superposés de manière que le plancher constitue un seul bloc solide ;
- ❖ **la continuité mécanique au-dessus des appuis** intermédiaires, pour les mêmes raisons.

I.2.6.2 Ancrage périphérique

Les planchers non ancrés peuvent glisser sous l'effet de secousses, perdre leur appui et s'effondrer sur le niveau inférieur (Figure I.11) [5].



Figure I.11. Ruine de planchers par perte d'appui (séisme de Spitak, Arménie 1988).

Les figures 12 et 13 montrent l'ancrage des planchers à poutrelles et entrevous. Aussi bien la table de compression que les poutrelles doivent être ancrées. Exceptionnellement pour ce type de plancher, il est admis que dans le sens non porteur, les poutrelles ne soient pas ancrées. Cette exception ne concerne pas la table de compression, qui doit comprendre des armatures « en chapeau » sur les quatre côtés [5].

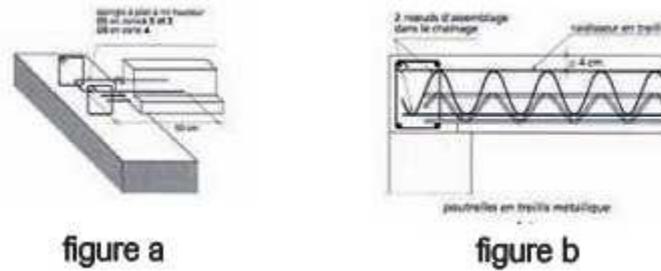


Figure I.12. Ancrage dans le chaînage des poutrelles en béton armé (fig. a) et des poutrelles à âme en treillis (au moyen d'un raidisseur en treillis ajouté, fig. b)

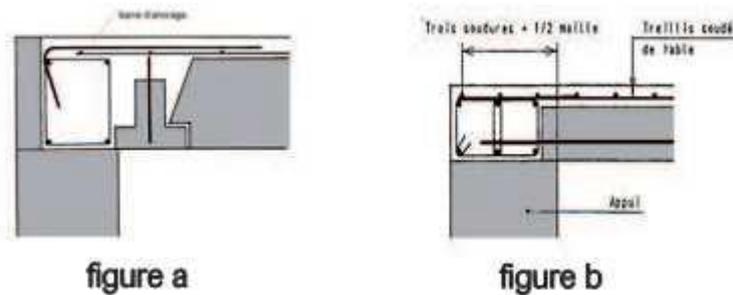


Figure I.13. Dans le sens non porteur, seule la table de compression est ancrée, au moyen de « chapeaux » (fig. a) ou d'un treillis soudé (fig. b).

I.3 Les constructions parasismiques en acier

I.3.1 Les caractéristiques du matériau

L'acier qui est réglementairement défini par ses nuances (critères de rigidité et résistance) doit être conforme aux normes indiquées dans l'EN 1993.

L'acier est certainement le matériau de construction dont le comportement réel peut être le plus fiable par référence au comportement projeté (moins d'incertitude sur la production et sur la mise en œuvre, sauf peut-être sur les très petits chantiers qui font l'objet de moins de vérifications) [3].



Figure I.14. Test Poteau faible – poutre forte.

I.3.1.1 Qualités au regard des sollicitations sismiques

- Très bonne résistance en traction et en compression.
- Bonne résistance au cisaillement.
- Rapport résistance / masse volumique élevé (pour la résistance nécessaire, faible masse, donc forces d'inertie réduites).
- Acier : la résistance en compression de 240 MPa pour une masse volumique de $7,8\text{t/m}^3$
- Béton : la résistance en compression de 25 MPa pour une masse volumique de $2,5\text{t/m}^3$
- Bois : la résistance en compression de 9 MPa pour une masse volumique de $0,45\text{ t/m}^3$
- Résilience élevée (absorption d'énergie cinétique, bon comportement sous sollicitations alternées).
- Ductilité très élevée (sauf certains aciers spéciaux et types de sections à éviter).

Restent à maîtriser le comportement global de la structure (conception) et la résistance mécanique des assemblages (réalisation).

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

En outre, le fait de pouvoir réparer la structure après séisme par remplacement des éléments endommagés est un avantage complémentaire non négligeable [3].

I.3.1.2 Vulnérabilité propre au matériau

I.3.1.2.1 Corrosion :

- Trématent par galvanisation, Ou mieux par métallisation (cher mais permettant les interventions a posteriori avec des résultats durables).
- Dispositions constructives contre les remontées d'eau.

I.3.1.2.2 Feu :

- Protection nécessaire, notamment en raison des incendies post-sismiques.

I.3.2 Observations post-sismiques

Même non conçues pour être parasismiques, les structures en acier réalisées dans le respect des règles de l'art arrivent rarement à l'effondrement en raison de la ductilité des éléments.

Les dommages observés sont les suivants :

- **Plastification des barres** : flambage, cloquage, déversement.
- **Ruptures fragiles (notamment des assemblages)**: rupture en traction des tirants, déchirement des goussets, éclatement des soudures, ancrages insuffisants dans les fondations.



PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.15. A gauche : cloquage d'un pied de poteau tubulaire (Séisme de Kobé, 1995). A droite : plastification d'un pied de poteau de section en I (Séisme d'Anchorage, 1960).

I.3.3 Dommages aux éléments non structuraux

La conception des ossatures métalliques en fait des structures généralement flexibles, ce qui peut entraîner des dommages élevés aux éléments non structuraux rigides qui subissent des contraintes ou des chocs trop élevés. Il est souhaitable de découpler les éléments rigides de manière à ce qu'ils ne soient pas contraints par les déformations de la structure métallique [2].



Figure I.16. Destruction de parois en maçonnerie armée. Séisme d'Anchorage (1964).

I.3.4 Stratégies pour la ductilité des charpentes métalliques

I.3.4.1 Généralités

Les structures doivent être dimensionnées de manière à ce que la localisation et l'efficacité dissipative des déformations plastiques (comportement ductile) soient parfaitement contrôlées. Les exigences garantissant la bonne efficacité des zones dissipatives sont relatives :

- au **matériau acier**, qui doit pouvoir plastifier correctement (l'acier des structures doit être de classe B (allongement plastique > 5%).
- à la **stabilité de forme des éléments**, qui doivent se déformer en flexion, pas en torsion (choix des sections et des raidissages).
- à la **stabilité d'ensemble de la structure**, dont les zones dissipatives doivent être maîtrisées (maîtrise des raideurs, dimensionnement en capacité).
- au **degré de sollicitation des éléments**, par l'éviction des concentrations de contraintes mal localisées (régularité des raideurs de la structure) [3].



Figure I.17. Flambement inapproprié d'un poteau d'acier enrobé de BA (Séisme d'Anchorage, 1964).

I.3.4.2 Stabilité latérale des barres en I et H

La stabilité latérale des éléments en I ou H doit être assurée par des entretoises, plus particulièrement dans les zones critiques (les plus sollicitées). A cet égard les poteaux tubulaires ou en caisson peuvent être préférables, car ils ont une meilleure résistance au flambement et à la torsion. Les poutres à âme pleine se comportent mieux que les poutres ajourées (qui doivent être « pleines » à proximité des zones critiques).

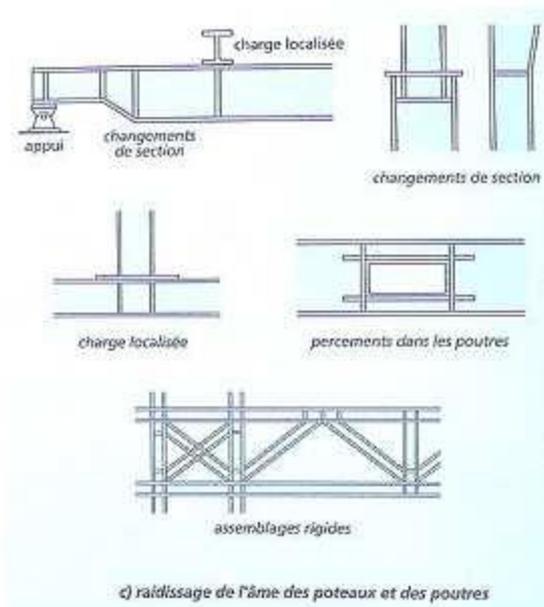


Figure I.18. Exemple de raidissage par entretoises des zones les plus sollicitées.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.3.4.3 Comportement des assemblages

L'assemblage entre deux barres (ex : poteau et poutre) doit être conçu et dimensionné pour être soit :

- **Rigide** (plastification hors de l'assemblage), il contribue directement à la stabilité d'ensemble. Les zones ductiles dans les barres doivent « fonctionner » (formation de la rotule plastique) avant que le niveau de contraintes soit trop élevé dans les assemblages.
- **Articulé** (vraie articulation ou rotule plastique sur la liaison entre les éléments) pas d'assemblage semi-rigide pouvant changer le mécanisme « projeté » pendant le séisme : par manque de résistance, l'assemblage semi-rigide devient une articulation [3].

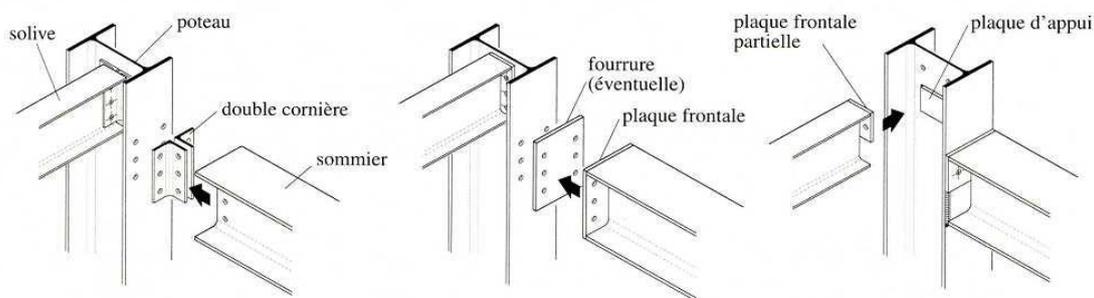


Figure I.19. Assemblage articulé usuelle poteau –poutre.

I.3.4.3.1 Les assemblages soudés

Les assemblages réalisés par cordon de soudure, présentent une bonne continuité mécanique et un comportement plus ductile. Mais, en cas de défaut de réalisation un risque de rupture fragile existe. Toute soudure « sensible » transmettant des efforts au sein de la zone dissipative d'un élément (par exemple, poutre de portique, barre de triangulation) doit satisfaire la même exigence de ténacité que celle du métal de la pièce. Une soudure est dite sensible lorsqu'elle est soumise à des efforts directement impliqués dans la dissipation d'énergie, aussi il est recommandé de la réaliser en usine [4].

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

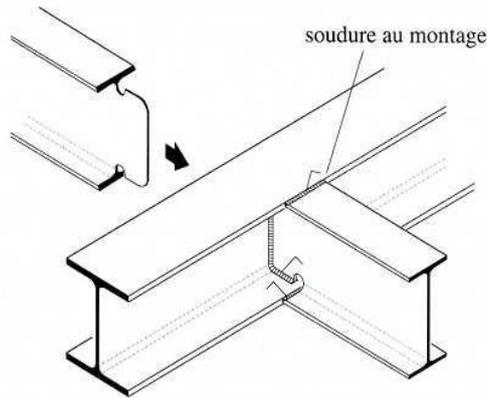


Figure I.20.Assemblage soudé.

I.3.4.3.2 Les assemblages boulonnés

Les règles précisent leurs conditions de résistance pour les assemblages des barres principales et de contreventement. Dans les assemblages boulonnés des structures sismiques primaires d'un bâtiment, il y a lieu d'utiliser des boulons à haute résistance des classes 8.8 ou 10.9. Il faut privilégier les classes de boulons ayant un allongement à la rupture $> 12\%$.

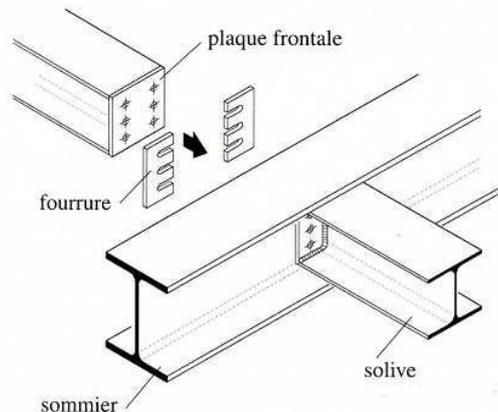


Figure I.21.Assemblage boulonné solive-poutre.

I.3.5 Classification et fonctionnement des charpentes métalliques

I.3.5.1 Classification

I.3.5.1.1 Structures à portiques

Les nœuds d'assemblage des portiques constituent des encastremements. Les déformations élastiques, voire plastiques, se font par flexion des barres. Ce sont des structures auto stables.

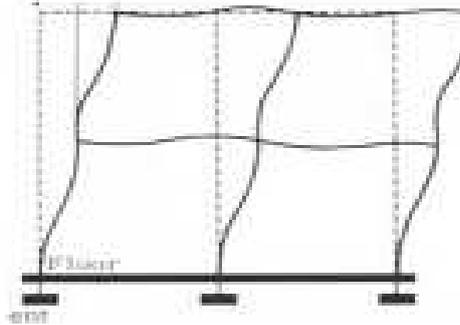


Figure I.22. Déformation caractéristique des structures en portiques.

1.3.5.1.2 Structures contreventées

Les nœuds d'assemblage sont articulés : la formation de rotules plastiques est autorisée dans l'assemblage qui est dimensionné en conséquence. Des barres de triangulation assurent la stabilité. Le système de contreventement des ossatures « articulées » peut être « centré » ou « excentré ». Les structures triangulées sont plus rigides que les structures à portiques.

Moins déformables, elles imposent moins de dommages aux éléments non structuraux.

- **Contreventement centré**

Ossatures pour lesquelles les barres du système de contreventement ont leurs intersections sur les axes des poutres. La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction ou en compression de ces barres. La résistance en compression n'est autorisée que pour les triangulations en V (a et b des schémas suivants).

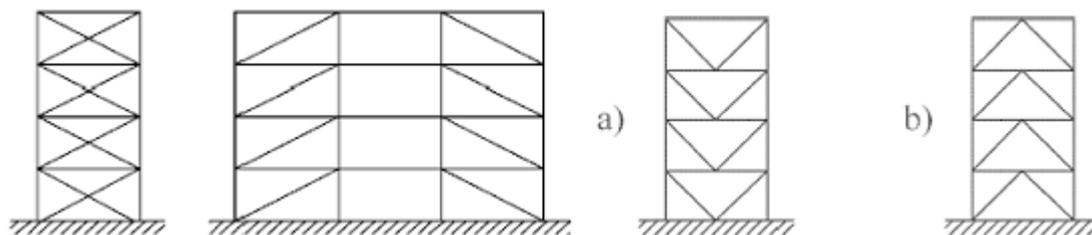


Figure I.23. Exemple de contreventements centrés.

- **Contreventement excentré**

Dans ce système, les intersections des barres de contreventement ne passent pas par les axes des poutres. Ce qui crée des « tronçons courts » dans les poutres ou dans le

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

système de triangulation. Dans ce cas, la dissipation d'énergie peut se faire par formation d'une rotule plastique dans le tronçon court travaillant en cisaillement, ce qui dissipe plus d'énergie qu'en flexion [3].

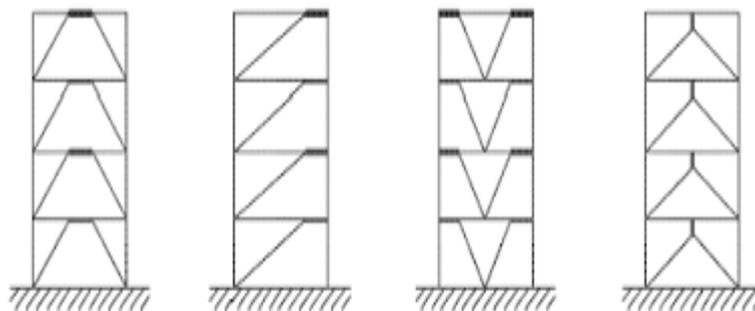


Figure I.24. Exemples de contreventements excentrés créant des tronçons courts (surlignés).

I.3.5.2 Les portiques

I.3.5.2.1 Fonctionnement de ces structures « autostables »

Leur résistance aux séismes est assurée par la résistance en flexion des poteaux et poutre set par la résistance à la déformation des assemblages dits « rigides » (encastremets).

Dans ces structures, les zones dissipatives sont autorisées au voisinage des noeuds d'assemblage, dans les poutres ou en pied de poteaux. Les rotules plastiques fonctionnent en flexion alternée. En raison du nombre potentiellement élevé de portiques, ces structures très dissipatives ont en général un niveau élevé d'hyperstaticité.

I.3.5.2.2 Problématique de la flexibilité des structures à portiques

Le comportement flexible des structures en portiques peut poser problème sur des sols meubles dont le signal est potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes) susceptibles de les mettre en résonance. Dans ce cas, il est souhaitable de les raidir par ajout de contreventements pour réduire leur période propre d'oscillation et exclure une mise en résonance sur sol meuble), et pour réduire l'amplitude des déformations.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

1.3.5.2.3 Assemblage des zones critiques en usine (Nœuds d'ossature)

Les soudures en usine sont plus fiables que les assemblages (soudés ou boulonnés) sur chantier. Ainsi il est préférable que les zones critiques soient traitées en usine, et que les assemblages sur chantier soient réalisés par boulonnage hors des zones critiques.



Figure I.25. Les poteaux et nœuds d'ossature, sont produits en usine.

1.3.5.2.4 Assemblages poutre-poteau

Si la structure est conçue pour dissiper l'énergie dans les poutres, il convient de dimensionner les assemblages entre poutres et poteaux pour le niveau de sur-résistance exigé, en tenant compte de la résistance à la flexion et de l'effort tranchant [3].

1.3.5.3 Les contreventements centrés

1.3.5.3.1 Définition

Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales du séisme est assurée par des barres dont les axes se croisent sur l'axe des poteaux et des poutres. La triangulation peut appartenir à l'une des catégories suivantes.

Les éléments de triangulation doivent être placés de telle sorte que la structure présente, sous les inversions d'efforts, des caractéristiques forces/déplacements semblables à chaque étage et dans chaque sens, pour toute direction de contreventement.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.3.5.3.2 Triangulation par diagonales

Dans le cas de la triangulation par diagonales, la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues. Leur résistance en compression est exclue pour éviter les poussées dans les nœuds d'ossature.

Les barres de contreventement ont soit des sections réduites, soit des goussets d'assemblage plastifiables. Elles sont faiblement dissipatives en traction et flambent rapidement en compression pour protéger les nœuds d'ossature.

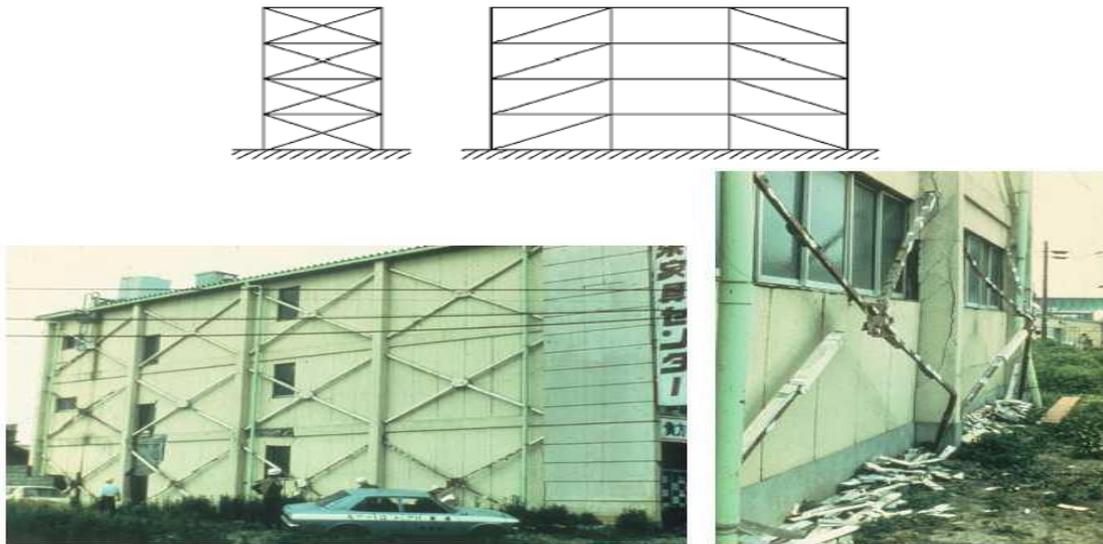


Figure I.26. Exemple de La rupture de contreventement

I.3.5.3.3 Ossatures en portique, combinées avec des entretoises centrées

Cette solution mixte est généralement utilisée pour limiter les déformations des structures en portiques.

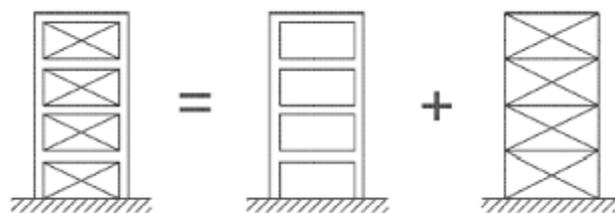


Figure I.27. Ossatures en portique, combinées avec des entretoises centrées

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.3.5.3.4 Triangulation en V

Pour la triangulation en V, dans laquelle la résistance aux forces horizontales peut être assurée à la fois par les barres tendues et comprimées; le point d'intersection de ces barres est situé sur la poutre.



Figure I.28. Plastification d'une barre de contreventement en V suite à un séisme

I.3.5.3.5 Triangulation en K

Les triangulations en K, dans lesquels l'intersection des diagonales est située sur un poteau, ne peuvent pas être utilisées en zone sismique, afin de protéger les poteaux du poinçonnement qui peut générer une perte de stabilité de l'ouvrage [3].

I.3.5.3.6 Les Contreventements excentrés

L'excentrement des barres de triangulation produit des « tronçons courts » dans les poutres ou, de préférence, dans les barres de contreventement.

Ces tronçons courts s'endommagent prioritairement et ont un rendement énergétique élevé en favorisant des efforts de cisaillement dans la rotule plastique. Il est important que l'emplacement de ces tronçons à endommager soit bien maîtrisé. Moyennant quoi, ce type de structure justifie un coefficient **R** très élevé. Le tronçon court doit être raidi par des entretoises entre les semelles du profilé en I ou en H.

Il convient d'utiliser des configurations d'ensemble permettant de garantir un comportement dissipatif homogène de l'ensemble des tronçons courts.



Figure I.29. Les palées de stabilité excentrées.

I.3.6 Ancrages dans l'infrastructure

Les types d'ancrages appropriés sont décrits dans des ouvrages spécialisés. Les tiges filetées doivent être ductiles afin d'éviter la rupture fragile sous les efforts à l'arrachement, ce qui limite le diamètre unitaire à 16 mm (et augmente le nombre). Le soulèvement maîtrisé de l'ossature réduit donc les efforts. Il est alors souhaitable de prévenir l'arrachement des tiges d'ancrage par la mise en place de butées (plaques d'arrêt ou barres) dans le béton armé de l'infrastructure [2].



Figure I.30. Plastification des tiges filetées (Séisme du Chili, 1960).



Figure I.31. Dommages sur le massif de béton.

I.3.7 Exigences pour les diaphragmes

Les règles de mise en œuvre sont celles de l’Eurocode 3, les exigences de dimensionnement prennent en compte le séisme. On porte une attention particulière à la qualité des liaisons des diaphragmes rigides contribuant à la distribution des efforts horizontaux.

I.3.8 Planchers collaborant

La qualité des liaisons mécaniques doit assurer la solidarisation effective du plancher avec l’ossature pour qu’il puisse jouer son rôle de diaphragme rigide.



Figure I.32. Plancher collaborant.

I.3.9 Les Eléments Non Structuraux

I.3.9.1 Problématique des remplissages maçonnerie

Un peu moins pénalisants pour la stabilité d'ensemble que dans le cas des ossatures de béton armé, en raison de la plus grande résistance post-élastique (ductilité) de l'acier, les remplissages de maçonnerie doivent néanmoins être évités ou désolidarisés en raison du niveau d'endommagement qu'ils peuvent amener. S'ils sont utilisés pour raidir la structure, il faut les armer, souder les armatures sur les poteaux et soigner le garnissage des joints pour parfaire la cohésion entre les matériaux et assurer le raidissage de la structure [6].

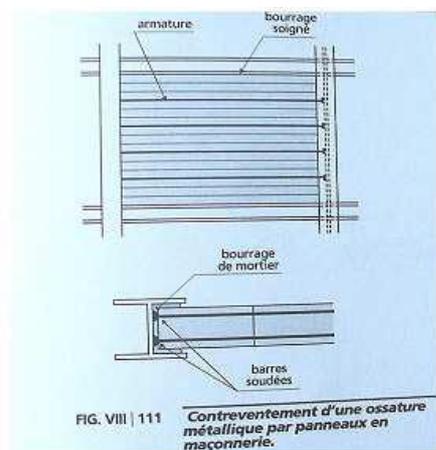


Figure I.33. A gauche : Armature des maçonneries de remplissage. A droite : Remplissage en maçonnerie des structures métalliques.



Figure I.34. A gauche (séisme de Tokyo, 1923), dommages aux maçonneries extérieures. A droite (séisme d'Anchorage, 1964), dommages aux maçonneries intérieures.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.3.9.2 Fixation des bardages

Mal fixés, les bardages de façade présentent un danger réel. Leur système de fixation doit résister aux déformations de la structure et aux chutes d'objets stockés, notamment en dans les hangars [3].



Figure I.35. (Séisme de Coalinga, 1983) chute des bardages mal fixés.

I.3.9.3 Fixation des façades Rideau

La conception des façades rideau doit permettre la déformation de la structure sans dommages pour les façades.



Figure I.36. La façade rideau rigide en béton armé n'a pas supporté les déformations de la structure d'acier. (Séisme d'Anchorage 1964).

Chapitre II. Lecture Dans Règlement Parasismique Algérien

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous avons intéressé par le règlement parasismique Algérien pour donner une vue sur toutes les règles et les hypothèses au sein de RPA.

II.1.1 Introduction

Le séisme du 21 Mai 2003 d'Alger et Boumerdes a fait preuve de la fragilité des structures et de la négligence totale des règlements parasismiques dans la réalisation des bâtiments. Les dommages importants et la ruine des constructions causées par ce séisme sont dus non pas au choix du type de matériau ou tu type de structure, mais à la conception et l'étude non conforme aux exigences parasismiques et à la mauvaise qualité des matériaux. A partir de cette communication on essaye de répondre à la question suivante :

Peut-on concevoir des bâtiments résistants convenablement au séisme ? Le désastre de Chlef en 1980 a réveillé les consciences, c'est ainsi le centre national de recherche appliquée en génie sismique CGS est créé en 1985 [7].

Tableaux II.1. Séismes et dégâts

Lieu	Année	Magnitude	Morts	Battisses détruites
Boumerdes	2003	6,8	2200	-
Ain temouchent	1999	5,5	25	600
Mascara	1994	5,6	171	751
Tipaza	1989	6,1	35	4116
Chlef	1980	7,3	2633	20.000
Chlef	1954	6,7	1243	20.000

De nombreuses règles et recommandations ont été éditées dont en particulier : Les règles parasismiques. (RPA 88), (RPA 1998) et le (RPA 1999).

Les règlements parasismiques définissent suivant la zone de sismicité :

- Dispositions et principes de conception.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

- Règles de calcul.
- Dimensionnement des éléments structuraux.

II.1.2 Séisme de boumer des en mai 2003

Le tout dernier séisme qui a frappé durement Boumerdes et sa région Le 21 Mai 2003 s'est Soldé par 2.250morts et 11000 blessés,

Il a endommagé 100 bâtiments et 343 Maisons individuelles ce qui représente 128.000 logements dont 13.300 sont complètement détruits.

Le bilan lourd est dû au non-respect des spécifications techniques de construction :

- Les poteaux de battisses sont armés avec un ferrailage sans rapport aucun avec la structure.
- Les constructions privées ont été plus touchées (négligence des règlements) [7].

II.1.3 Principes de conception

Le respect des principes de conception des structures construites en zones sismiques à pour résultat de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer de la structure normale à la structure parasismique ils peuvent se résumer en :

II.1.3.1 Forme en plan

Lorsque la forme en plan des bâtiments est dissymétrique (forme en L.T.U) cela entraîne des efforts de torsion dont les conséquences sont :

- L'effondrement de la partie commune des deux corps.
- L'effondrement d'une aile.

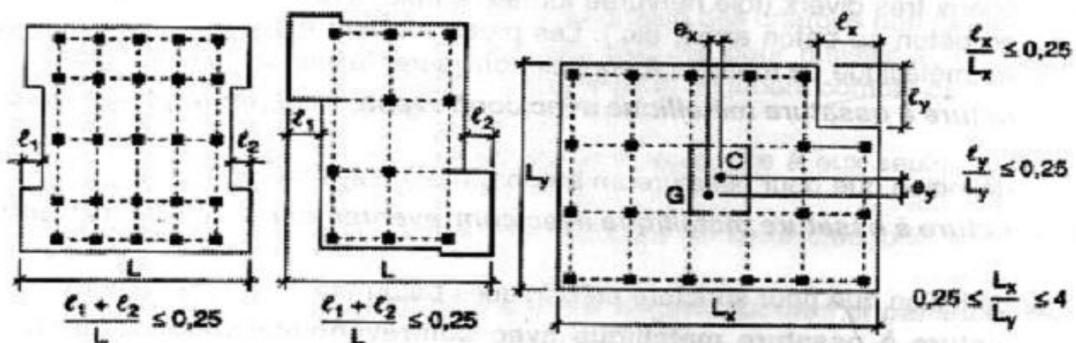


Figure II.1. Limite des décrochements en plan.

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

II.1.3.2 Irrégularité en élévation

Les variations brusques des rigidités en altitude présentent des risques (coup de fouet) ainsi que les grandes portes à faux (Balcons) provoquent des conséquences aggravantes pour la stabilité d'une construction [7].

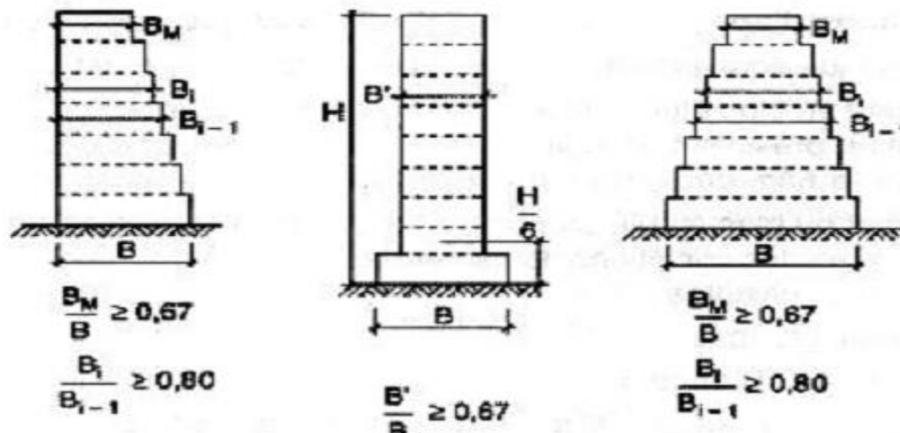


Figure II.2. Limite des décrochements en élévation



Figure II.3. Effondrement de structure suite à une erreur de conception (séisme de Boumerdès).

II.1.3.3 Système de contreventement

Le respect des règles parasismiques et les dispositions constructives assure un bon comportement de constructions en béton armé :

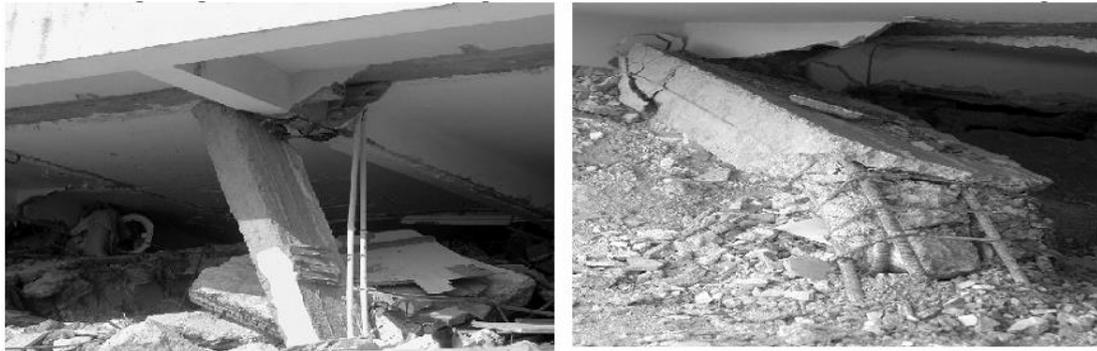


Figure II.4. Effondrement de bâtiment par manque de contreventement longitudinal (séisme de Boumerdès).

II.1.3.3.1 Portique en béton armé

Dans ce type de structure les poteaux sont les éléments les plus vulnérables, leur dégradation produite aux extrémités en fonction de l'effort suivant le processus

- Fissures horizontales dues à l'allongement des armatures.
- Fissures des armatures longitudinales (insuffisance des armatures transversales).

Dans le cas des poteaux courts la dégradation est due à l'importance de l'effort tranchant et L'insuffisance des armatures transversales (même cas est observé aux nœuds) [7].

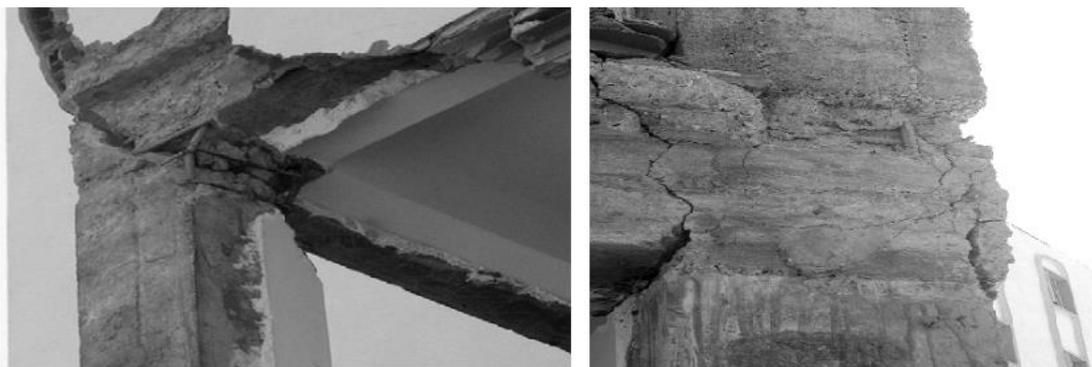


Figure II.5. Fissuration des nœuds suite à l'absence du ferrailage transversal dans les nœuds (séisme de boumerdès).

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

II.1.3.3.2 Voile

Le contreventement par les voiles apparaisse comme bien adapté à la construction parasismique parce qu'ils limitent les déformations relatives et protègent l'intégrité des éléments non structuraux.

II.1.3.3.3 Charpente métallique

La flexibilité et la légèreté des constructions métalliques rendent les efforts sismiques modérés. Cependant, l'association de l'ossature métallique avec des panneaux de préfabriqués où des panneaux de remplissage en maçonnerie constituent des points de façade faibles difficiles à éliminer.

II.1.3.4 Joints de dilatation

Sous l'action des secousses, tous les joints doivent permettre aux blocs adjacents le libre déplacement (les structures ne vibrent pas à la même fréquence).

II.1.3.5 Matériaux de construction

Il y a de manière générale, dans notre pays un réel besoin de mise en place de procédures de normalisation et l'homologation des matériaux ainsi que le contrôle des points de leur production. (La qualité physique et mécanique des fers à béton importés a été incriminée dans les bâtiments détruits de Boumerdes).

- Le choix du matériau de construction dépend de plusieurs facteurs : résistance coût destination de l'ouvrage.
- La qualité du matériau de construction est estimée selon quelques critères déterminés à partir des contrôles effectués dans les laboratoires.

Un exemple de caractéristiques des gravillons et du sable est donné au tableau II 2.

Tableau II.2. Caractéristiques des granulats.

Contrôles	Gravillons	Sable
Coefficient los Angels	$30 < V < 40$	-
Absorption d'eau	$2,5 \leq V \leq 5$	$2,5 \leq V \leq 5$
Module de finesse granulométrie	- selon catégories A-B-C	$1,8 < V < 3,2$ selon catégories A-B-C

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

Le ciment est caractérisé par sa résistance à la compression, trois classes caractéristiques existent 32,5, 42,5 et 52,5.

L'utilisation des matériaux fragiles (béton non armé, maçonnerie non chaînée en briques où en pierres est interdite dans les éléments contreventement [7].

II.1.4 Méthodes de calcul

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de la charge sismique est basée sur la "théorie dynamique du génie sismique", d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette charge que pour les facteurs qui la conditionnent .les méthodes de calcul doivent tenir compte de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- **Par une méthode statique équivalente**
- **Par une méthode modale spectrale**
- **Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

II.1.5 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire, pour tenir compte de la dissipation d'énergie au court du tremblement de terre. Ce facteur de comportement tient compte globalement de la capacité dissipative hystérétique de la structure, permettant de ramener son dimensionnement à un niveau de comportement élastique avec l'introduction de forces sismiques équivalentes d'intensité réduite (et même de type statique).

Ses valeurs unique est donnée par le tableau **II.3.** (RPA 2003) en fonction du système de contreventement, En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite [7].

Tableau II.3. Coefficients de comportement donné par RPA.

Structures en béton armé

Catégorie	Type de contreventement	R
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Structures en maçonnerie et autres

Catégorie	Type de contreventement	R
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
16	ossature métal avec CV mixte noyau BA et palées ou portiques métal en façade	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Structures en acier

Catégorie	Type de contreventement	R
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	portiques en console verticale	2

Chapitre III. L'économie des constructions

Dans ce chapitre, nous avons donné en plus un aperçu sur les coûts des matériaux et la durée de réalisation des constructions.

III.1 Introduction

Les estimations financières dans les bâtiments et les projets de construction, l'une des activités principales inhérentes au travail de conception. Ils ont un impact significatif sur ses questions, représente également une estimation financière importante. Nous avons vu dans le processus de mise en œuvre peut dépendre que ce soit pour procéder à des travaux de conception jusqu'à la phase de réalisation ou arrêt complet à un certain stade des étapes de la précision des estimations, et peut être un facteur déterminant dans la possibilité de la mise en œuvre du projet ou non.

Ces estimations constituent la base sur laquelle les questions de planification économique et financière et la préparation du budget pour le projet, il est absolument nécessaire pour tout projet, car il dépend de la connaissance des coûts du projet et d'identifier les faisabilités économique et le processus de gestion financière des fonds et ajuster les dépenses et les coûts de distribution, les chiffres sont avoir un bon substrat est important pour la gestion financière des fonds nécessaires pour la conception et la mise en œuvre du projet si le projet

Économique ou de demander à la dépendance financière nécessaire pour lui dans le budget général, si le projet suit le secteur du développement année [8].

III.2 Le cout d'un bâtiment dans la durée

Les coûts d'un bâtiment sont liés au cycle de vie de celui-ci :

On considère dans un premier temps le coût initial, qui correspond aux phases initiales de la conception et de la construction du bâtiment : études, accompagnement, foncier, travaux, équipements, coûts financiers... vient ensuite toute la période de vie du bâtiment, qui génère des coûts différés pour l'exploitation, la maintenance et les modifications fonctionnelles [9].

Maintenance : entretien courant et maintenance préventive, maintenance corrective ou curative, gros entretien

PARTIE 1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

Exploitation : exploitation technique (énergie et autres fluides), exploitation fonctionnelle, pilotage de l'exploitation-maintenance

Modifications fonctionnelles : travaux liés à des déménagements de personnes / de services, redistributions d'étage ou de plateau, restructurations...pour terminer, la fin de vie du bâtiment et la déconstruction.

III.3 Le temps d'exécution des projets

C'est le temps réellement nécessaire pour mener à bien le chantier. Il sert à déterminer les prévisions de durée (planification). Il comprend le temps unitaire d'exécution, les temps improductifs, les temps passés au service général du chantier et les absences (légales, conventionnelle ou fortuites [10]).

Conclusion :

À présent, nous avons une bonne idée des différents types de construction disponibles. En comprenant les différents types de construction, nous apprécions mieux les bâtiments dans lequel nous vivons. Comprendre les types de construction est une information importante pour la sécurité des bâtiments et aide à donner aux gens une idée plus aiguë de ce qu'il faut anticiper dans des situations dangereuses.

Plusieurs facteurs influent sur le type de construction d'un bâtiment tel que : Objet, Taille, Contraintes portantes, Coût.

Notons que le rôle des règlements techniques de conception (RPA 99 V2003)

Pour assurer la vie des habitants.

PARTIE 2. ETUDE LA STRUCTURE EN
BETON ARME

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des connaissances de base qui sont indispensables pour l'ingénieur de génie civil, lors de la conception et la réalisation tout en respectant le rapport sécurité, économie, ainsi que l'esthétique et la viabilité de l'ouvrage. C'est pour cela, qu'on consacre ce chapitre pour la description complète de notre projet.

I.2 Présentation de l'ouvrage

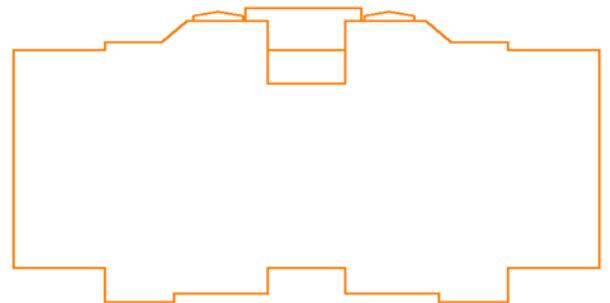
Nous sommes intéressé d'étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé : Un rez-de-chaussée et quatre étages.

Le projet est implanté à willaya de MILA classé selon le RPA 99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

I.2.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment à étudier

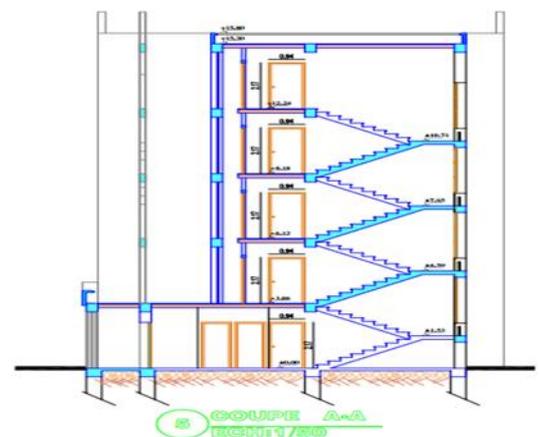
I.2.1.1 En plan :

- Largeur totale de bâtiment $B= 8.50\text{m}$.
- Longueur totale de bâtiment $L=21.20\text{ m}$.



I.2.1.2 En élévation :

- Hauteur totale du bâtiment $H= 15.30\text{m}$.
- Hauteur de RDC $H_{rdc}= 3.06\text{m}$.
- Hauteur d'étage courant $h_e= 3.06\text{m}$.
- Cage d'escalier $3.30 \times 3.80\text{m}^2$.



PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Les vues en plan et les coupes des étages sont représentés sur les figures suivant :

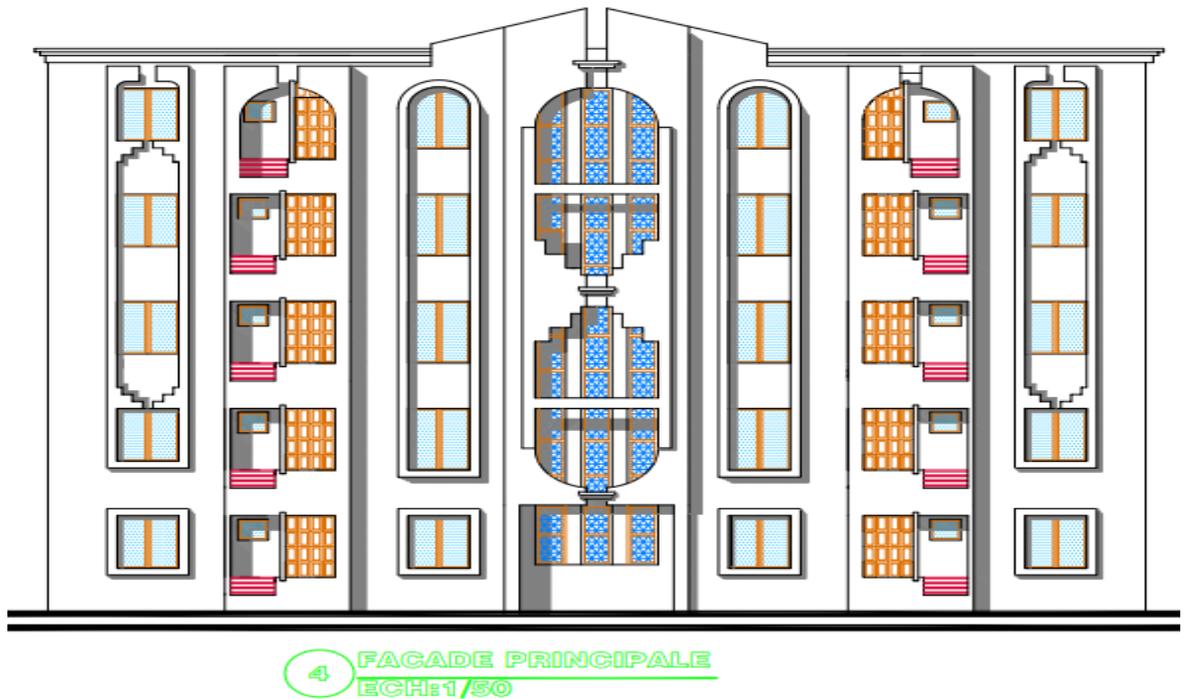
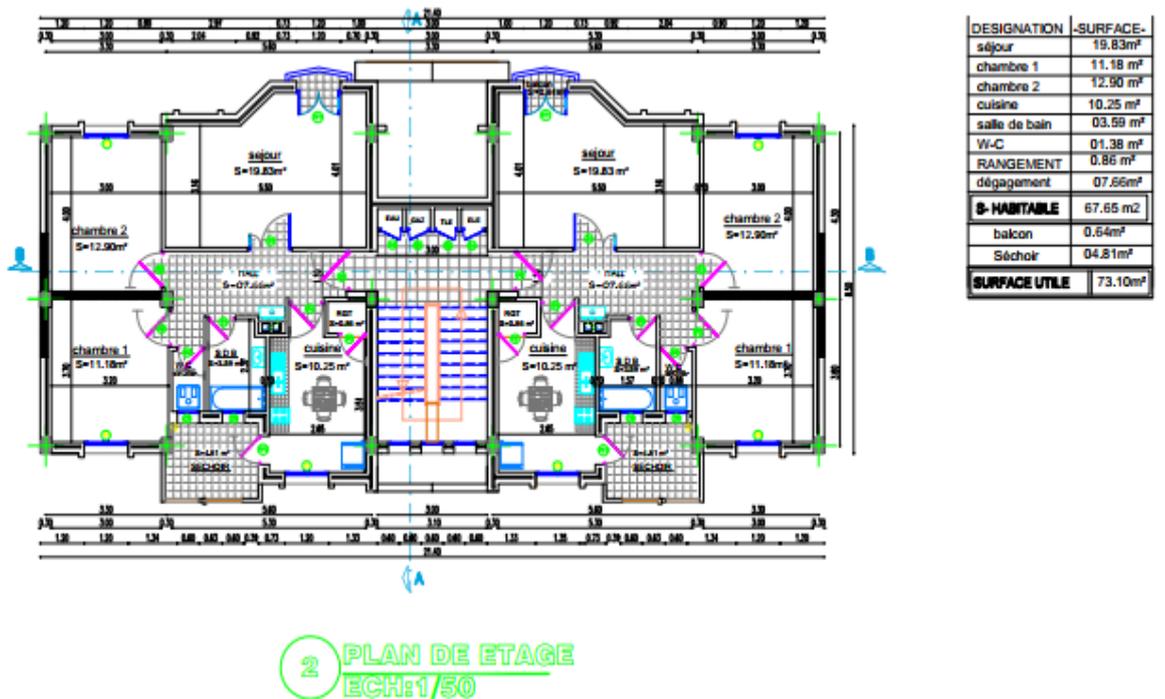


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..1. Vue de la façade principale du bâtiment



PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..2. Vue en plan RDC du bâtiment

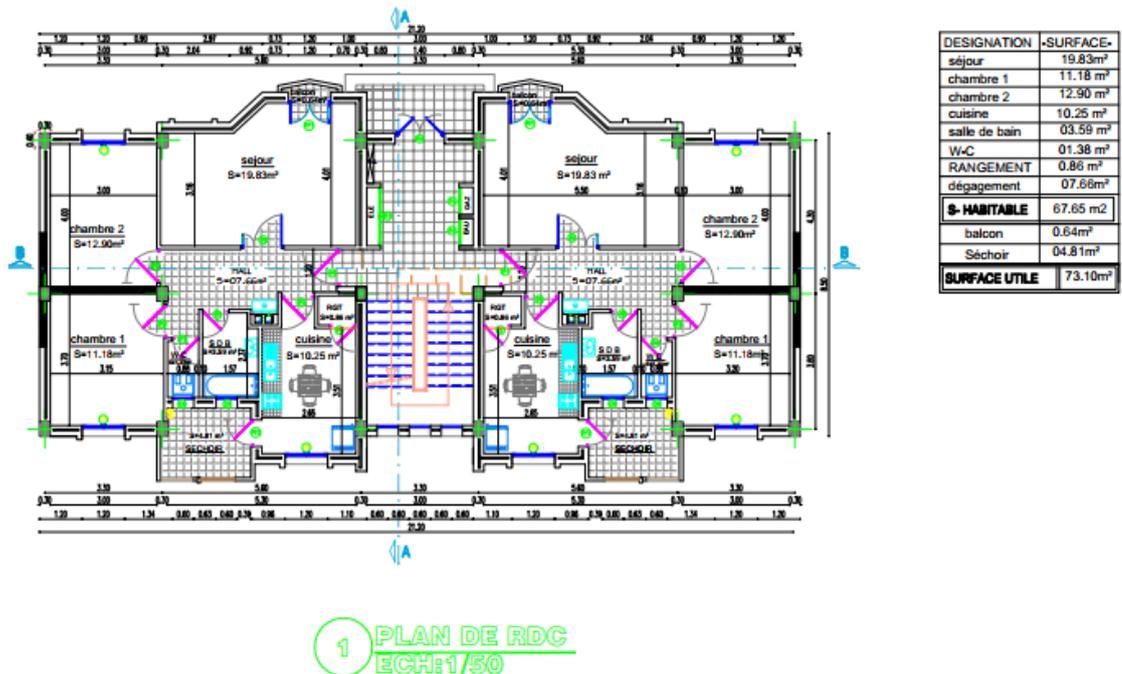


Figure I.3 : Plan d'étage courant (1^{er} 2eme, 3^{eme} et 4^{eme} étage).

I.2.2 Caractéristique géométriques du sol

Le sol d'assise de la construction est considéré comme meuble d'après le rapport du

laboratoire (A IECH géo sol) daté en mars 2012 le taux travail du sol est de :

La contrainte étudiée du sol est $\delta \text{ sol} = 2\text{bar}$ pour un ancrage de 1m,

Le poids spécifiques de terre $\gamma h = 1.7\text{t} / \text{m}^3$,

L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 10^\circ$,

La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.3 Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- ✓ Régles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- ✓ Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (**BAEL 91**).
- ✓ Initiation au Béton Armé (**Règles BAEL91**).

I.4 Méthodologie de calcul :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- ✓ Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel **ROBOT**.
- ✓ Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- ✓ Définition des charges statiques et dynamiques **Ex**, **Ey**.

Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA99 version2003**

Les tableaux ci-dessous (**I.1**) récapitulatif les différentes caractéristiques des matériaux utilisées pour nos calcul :

Résistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	14.2 MPa
		Situation accidentelle	18.48 MPa.
	ELS		15 MPa
Module de déformation	instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	348MPa
		Situation accidentelle	400 MPa
	ELS	Fissuration Peu nuisible	400 MPa
		Fissuration nuisible	201.63 MPa
		Fissuration Très nuisible	164.97 MPa

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non-structuraux.

L'objectif du pré-dimensionnement ' le pré calcul' est de déterminer les sections des différents éléments de la structure pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants aux différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis .Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par : **RPA 99/Version 2003 ; BAEL 91 modifié 99 ; CBA 93 ; D.T.RB.C.2.2**, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans La phase de dimensionnement.

II.2 Pré-Dimensionnement Les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

II.2.1 Dalle en corps creux

II.2.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher

Pour déterminer l'épaisseur du plancher on a utilisé la condition de flèche (BAEL91

$$\text{B.6.8, 424): } h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ Avec : } L_{\max} = 430-40 = 390 \text{ cm}$$

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

donc : $h_0 = 4\text{cm}$ pour la table de compression.

$$h_t - h_0 = 18 \text{ cm pour le corps creux.}$$

Notre résultat a été vérifié suivant les conditions de Résistance au feu (D'après le **BEAL 91**) et Isolation phonique (Selon les règles techniques «**CBA93**»)

Donc on adopte : $h_t = 20\text{cm}$.

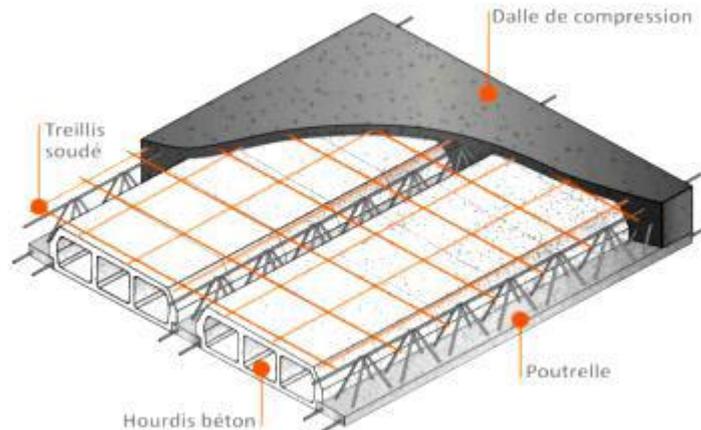


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..2.

Structure d'un plancher en corps creux.

II.2.1.2 Déterminations des poutrelles

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivante :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{43}{10} = 4.3 \text{ cm} \end{cases}$$

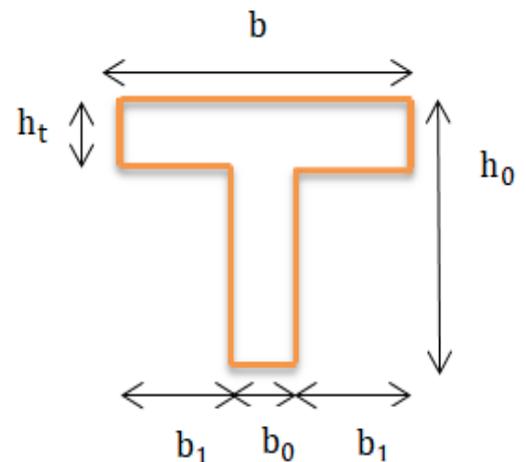
- Donc : $b_1 = 19.25 \text{ cm}$
- La largeur de la table de compression est définie par :

$$0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.8 \times h_t$$

- On adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

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



II.2.2 Plancher en dalle pleine

II.2.2.1 Résistance à la flexion

- Pour une dalle sur un seul appui : $e > \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis $\rho \leq 0.4$: $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis $0.4 \leq \rho \leq 1$: $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

Résistance au feu (D'après le BEAL 91) :

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

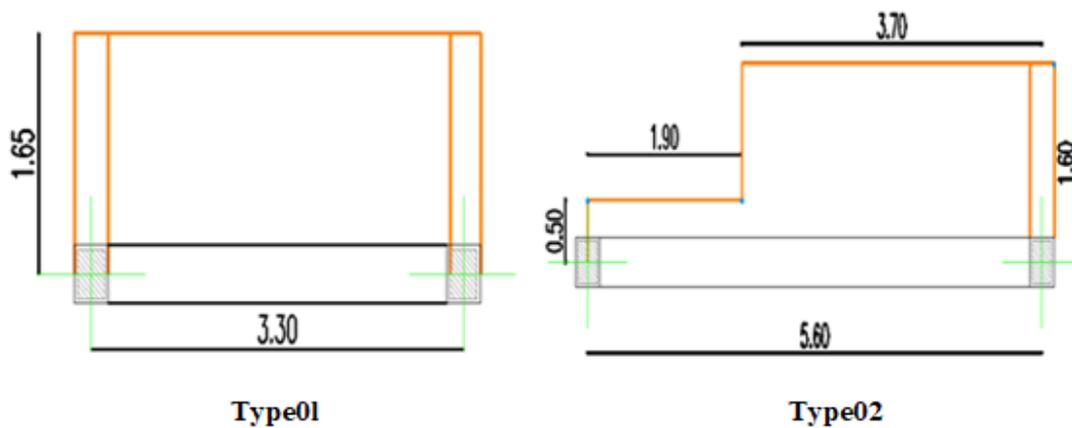
- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

Dans notre cas on à quatre types de dalle plane les dalles qui reposent sur 2 appuis,

Tableau II.1. Pré-dimensionnement de quatre types de dalle pleine

	L_x (m)	L_y (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Le sens	$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
Type01	1.65	3.30	$0.515 \geq 0.4$	deux sens ($L_x // L_y$)	$4.714 < e < 5.5$
Type02	1.60	3.30	$0.432 \geq 0.4$	deux sens ($L_x // L_y$)	$4.571 < e < 5.333$
Type03	1.36	5.60	$0.24 \leq 0.4$	sens (L_y)	$3.885 < e < 4.533$
Type04	1.00	3.30	$0.303 \leq 0.4$	sens (L_y)	$2.857 < e < 3.333$
d'après les conditions ci-dessus on prend : $e = 15$ cm.					

Notre résultat a été vérifié suivant les conditions de Résistance au feu (D'après le BEAL 91) et Isolation phonique (Selon les règles techniques «CBA93»). On adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15$ cm.



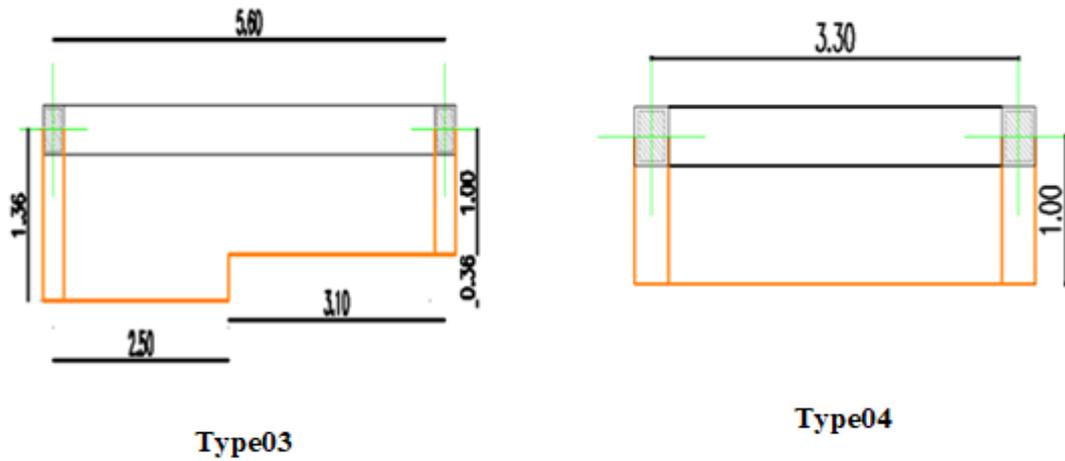


Figure II.3. Les Différents types de Dalles pleine

II.3 Pré-dimensionnement des poutres

D'après le RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes : Zone IIa

- $b \geq 20 \text{ cm}$ (c.v)
- $h \geq 30 \text{ cm}$ (c.v)
- $\frac{h}{b} \leq 4$ (c.v)

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2. Les dimensions des poutres

poutre	Poutre principales	Poutre secondaires	Poutre palière
$b \times h$	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.4 Pré dimensionnement des poteaux

D'après RPA99 version 2003 (Article 7.4.1) :

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b; h)} \geq 25 \text{ cm en zone IIa.} \\ \text{Min (b; h)} \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

h_e : Hauteur d'étage ($h_e = 3.10 - 0.30 = 2.76\text{m}$).

Nous obtenons pour les poteaux **(40, 30) cm²**.

II.5 Pré dimensionnement des escaliers

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé les escaliers droits à deux volées.
Pour les dimensions des marches (g) et contremarches (h) on utilise généralement la formule de :

$$\text{BLONDEL: } 59 \leq g+2h \leq 64$$

On a: h : hauteur des marches : $14 \leq h = \frac{H_v}{n} \leq 20$

g : giron (largeur des marches) : $22 \leq g = \frac{L}{n-1} \leq 33$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3. Les dimensions des escaliers

Destine	h (cm)	g cm	H_v (m)	n	n - 1	L_f (m)	α°	L_{paillasse} (m)	L (m)
Valeur	17	30	1,53	9	8	2,4	28,653	3,190	3.74m

Donc : $0,12 \text{ m} \leq e \leq 0,18 \text{ m}$ Soit : **e = 15 cm**

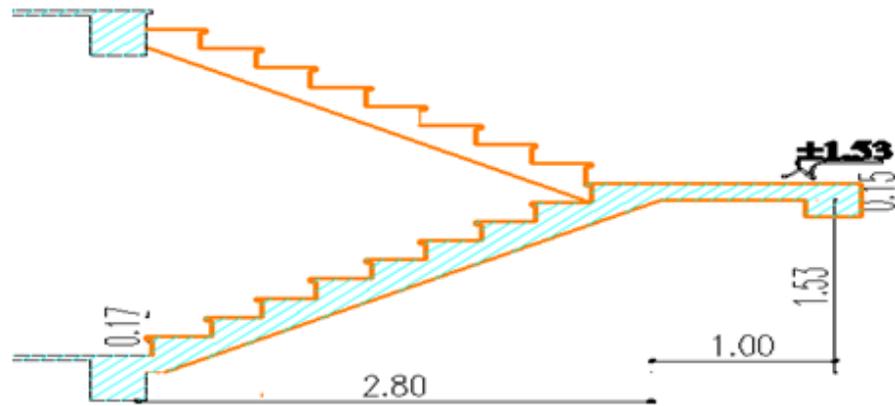


Figure II.3. Schéma d'escalier

II.6 L'acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m est $G_{ac} = S \times \rho$

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0,5 \times 0,08) + (0,03 \times 0,08) - \frac{0,03 \times 0,08}{2} = 0.0674 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = 0.0674 \times 25 = 1.685 \text{ KN/m}$$

II.7 Les voiles

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

II.7.1 Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99 version 2003 leurs Pré dimensionnements se feront comme suite :

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

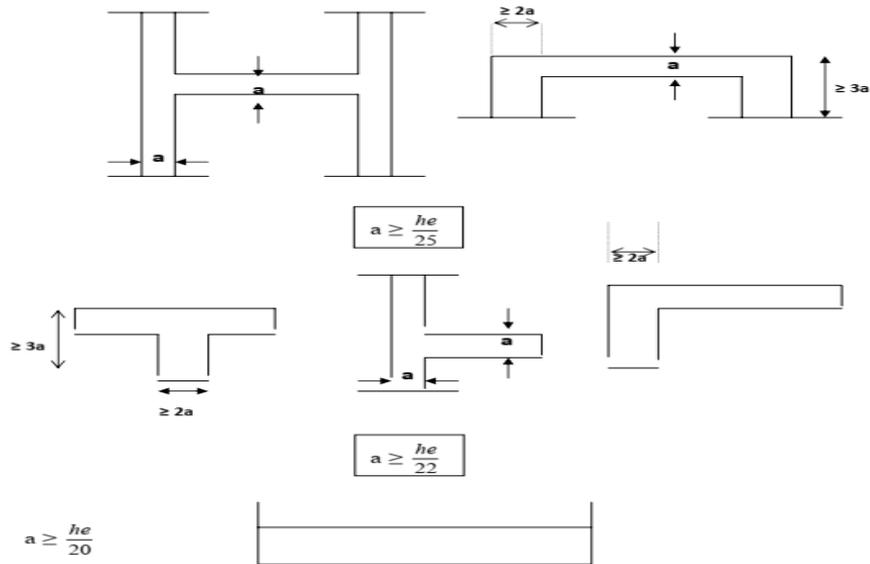


Figure II.4. Coupe de voile en plan.

D'après le **RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1)** :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du voile.

a : L'épaisseur des voile ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$).

h_e : Hauteur libre d'étage.

$$a \geq \max\left(a_{\min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right)$$

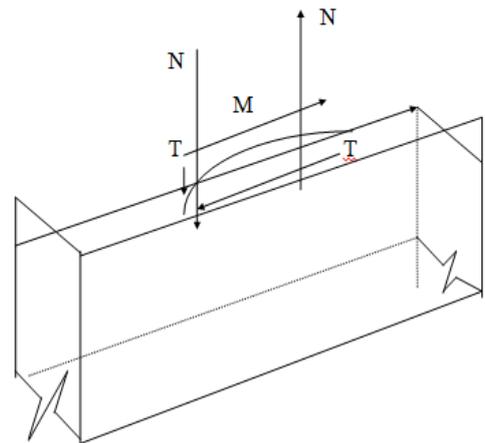


Figure II.5 Dimensionnements d'un voile.

A partir de la hauteur d'étage $H = 3.06 \text{ m}$, et la rig

La hauteur libre d'étage $h_e = H - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$

$$\begin{cases} a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{266}{25} = 10.64 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{266}{22} = 12.09 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq \max(15 ; 10.61 ; 12.09 ; 13.3) \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte : **a = 15 cm.**

II.7.2 Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion.

II.8 Evaluation des charges et surcharges

Suivant le **DTR B.C.2.2** les charges permanentes (**G**) et les surcharge (**Q**) sont définies comme suit :

Tableau II.4. Evaluation des charges et sur charges

Désignation		G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Les Planchers	Plancher terrasse	6.26	1
	Plancher étage courant	5.13	1.5
Balcon	Surface de balcon	5,53	3,5
	Garde-corps		1,5
murs	extérieurs	2,745	1
	intérieure	2.15	1
L'escalier	palier	5,39	2,5
	Paillasse	6,10	2,5
Dalle plein		5,95	1,5
L'acrotère		2,13	1

II.9 DESCENTE DE CHARGES

Les règles BAEL91 nous imposent d'appliquer la dégression des surcharges d'exploitations.

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i, \text{ le coefficient } \frac{3+n}{2n} \text{ étant valable pour } n \geq 5$$

Tableau II.5. dégression des charges.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge(KN/m ²)
4 ^{ème}	Q ₀	1
3 ^{ème}	Q ₀ + Q ₁	2.5
2 ^{ème}	Q ₀ + 0,95 (Q ₁ + Q ₂)	3.85
1 ^{èm}	Q ₀ + 0,90 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	5.05
RDC	Q ₀ + 0,85 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	6.1

II.9.1 Calcul les charges et les surcharges des poteaux

II.9.1.1 Poteau le plus sollicitée

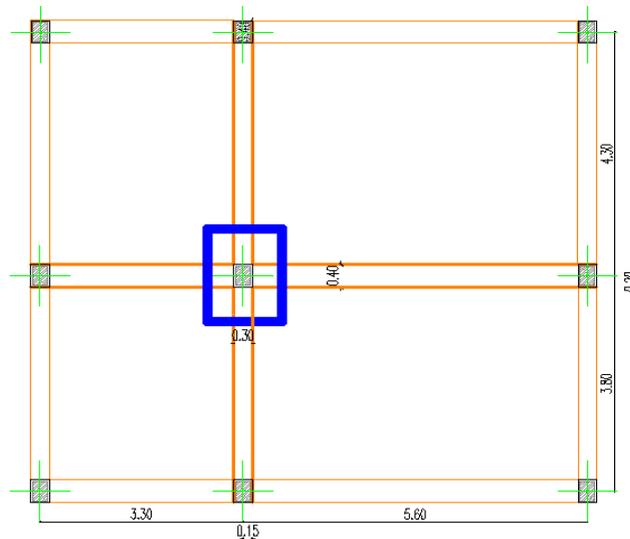


Figure II.6. Le poteau le plus sollicitée

La surface afférente : $S = 16.554\text{m}^2$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

II.9.1.2 Les charges et surcharges:

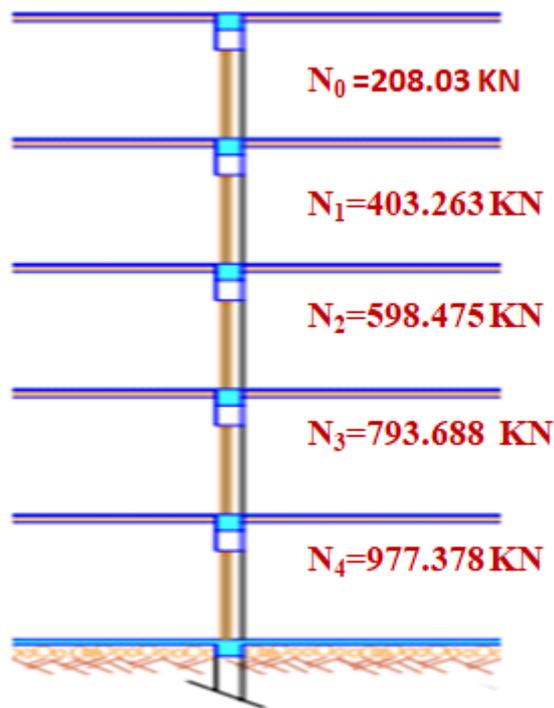
$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 16.554 \times 6.26 = 103.628 \text{ KN} \\ Q = 16.554 \times 1 = 16.554 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étage courant : } \begin{cases} G = 16.554 \times 5.13 = 84.922 \text{ KN} \\ Q = 16.554 \times 1.5 = 24.831 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Les poutres : } \begin{cases} G_{PP} = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 4.3 \times 25 = 12.9 \text{ KN} \\ G_{PS} = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 3.85 \times 25 = 10.106 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Les poteaux : } G_{Pot} = b \times h \times h_e \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

La descente de charge de poteau intermédiaire



Avec le Descente de charge du poteau plus sollicité on adopte:

$$G_{\text{total}} = 595.246 \text{ KN} \quad Q_{\text{total}} = 115.864 \text{ KN}$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

II.9.1.3 Vérification de la section des poteaux

L'effort normal ultime :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 977.387 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que :

$$N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q) = 1123.984 \text{ KN.}$$

II.9.1.4 Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B_c} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } B_c : \text{ section du béton.}$$

$$B_c \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B_c \geq \frac{1123.984 \times 10^{-3}}{15} = 0.07 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = a \times b = 0.3 \times 0.4 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$B = 0.12 \text{ m}^2 > B_c = 0.07 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les sections des poteaux choisit sont vérifier à la compression simple.

II.9.1.5 Vérification au flambement

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite du béton pour éliminer tout défaut de coffrage.

$$B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02) = 0.1064 \text{ m}^2$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : $B = 0.12 \text{ m}^2$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

La vérification de flambement est présente sur le tableau suivant :

Tableau II.6. Vérification de flambement de poteau.

Niveaux	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ	α	B_r (m ²)
RDC et EC	3.06	2.142	0.0016	0.115	18.626	0.804	0.1064

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_{r_{calcul}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Donc : $B_{r_{calcul}} = 0.07 \text{ m}^2 \leq B_r = 0.0269 \text{ m}^2 \rightarrow \text{CV.}$

Donc le poteau ne risque pas de flamber. A : La section d'acier comprimé.

$$A = \max (A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

Selon BAEL :

$$A_{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2 \cdot \text{m de périmètre} ; 0,2\%B)$$

$$A_{BAEL} = \max (4 \cdot (0,3 \cdot 2 + 0,4 \cdot 2) ; 0,2 \cdot (30 \cdot 40) / 100)$$

$$A_{BAEL} = \max (5,6 \text{ cm}^2 ; 2,4 \text{ cm}^2)$$

$$A_{BAEL} = 5,6 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 :

$$A_{RPA} = 0,8\%B \dots \dots \dots (\text{Zone IIa})$$

$$\text{Donc : } A = \max (5,6 \text{ cm}^2 ; 9,6 \text{ cm}^2) = 9,6 \text{ cm}^2$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow \bar{N}_u = 1850.34 \text{ KN}$$

$$N_u = 1123.984 \text{ KN} \leq \bar{N}_u = 2685.06 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

II.10 Conclusion

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règlements en vigueur.

Après avoir pré dimensionné tous les éléments, nous pouvons résumer les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.7. Récapulatif des résultats de pré-dimensionnement

Hauteur	Plancher corps creux	Ht = 16+4 cm
	Dalle plein (balcon)	e= 15 cm
Section des poteaux	Poutre principale	(30*40)cm ²
	Poutre secondaire	(30*35)cm ²
	Poutre palier	(30*30)cm ²
Section des poteaux	RDC :NiV1, 4étage	(30*40)cm ²
Epaisseur des voiles	RDC : NiV1, 4étage	A= 15 cm
Acrotère	S =0.0675 cm ²	

Chapitre III. Ferrailage des éléments secondaires

III.1 Étude dès l'acrotère

III.1.1 Hypothèse de calcul

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

III.1.2 Evaluation des charges

$$FP = 4 \times A \times CP \times WP \text{ (RPA A. 6.2.3)}$$

A : coefficient d'accélération de la zone en fonction du groupe d'usage

$$A = 0.15 \text{ (group d'usage 2, zone IIa) suivant le tableau 4-1 (RPA A 4.2.3)}$$

CP : facture de force horizontale.6-1 (RPA art 6.2.3)

$$CP = 0.8 \text{ suivant tableau 6-1 (RPA art 6.2.3)}$$

WP : Poids de l'acrotère : $WP = (2.13 \text{ KN/ ml})$

$$FP = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13 = 1.0224 \text{ (KN)}$$

$$FP \leq 1,5 Q \Rightarrow 1.022 \leq 1,5 \dots CV$$

Donc : On va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

III.1.3 Calcul des sollicitations

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable. Ces combinaisons Pour une bande de 1m de largeur sont :

Tableau III.1 . Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS.

	M (KN.m)	N (KN)	T (KN)
ELU	0.9	2.8755	1.5
ELS	0.6	2.13	1

III.1.4 Calcul de l'excentricité

Selon l'article A.4-4 du **B.A.E.L91** [1], en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

- **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e₁) :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.875} = 0.313\text{m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{ m} \dots\dots\dots (C.v)$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f par rapport aux armatures tendues.

- **Excentricité dus aux effets de second ordre (e₂) :**

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2\alpha + Q)$$

III.1.5 Calcul de l'élancement :

Tableau III.2. Les Résultats de de l'élancement.

L _f (m)	I (m)	S (m)	i	λ	λ	M _G (KN.m)	M _Q (KN.m)	α
1.2	8.33×10 ⁻⁵	0.1	0.028	42.85	100	0.383	0.18	0.68

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2 \times 0.68 + 2) \Rightarrow e_2 = 0.014\text{ m}$$

- **Excentricité additionnelle (e_a) :**

$$e_a = \max (2\text{ cm} ; \frac{L}{250}) \Rightarrow e_a = \max (2\text{ cm} ; \frac{60}{250}) \Rightarrow e_a = \max (2\text{ cm} ; 0.24\text{cm})$$

$$e_a = 0.02\text{m}$$

$$\text{Alors : } e_T = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.313 + 0.014 + 0.02 \Rightarrow e_t = 0.347\text{ m}$$

$$e_T > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{ m} \dots\dots\dots (cv)$$

Alors :

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est priori partiellement comprimé, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_{ua}).

III.1.6 Calcul du ferrailage

On considère une section ($b \times h$) m^2 soumis à la flexion composé.



Figure III.1. Section de Calcul d acrotère.

➤ Moment fictif (M_{ua}):

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{6} \right) \Rightarrow M_{ua} = 0.9 + 2.875 \left(0.07 - \frac{0.1}{6} \right) \Rightarrow M_{ua} = 1.053$$

➤ Les armatures fictives :

Tableau III.3. Récapitulatif des résultats de ferrailage

M_{ua} (KN.m)	μ_u	α	Z (mm)	A_f (cm^2)	A_u (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choi (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	e (cm)	A_r (cm^2)	e (cm)
1.053	0.0151	0.0190	69.468	0.43	0.35	0.85	4HA8	2.01	20	1.51	20

❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91 Article

5.1.1]

On doit vérifier que $\tau_u = 0.021MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$... Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

$$e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.13} = 0.28m = 28 \text{ cm}$$

$$e_{os} = 0.28 > \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m}$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$e_{os} > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

Tableau III.4. Récapitulatif des résultats de ferrailage de l'acrotère

M_{ser} (KN.m)	$\overline{\sigma}_{st}$	α_r	μ_r	M_1 (KN.m)	A'	z_r (mm)	A_s (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	Choix	Aadp (cm ²)
0.64	201.63	0.527	0.218	16.023	0	57.70	0.51	0.41	3HA8	1.51

III.1.7 Schéma de ferrailage

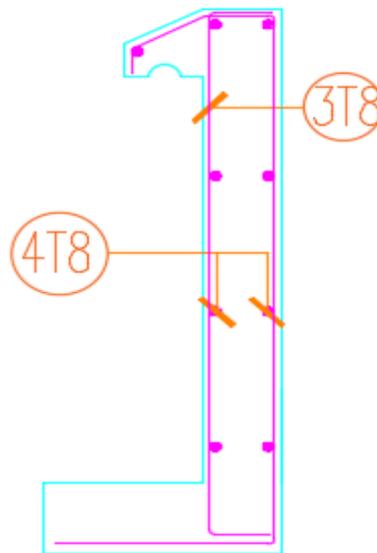


Figure III.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2 Etude du plancher

Le planché est composé :

- Corps creux (ourdis 16 cm).
- Poutrelles.
- Dalle de compression 5cm avec treillis soudé.

III.2.1 Type et Position des poutrelles

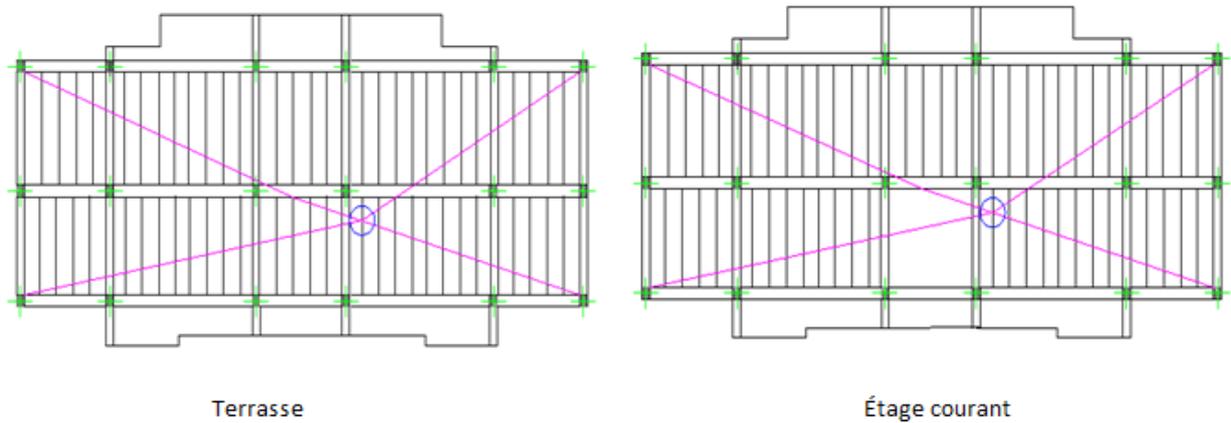


Figure III.3. Schéma de position des poutrelles

III.2.2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure

Tableau III.5. Les combinaisons d'action à chaque nervure

Type de plancher	$G=g \times b$ (N/m)	$Q=q \times b$ (N/m)	$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$ (N/m)	$q_s = (G + Q)$ (N/m)
terrasse	3067.4	490	4875.99	3557.4
étage courant	2513.3	735	4495.455	3248.3

III.2.3 Choix de la méthode de calcul

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'un de méthode de suivantes:

Méthode forfaitaire (BAEL Annexe E1) :

Conditions d'application

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$
- Les moments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. (**I=constant**)
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration peu nuisible.

Vérifications de notre Projet :

- 1ere condition :

$Q \leq \min(2G, 5Kn/m^2)$

Plancher terrasse inaccessible :

$1 \leq \min(2*6.26; 5)$

$1.5 \leq \min(2*5.13; 5) \dots\dots\dots C.V$

Plancher terrasse accessible :

$1.5 \leq \min(2*5.13; 5)$

$1.5 \leq \min(10.26; 5) \dots\dots\dots C.V$

2eme condition :

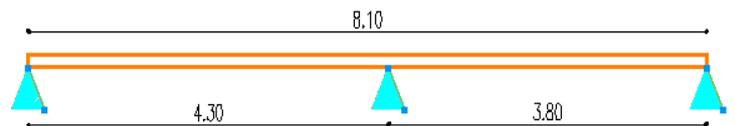
➤ L'inertie est constantC.V

3eme condition :

➤ Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 01: $0.8 \leq \frac{3.80}{4.30} \leq 1.25$

$0.8 \leq 0.883 \leq 1.25 \dots\dots C.V$



Type02: $0.8 \leq \frac{4.30}{4.30} \leq 1.25$

$0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$



4eme condition :

La fissuration est peu préjudiciableC.V

Principe de la méthode :

➤ M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- M_g et M_d : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée ;
- α : Degré de surcharge du plancher (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

❖ Moment en Travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes :

1. Dans le cas général $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0. \\ 1.05M_0. \end{array} \right.$
2. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le cas d'une travée de rive } M_t > \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0. \\ \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire } M_t > \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0. \end{array} \right.$

❖ Moment en appuis

Les appuis de rive : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : **(- 0,15M₀)**.

Les appuis intermédiaires :

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de **(-0.6M₀)**.

Poutres à plus de deux travées :

- **(- 0.5M₀)** Pour les appuis voisins de l'appui de rive.
- **(- 0,4M₀)** Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que : **M₀** : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

On adopte :



Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même

avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

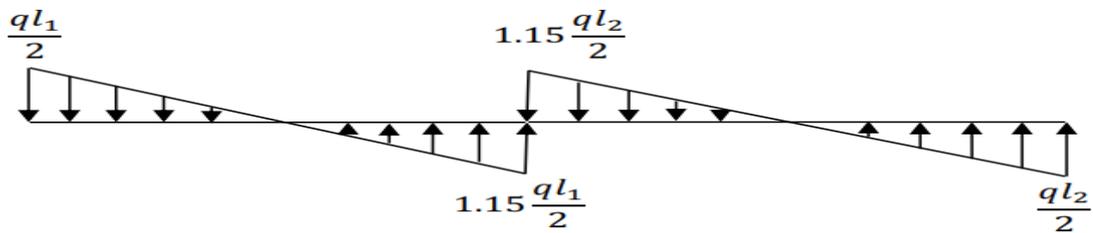
- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = \frac{V_{u0} \text{ (isostatique)} + (M_i - M_{i-1})}{L_i}$

On note que : $V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$

Dans son projet :



III.2.4 Détermination des sollicitations

III.2.4.1 Plancher terrasse :

Degré de surcharge du plancher

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 6.26} = 0.19$$

Donc : $M_t \geq 0.675 M_0$

Tableau III.6. Les combinaisons d'action de plancher la terrasse

Travée		L (m)	q (N/ml)	M0 (N.m)	Mg (N.m)	Md (N.m)	Mt (N.m)	V0 (N)	1.15V0 (N)
E.L.U	travée1	3.8	4875.99	8801.161	1320.174	5280.696	5940.783	9264.381	10654.038
	travée2	4.3	4875.99	11267.631	1690.44	6761.778	7605.650	10483.378	12055.885
E.L.S	travée1	3.8	3557.4	6421.107	963.166	3852.664	4334.24	6759.06	7772.919
	travée2	4.3	3557.4	8222.04	1232.306	4933.224	5549.877	7648.41	8795.671

III.2.4.2 Plancher étage courant :

$$\alpha = \frac{1}{1+5.13} = 0.16$$

Donc : $M_t \geq 0.673M_0$

Tableau III.7. Les combinaisons d'action de l'étage courant

Travée		L (m)	q (N/m)	M0 (N.m)	Mg (N.m)	Md (N.m)	Mt (N.m)	V0 (N)	1.15V0 (N)
E.LU	travée1	3.8	4495.45	8114.296	1217.144	4868.577	5460.921	8541.355	9822.558
	travée2	4.3	4495.45	10390.12	1558.518	6234.072	6992.55	9665.217	11115
E.L.S	travée1	3.8	3248.3	5863.181	879.477	3517.908	3945.92	6171.77	7097.535
	travée2	4.3	3248.3	7507.633	1126.144	4504.579	5052.637	6983.845	8031.42

III.2.5 Ferrailage des poutrelles

On remarque que les sollicitations obtenues du plancher étage courant sont un peu plus que du plancher terrasse sauf l'effort tranchant, donc en faire un seul calcul de ferrailage qui celle du plancher terrasse.

III.2.5.1.1 En travée

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 490 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 14.17 = 46099.2 \text{ N.m}$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- **Plancher terrasse :**

$$M_t^{\max} = 7605.650 \text{ N.m} < M_0 = 46099.2 \text{ N.m}$$

- **Plancher étage courant :**

$$M_t^{\max} = 6992.55 \text{ N.m} < M_0 = 46099.2 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire donc on adoptée

- **Plancher terrasse :**

Tableau III.8. Les combinaisons d'action de Plancher terrasse

	Mmax(N. m)	μ	α	Z(mm)	$A_u(\text{cm}^2)$
travée	7605.650	0.033	0.038	179.01	1.220
appui	6761.778	0.027	0.034	177.55	1.008

- **Plancher étage courant :**

Tableau III.9. Les combinaisons d'action de plancher étage courant

	Mmax(N. m)	μ	α	Z(mm)	$A_u(\text{cm}^2)$
travée	6992.55	0.151	0.191	166	1.21
appui	6234.072	0.013	0.016	178.84	1.00

III.2.6 Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 A.5.1.1)

- ❖ **Plancher terrasse**

$$\tau_u = 0.669 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Plancher étage courant**

$$\tau_u = \mathbf{0.687} \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui**

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer

$$\text{➤ } F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9 \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

Tableau III.10. Vérification de l'effort tranchant

	M_u (N.m)	$0.9 \times T_u$	$0.9d \times T_u$	les efforts T_u sont négligeables
Terrasse	11267.631	10850.296	1953.053	
Etage courant	10390.12	10003.5	1800.63	

➤ Vérification de la profondeur minimale d'appui

La bielle d'about a une largeur à qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2$ cm

➤ Vérification de la bielle de béton (BAELA.5.1.313)

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut

(théorème de Pythagore) : $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2}T_u$; la section = $b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \rightarrow a \geq \frac{3.75T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$\text{terrasse: } a \geq \frac{3.75 \times 10483.378}{100 \times 25} = 15.72 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm ... CV}$$

$$\text{etage corante: } a \geq \frac{3.75 \times 9665.217}{100 \times 25} = 14.49 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm ... CV}$$

➤ Sections minimales d'armatures inférieures sur appui (BAEL A.5.1.312)

L'équilibre de la bielle est satisfait si : $\Sigma M/B = 0$ donc :

$$\text{terrasse: } A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 10483.378 = 0.301 \text{ cm}^2 \text{ ... CV}$$

$$\text{etage courant: } A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 9665.217 = 0.277 \text{ cm}^2 \text{ ... CV}$$

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1)

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0)) h_0} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2(10 + (65 - 10)) 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] V^2$$

$$I_{Gz} = 10 \times \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] 10.62^2 = 1899.59 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) V} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1899.59 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 5.63 \text{ mm}^2 = 0.056 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ **En travée**

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui**

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_p \geq 1.30 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max(A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p)$

Tableau III.11. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

		$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_p(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	choix	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
terrasse	Travée	1.22	0.06	1.30	1.30	2T10	1.57
	Appui	1.008	0.06	0.2	1.008	2T10	1.57
Etage courant	Travée	1.21	0.06	1.30	1.30	2T10	1.57
	Appui	1.00	0.06	0.2	1.00	2T10	1.57

ELS :

Tableau III.12. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (N.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Terrasse	Travée	5549.877	1.57	3.29	5867.42	3.11	CV
	Appui	4933.224	1.57	7.14	3990.79	8.82	CV
Etage courant	Travée	5052.637	1.57	3.29	5867.42	2.83	CV
	Appui	4504.579	1.57	7.14	3990.79	8.059	CV

III.2.7 Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1).

❖ Terrasse :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{430} = 0.0465 \geq \frac{1}{16} = 0.0445 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2.01}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 18} = 0.001 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{20}{430} = 0.0465 \geq \frac{7605.650}{10 \times 6761.778} = 0.112 \dots \dots \dots CNV$$

❖ Etage courant :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{430} = 0.0465 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2.01}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.001 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{20}{430} = 0.0465 \geq \frac{6992.55}{10 \times 6234.072} = 0.112 \dots \dots \dots CNV$$

D'après le (BAEL 91) la flèche totale est :

Tableau III.13. Vérification des contraintes à l'ELS.

	L (cm)	I_0 (cm ⁴)	μ	λ_i	f (cm)	\bar{f} (cm)	$f \leq \bar{f}$
terrasse	5.60	1256.18	0.13	31.83	0.005	0.505	CV
courant	5.60	1256.18	0.13	31.83	0.005	0.505	CV

➤ **Ferrailage transversal (BAEL A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b_0}{10} \right] \rightarrow \phi_t < 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.392 \text{ cm}^2$$

On adapte : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement S_t (BAEL A.5.1, 22)**

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

III.2.8 Ferrailage de la dalle de compression (BAEL B.6.8, 423) :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

D'après (BAEL B.6.8, 423) les sections des armatures sont calculées comme suit :

$$a- \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} & \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} = \frac{4 \cdot L}{f_e} & \text{si } 50 \text{ cm} < L \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b- A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

L : distance entre l'axe des poutrelles ($L = 65 \text{ cm}$).

A_{\perp} : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_{//}$: Diamètre parallèle aux poutrelles.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

On a : $L = 65 \text{ cm}$

$$a- A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$.

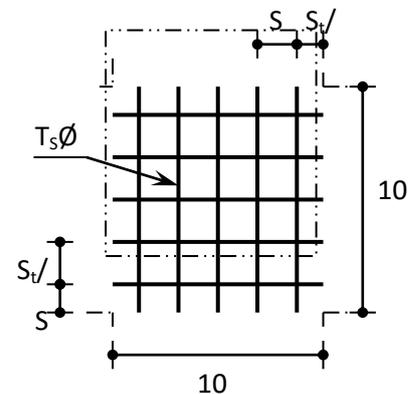


Figure III.4. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{\perp}}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

$$\text{b- } A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{\parallel} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 4 $\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

III.2.9 Schéma du ferrailage

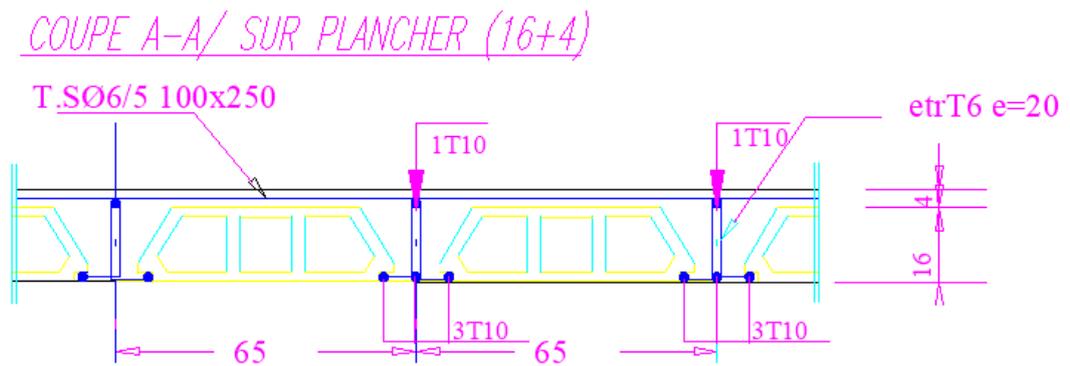


Figure III.5. Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).

III.3 Étude des dalles pleines

III.3.1 Type 01

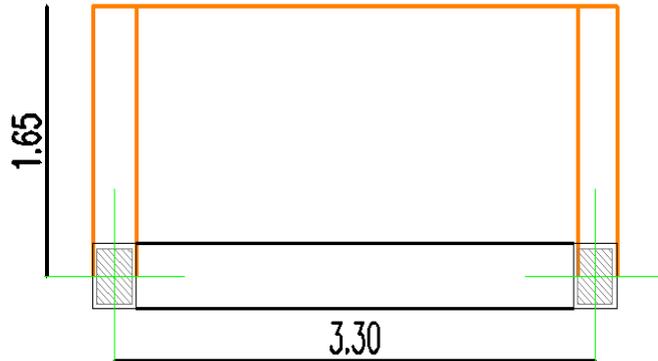


Figure III.6. Type 1 de la dalle pleine

III.3.1.1 Evaluation des charges

$$G = 5.95 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad e = 15 \text{ cm}$$

$\rho = 0.50 \geq 0.4$ Donc la dalle pleine travail selon deux sens ($L_x // L_y$)

III.3.1.2 Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91:

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

$v=0.0$ à *ELU*
 $v=0.2$ à *ELS*

ν : Coefficient de poisson

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

On adoptée pour $\rho = 0.5$ a :

$$\text{ELU} : \mu_x=0.095 \quad \mu_y=0.25$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

ELS : $\mu_x = 0.09$ $\mu_y = 0.373$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,3M_x$$

$$M_{ay} = 0,3M_y$$

Tableau III.14. La sollicitation pour ferrailer les dalle (type 1)

	q(N.m)	Mx(N.m)	My(N.m)	Mtx(N.m)	Mty(N.m)	Max(N.m)	May(N.m)	Tx(N)	Ty(N)
ELU	10.28	2.65	0.66	2.26	0.56	-0.79	0.19	8.48	5.65
ELS	7.45	1.82	0.68	1.55	0.57	-0.54	0.20	/	/

Tableau III.15. Récapitulatif des résultats de ferrailage.

	Sens	μ	As (cm ²)	α	Z	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	choix	Aadp (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	0.009	0	0.011	129	1.05	1.63	4T10	3.14	25
	y-y	0.002	0	0.002	134	0.166	1.63	4T10	3.14	25
Appuis	x-x	0.003	0	0.004	134	0.49	1.63	4T10	3.14	25
	y-y	0.002	0	0.002	134	0.35	1.63	4T10	3.14	33

III.3.1.3 Vérification des diamètres des barres :

$$\phi_x \leq h/10 = 15/10 = 15\text{mm}; \text{ soit } \phi_x \leq 15\text{mm}$$

$$\phi_{x\text{max}} = 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

III.3.1.4 Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

vérifiée : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$

$$\tau_u = \frac{12.678 \times 10^3}{100 \times 135} = 0.939 \text{MPa} < \bar{\tau} = \min(3.33 \text{MPa} ; 5\text{MPa})$$

0.939 MPa < 3.33MPavérifiée

III.3.1.5 Vérification à L'ELS :

❖ Evaluation des sollicitations à l'ELS

Tableau III.16. Récapitulatif des résultats à ELS.

		Mser(N.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc(MPa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st}
Travée	(x-x)	2.260	3.14	2.56	38228.3	0.57	vérifier
	(y-y)	0.565	3.14	2.56	38228.3	0.177	
Appuis		0.199	3.14	2.56	3828	0.38	

III.3.1.6 Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1):

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{165} = 0.090 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2.01}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.001 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{165} = 0.090 \geq \frac{0.592}{10 \times 0.837} = 0.07 \quad \text{CV}$$

III.3.2 Type 02

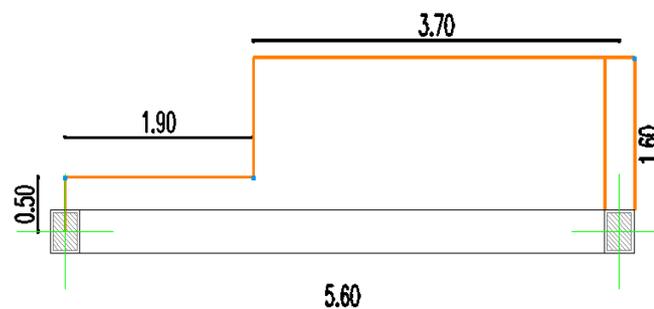


Figure III.7. Type 2 de la dalle pleine

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

III.3.2.1 Evaluation des charges

$$G = 5.95 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad e = 15 \text{ cm}$$

$\rho = 0.438 \geq 0.4$ Donc la dalle pleine travail selon deux sens ($L_x // L_y$)

Tableau III.17. Les sollicitations pour ferrailer la dalle (type2)

	q(N.m)	Mx(N.m)	My(N.m)	Mtx(N.m)	Mty(N.m)	Max(N.m)	May(N.m)	Tx(N)	Ty(N)
ELU	10.28	2.79	00.69	2.37	0.59	-0.83	-0.20	8.82	5.43
ELS	7.45	2.86	0.918	2.4	0.78	-0.83	0.83	/	/

Tableau III.18. Récapitulatif des résultats de ferrillage (type 2).

	Sens	μ	As (cm ²)	α	Z	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	choix	Aadp (cm ²)	St (cm ²)
Travée	x-x	0.009	0	0.011	129	0.5	1.63	4T10	3.14	25
	y-y	0.002	0	0.002	134	0.126	1.63	4T10	3.14	25
Appuis	x-x	0.003	0	0.004	134	0.178	1.63	4T10	3.14	25
	y-y	0.002	0	0.002	134	0.35	1.63	4T10	3.14	25

III.3.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.811 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.2.3 Vérification à L'ELS :

❖ **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

Tableau III.19. Récapitulatif des résultats à ELS

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

		Mser(N.m)	As(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σbc(MPa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st}
Travée	(x-x)	2.438	3.14	2.56	38228.3	0.57	vérifier
	(y-y)	0.780	3.14	2.56	38228.3	0.177	
Appuis		0.837	3.14	2.56	3828	0.38	

III.3.2.4 Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{160} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{3.14}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.001 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{160} = 0.093 \geq \frac{0.592}{10 \times 0.837} = 0.07 \dots\dots\dots CV$$

III.3.3 Type 03

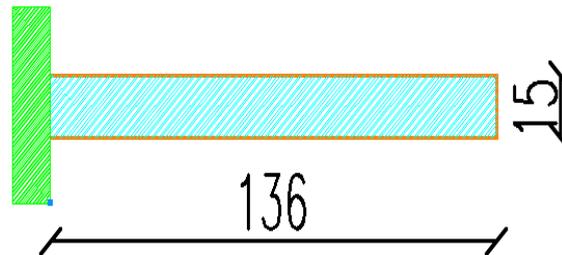


Figure III.8. Type 3 de la dalle pleine.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.36}{5.60} = 0.242 \leq 0.4$$

Donc la dalle pleine travail avec deux sens (L_y)

III.3.3.1 Evaluation des charges :

$$G = 5,53\text{N/m}^2 \quad Q=3.5\text{KN/m}^2 \quad g_{mur}= 1.5\text{KN/m}^2$$

III.3.3.2 Combinaison des charges :

Tableau III.20. Récapitulatif des résultats de la dalle pleine (Type 3)

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

	q (KN/ml)	P (KN/ml)	M (KN.m)	Tu (KN)
ELU	12.715	2.025	14.512	19.317
ELS	9.03	1.5	12.449	/

III.3.3.3 Calcul du ferrailage :

Tableau III.21. Récapitulatif des résultats de ferrailage (Type 3)

	μ	α	Z(cm)	A^{cal}(cm²)	A_{min}	Choi	A_{adp}(cm²)	St	A_r(cm²)	choi	st(cm)
ELU	0.049	0.062	131	2.78	1.63	4T10	3.14	25	0.775	4T10	25

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.314 \text{ cm}^2$$

On adapte : 3Ø8 = 1.51cm². St=25cm

III.3.3.4 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.143 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.3.5 Le ferrailage à ELS :

Tableau III.22. Les Résultats de ferrailage de balcon (type 3) à l'ELS.

M_{ser}(KN. m)	Y(cm)	I (cm⁴)	σ_s(MPa)	σ_s(MPa)	σ_{st} ≤ σ_{st}
12.449	3.53	5069.26	108.856	206.66	CV

III.3.3.6 La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{136} = 0.110 \geq \frac{1}{15} = 0.06 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.002 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \rightarrow \frac{15}{136} = 0.110 \geq \frac{14.512}{10 \times 14.512} = 0.1 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.4 Type 04

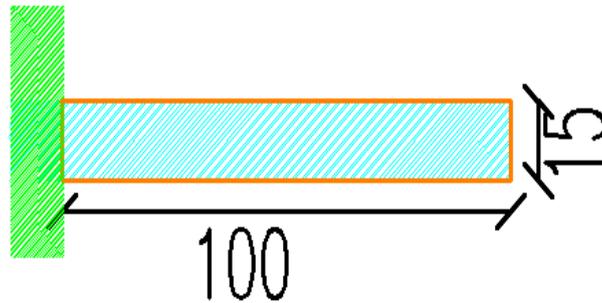


Figure III.8. Type 4 de la dalle pleine.

III.3.4.1 Evaluation des charges :

$$G = 5,53\text{N/m}^2 \quad Q = 3,5\text{KN/m}^2 \quad g_{\text{mur}} = 1,5\text{KN/m}^2$$

La charge des murs : c'est une force concentrée

$$P = 2,74 \times 1,10\text{m} \times 1\text{m} = 3,014\text{N}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,00}{3,30} = 0,303 \leq 0,4$$

Donc la dalle travail dans un seul sens L_y

Tableau III.23. Récapitulatif des résultats de la dalle pleine (Type 4).

	q (KN/ml)	P (KN/ml)	M (KN.m)	Tu (KN)
ELU	12.715	2.025	8.382	14.74
ELS	9.03	1.5	6.015	/

III.3.4.2 Calcul du ferrailage :

Tableau III.24. Les Résultats de ferrailage de balcon (Type 4).

	μ	α	Z(cm)	$A^{cal}(cm^2)$	Amin	Choi	Aadp	St	Ar(cm^2)	choi	st(cm)
ELU	0.032	0.038	132	1.80	1.56	4T10	3.14	25	0.502	4T10	25
ELS	0.023	0.029	134	1.24	1.56	4T10	3.14	/	/		

III.3.4.3 Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.314cm^2$$

On adapte : 3Ø8 = 1.51cm². st=33cm

III.3.4.4 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.13MPa < 3.33MPa \dots\dots\dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.4.5 Vérification à ELS :

Tableau III.25. Les Résultats de vérification de balcon à l'ELS.

$M_{ser}(KN.m)$	Y(cm)	I (cm^4)	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
6.015	2.56	4539.64	153.73	206.66	CV

III.3.4.6 La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{1}{15} = 0.06 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.002 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \rightarrow \frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{8.382}{10 \times 8.382} = 0.1 \dots\dots\dots CV$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

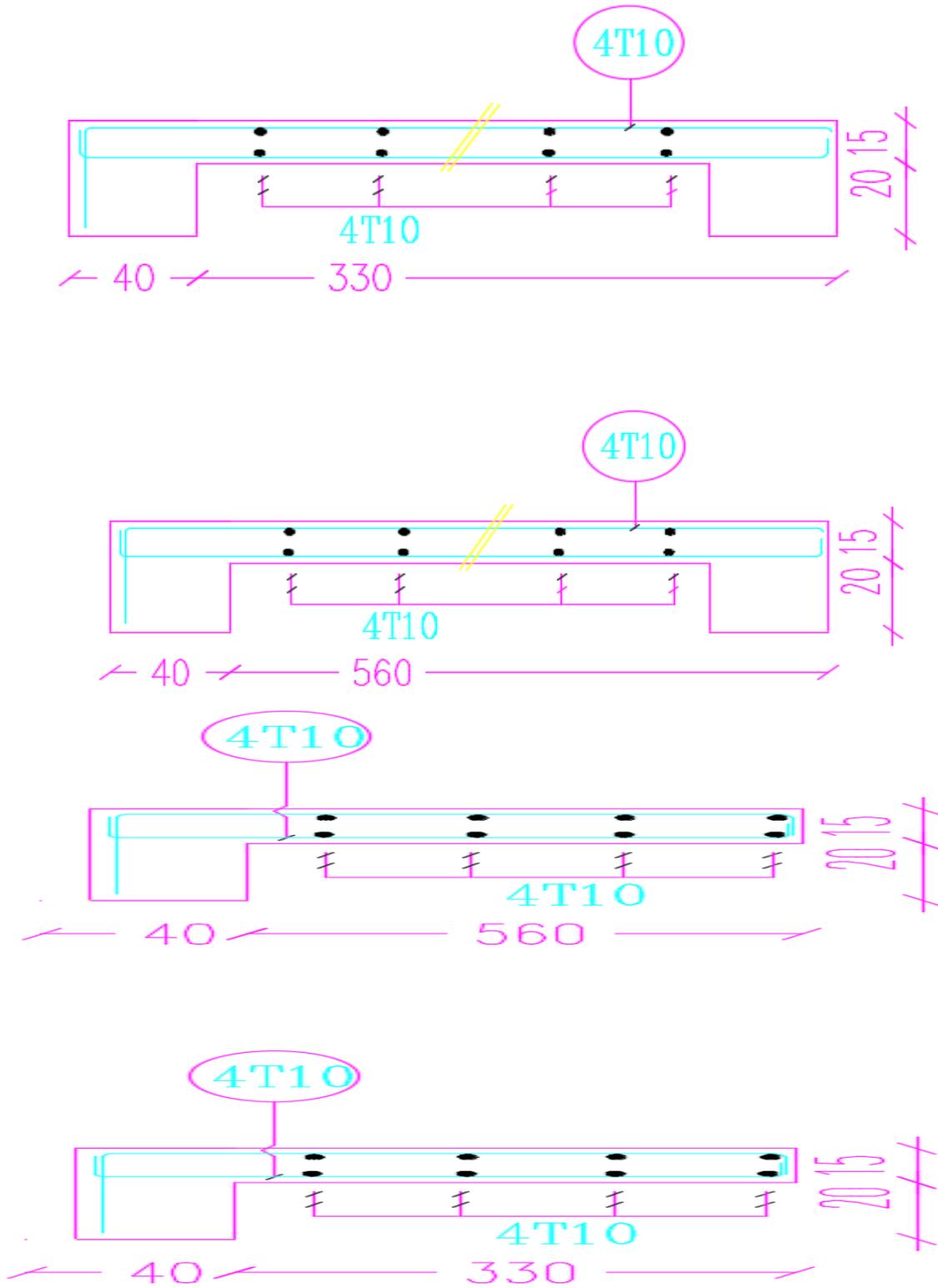


Figure III.9. Schéma de ferrailage de dalle pleine

III.4 Les escaliers

III.4.1 Evaluation des charges

On fait le calcul pour 1 ml

Tableau III.26. Evaluation des charges d'escalier

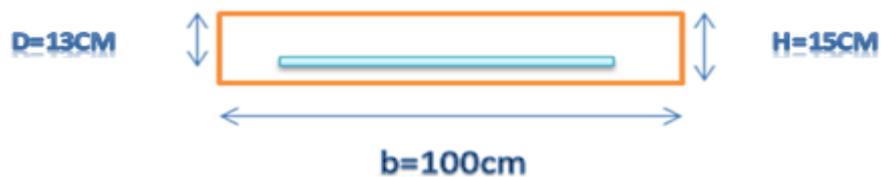
Désignation	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
ELU	11.985	11.0265
ELS	8.6	7.89

III.4.2 Calcul des sollicitations

Tableau III.27. Récapitulatif des sollicitations

	La charge équivalente (KN/m)	Le moment isostatique (KN/m)	L'effort tranchant (KN)	Le moment sur appuis (KN. m)	Le moment sur travée (KN. m)
ELU	11.744	21.197	22.313	6.35	18.01
ELS	8.413	15.185	19.984	4.55	12.91

III.4.3 Calcul de Ferrailage



III.4.3.1 En appuis

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Tableau III.28. Récapitulatif des résultats de ferrailage de l'escalier (appuis)

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	$A_r (cm^2)$	S_t
6.35	0.025	0.026	112.58	1.62	1.57	3HA10 = 2.26	4HA8	15

III.4.3.2 Sur travée

Tableau III.29. Récapitulatif des résultats de ferrailage de l'escalier (travée)

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	A (cm ²)	S_t
18.017	0.072	0.075	124.914	4.14	1.57	4HA12 = 4.52	4HA8	15

III.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.134 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.4.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS

❖ En travée

Tableau III.30. Récapitulatif des résultats à ELS

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
12.91	4.52	3.57	7545.75	6.11	Vérifié

❖ Sur appuis :

Tableau III.31 Vérification des contraintes à l'ELS.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
4.55	2.26	2.7	4411.686	2.78	vérifié

III.4.3.5 Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.8} = 0.039 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV} \\ \frac{0.15}{4} = 0.040 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.084 \quad \text{CNV} \\ \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

D'après le (BAEL 91) la flèche totale est :

Tableau III.32. Vérification de la flèche

y (cm)	$I_0(\text{cm}^4)$	ρ	λ_i	λ_v	E_i (MPa)	E_v (MPa)	σ_s (MPa)
8.869	33250.27	0.0034	4.88	1.95	32164.2	10721.4	258.42
μ	I_{fi} (MPa)	I_{fv} (MPa)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf_t (mm)	\bar{f} (mm)	$\Delta f_t \leq \bar{f}$
0.65	8766.84	16130.23	7.77	12.679	4.909	7.6	c.v

III.4.4 Schéma de ferrailage

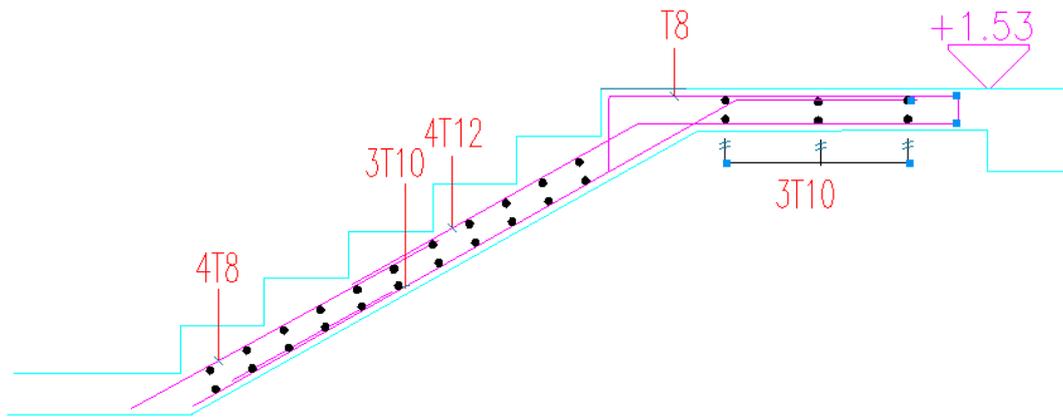


Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4.5 La poutre palière

III.4.5.1 Evaluation des charges

Tableau III.33. Evaluation des charges de la poutre palière

	Charges et surcharges (KN/ml)	Combinaison Charges et surcharges (KN/ml)	L'effort tranchant (KN)	Le moment sur appuis (KN. m)	Le moment sur travée (KN. m)
ELU	21.96	24.99	41.23	22.67	11.33
ELS	15.74	18	29.7	16.33	8.16

III.4.5.2 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

❖ **En travée**

Tableau III.34. Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	S_t
11.33	0.0109	0.0137	268.52	1.21	0.97	2HA10 = 1.57	25

❖ **Sur appuis**

Tableau III.35. Récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	S_t
22.67	0.02	0.025	267.84	2.43	0.978	4HA10 = 3.14	25

III.4.5.3 Vérifications

- Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » à la flexion simple

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.509 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau III.36. Vérification à l'ELS de la poutre palière.

Sections	M(KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	8.16	3.14	7.77	22108.21	2.86	vérifié
Appui	16.33	3.14	7.77	22108.21	5.73	vérifié

- ❖ Vérification de la flèche (BAEL 91(article B.6.5.1))

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3.3} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.35}{3.3} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.066 \quad \text{CV} \\ \frac{3.26}{30 \times 31.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de la flèche de flèche de la poutre palière.

III.4.6 Schéma de ferrailage

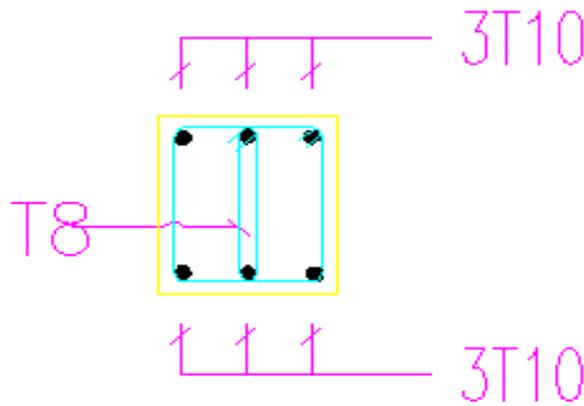


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre IV. Etude dynamique et sismique du bâtiment.

IV.1 Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [RPA99 version2003]

IV.2 Choix de la méthode de calcul

Selon RPA99 V 2003 le calcul de la force sismique peut être mené suivant les méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale

Principe de la méthode

Dans le but d'évaluer de façon réaliste le comportement d'une structure soumise à un tremblement de terre, on emploie les techniques d'analyse dynamique des structures.

Le principe de cette méthode consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Principe de la méthode

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogramme et impose en pratique l'usage de l'ordinateur.

La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogramme. Elle est représentée par un modèle dont on calcule la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

Cette méthode s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.2.4 Choix de la méthode de calcul : ... RPA99V2003 (Article 4.1.1)

IV.2.4.1 Conditions d'application de méthode statique équivalente : ... RPA99V2003 (Article 4.1.1).

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du règlement parasismique algérien, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes:

Zone I : tous groupes

Zone II :

Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.2.4.2 .Classification de l'ouvrage selon la zone sismique:RPA99 V2003

(Article 3.1)

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité.

- **Zone 0** : Sismicité négligeable.
- **Zone I** : Sismicité faible.
- **Zone IIa et IIb**: Sismicité moyenne.
- **Zone III** : Sismicité élevée.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

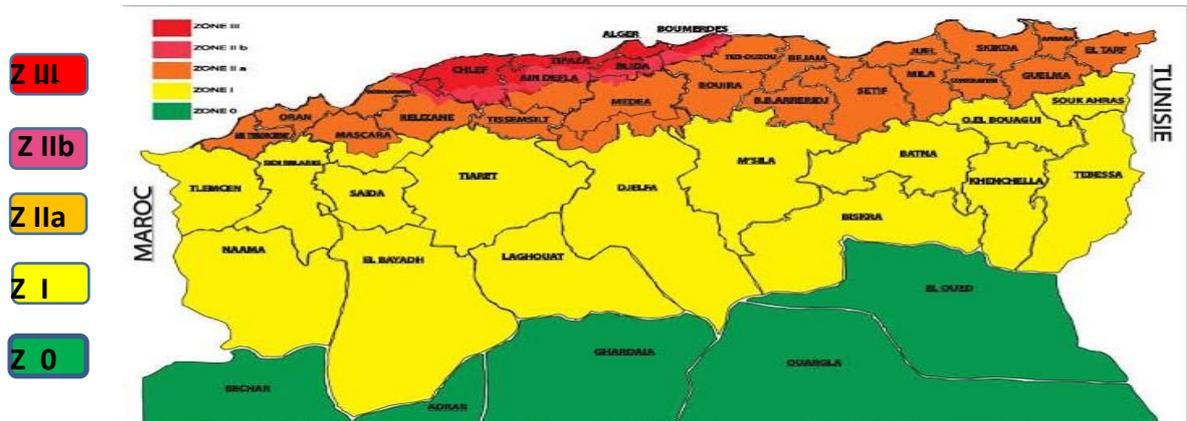


Figure IV.1. Carte de zonage sismique du territoire national algérien

Notre projet est implanté dans la wilaya de Mila qui est classé dans une zone de sismicité moyenne Zone IIa.

IV.2.4.3 Classification de l’ouvrage selon leur importance :RPA99 V2003 (Article 3.2)

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

- **Groupe 1A** : ouvrages d’importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courant ou d’importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre projet est un bâtiment à usage d’habitation, la hauteur ne dépasse pas **48m**.
Donc, il est de **Groupe d’usage 2**

IV.2.4.4 Classification de l’ouvrage selon leur configuration :RPA99 V2003 (Article 3.5)

❖ **Vérification de la régularité :**

Un bâtiment est classé régulier s’il est à la fois régulier en plan et en élévation.

Cette vérification ce fera selon le paragraphe 3.5 du RPA 99 V 2003 comme suite :

Régularité en plan :

Vérification des décrochements :

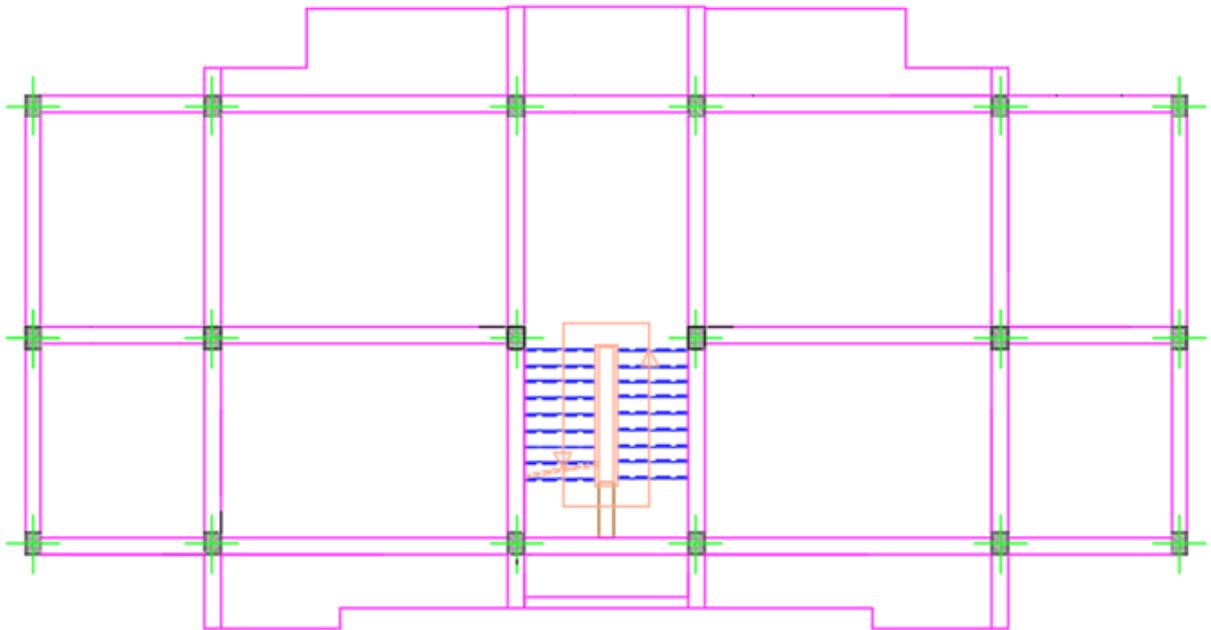


Figure IV.2. Dimensions des décrochements de notre bâtiment

Notre structure est classée comme une structure régulière en plan.

a) Régularité en élévation :

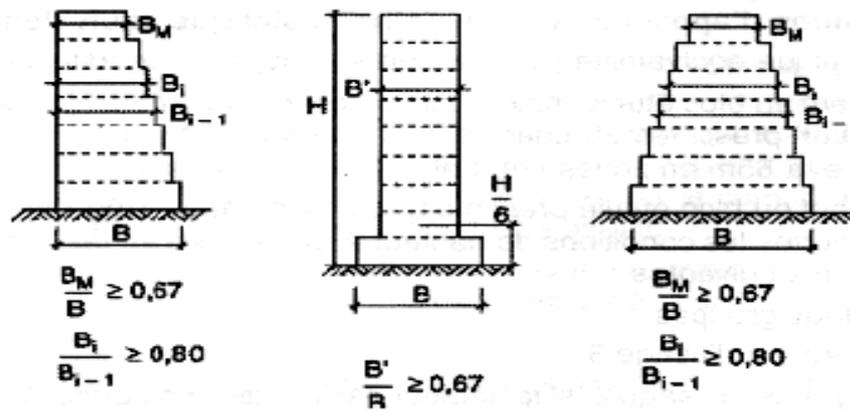


Figure IV.3. Limite des décrochements en élévation d'après RPA 99 V 2003

Notre structure ne contient aucun décrochement en élévation donc elle est classée comme une structure régulière en élévation.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

IV.2.4.5 Classification de site :RPA99 V2003 (Article 3.3)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

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

IV.2.5 Conclusion

Dans notre cas, la condition de régularité en plan est satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) ne dépasse pas 65m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable, ce qui nous conduit donc à adopter la méthode d'analyse modal spectrale pour l'étude sismique. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.3 Calcul des efforts sismiques selon la méthode dynamique modale spectrale

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.

IV.3.1 Hypothèses à respecter

- Les masses sont concentrées au niveau des nœuds principaux.
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.3.2 Spectre de réponse de calcul

Le RPA99 version 2003 recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25. A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5. n. \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \dots \dots \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5. n (1.25. A) \left(\frac{Q}{R} \right) \dots \dots \dots \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5. n \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5. n (1.25. A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \dots \dots \dots \text{si } T > 3s \end{cases}$$

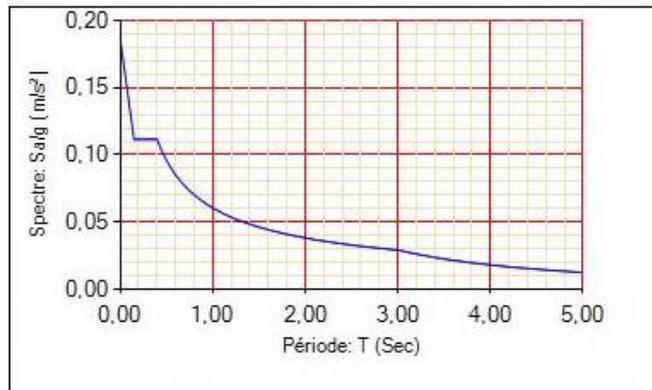


Figure IV.4. Spectre de réponse de calcul

IV.3.3 La période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \text{ (Article. 4.2.4)}$$

$$T_2 = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau

$\Rightarrow h_N = 15.30m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$\Rightarrow C_T = 0.05 \dots \dots \dots \text{ (RPA99 V 2003 Tableau 4.6)}$

D’où : $T_1 = 0.36(s)$.

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

On prend la plus petite valeur pour T.

Sens (x) : $D_x = 21.40m \Rightarrow T_2 = 0.309(s)$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Sens (y) : $D_y = 8.50m \Rightarrow T_2 = 0.398(s)$

$$T_x = \min(0.398s; 0.309s) = \mathbf{0.309(s)}$$

$$T_y = \min(0.398s; 0.490s) = \mathbf{0.398(s)}$$

IV.3.4 Nombre de modes a considérer

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être telle que :

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

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

N: est le nombre de niveaux $N = 5 \rightarrow K \geq 6.708$; Donc on prend $K = 7$

IV.4 Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de La zone sismique..... (RPA99 V 2003 Tableau 4.1)

Dans notre cas : $A = \mathbf{0.15}$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on a un Contreventement mixte portique /voiles avec interaction.

$\Rightarrow R = \mathbf{3.5}$

Q : facteur de qualité.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Sa valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{ RPA99 (formule 4.4)}$$

p : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q sont satisfaits ou non, donnée par le tableau 4.4 du [RPA]

Tableau.IV.1. Valeurs des facteurs de qualité.

Critère (q)	observé	Non observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

$$Q = 1.15 \dots \dots \dots \text{RPA99 V2003}$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (formule 4.5)}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le **tableau 4.5 (RPA99)**

Tableau IV. 2. valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération :

$$\beta = 0.20.$$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT la valeur trouvé est :

$$W = 11571,17 \text{ KN}$$

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s & \text{(RPA99 V 2003 4.2.3)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3s \end{cases}$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

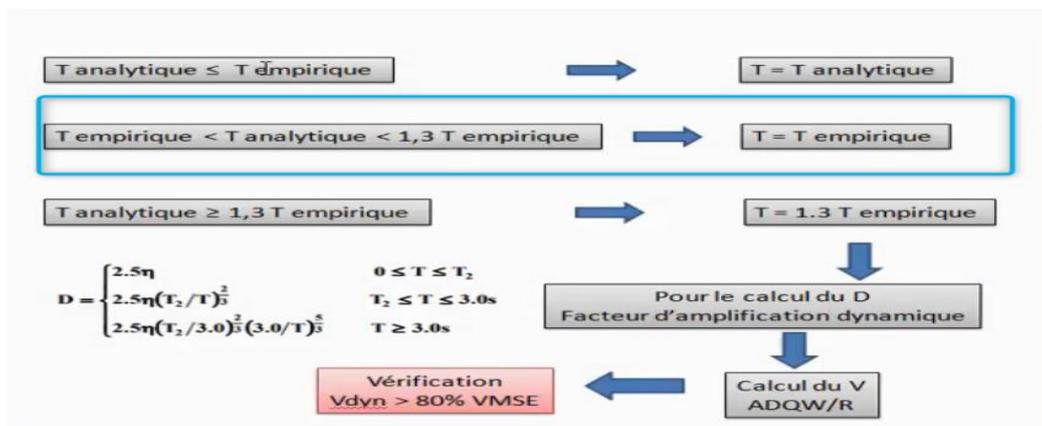


Figure IV.5. La relation entre les périodes empirique et analytique.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases} \dots \text{RPA99 V2003 (Tableau 4.7)}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \dots \dots \dots (RPA99 V 2003 4.2.3)$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4.2, RPA99/V2003).

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

Donc, on prend $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% . \eta = 0.816$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que :

$$T_{sx} = 0.329(s) ; T_{sy} = 0.405(s)$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sx}} \right)^{2/3} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.309} \right)^{2/3} = 2.811 \\ D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sy}} \right)^{2/3} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.398} \right)^{2/3} = 2.375 \end{cases}$$

Car $0.50 \leq T \leq 3.0 s$

On aura donc l'effort horizontal (dans les deux sens) dans la structure qui est :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.3. La force sismique totale

	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)
Sens -X	0.15	2.811	1.15	3.5	11571,17	1603.09
Sens-Y	0.15	2.375	1.15	3.5	11571,17	1354.44

IV.5 Modélisation de la structure

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **Autodesk Robot structural analyses Professional 2014** est utilisé.

IV.5.1 Description générale du logiciel utilisé

Le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014** est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

IV.5.2 Etapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Robot 2014

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles, dalle

Pleine et balcon par Area sections Panneaux.

- Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre II)
- Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
 - **Charge permanente G**: la charge permanente distribuée par les poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - **Charges d'exploitation Q**: les charges d'exploitations distribuées par les poutres.

➤ **Les forces sismiques E** : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens(X, Y)

- Détermination des combinaisons de charges :

1) **ELU** : $1.35G + 1.5Q$

2) **ELS** : $G + Q$

3) **ELA** : $0,8G \pm E$

5) **ELA** : $G + Q \pm E$

6) **ELA** : $G + Q \pm 1,2E$

- Lancement de l'analyse
- Interprétation des résultats

IV.5.3 Analyse de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes fondamentales lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par des voiles porteurs en béton armé.

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- ❖ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- ❖ La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

IV.5.3.1 Analyse de la structure en portique (non contreventée)

La variante initiale de la structure est présentée comme suite :

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

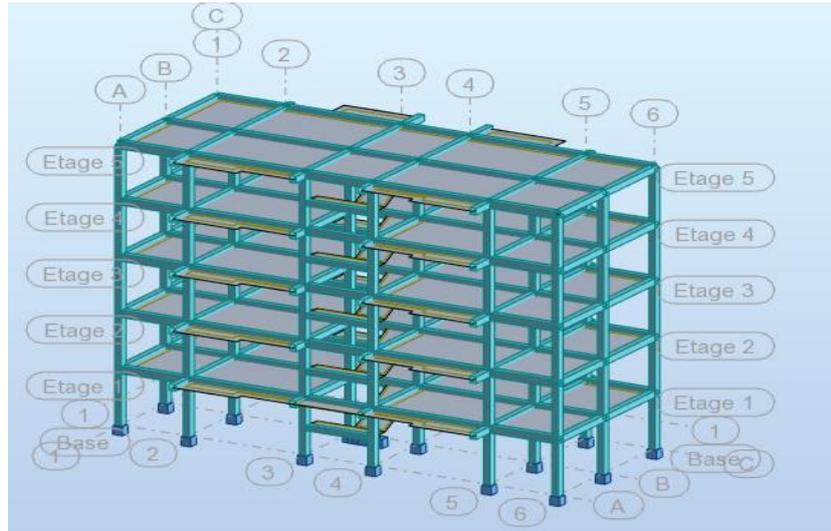


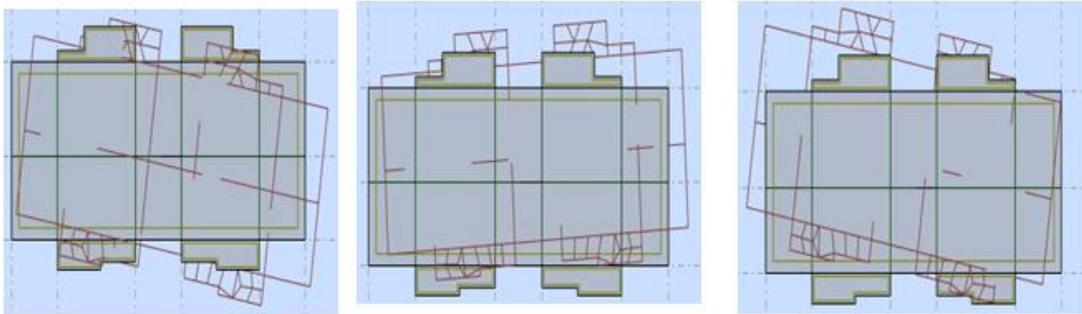
Figure IV.6. Vue en plan et en 3D de la structure en portique (non contreventée)

IV.5.3.1.1 Résultat de l'analyse de la structure en portique (non contreventée)

Les différents modes propres de vibration de la structure en portique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.4. Période et pourcentage des masses modales effectives (structure en portique)

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées		Masse Modale		Nature
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]	
1	0,94	34,03	11,61	34,03	11,61	Torsion
2	0,83	71,98	51,40	37,95	39,79	Torsion
3	0,75	84,02	81,88	12,03	30,49	Torsion
4	0,30	89,56	83,03	5,54	1,14	
5	0,27	93,63	88,54	4,08	5,51	
6	0,24	94,62	93,43	0,98	4,88	
7	0,18	96,99	93,59	2,38	0,16	
8	0,15	97,88	95,49	0,88	1,90	
9	0,14	98,15	97,43	0,27	1,94	
10	0,13	99,18	97,43	1,03	0,00	



Mode 01. Torsion

Mode 02. Torsion

Mode 03 .Torsion

Figure IV.7. Les trois modes propres de vibration de la structure en portique

❖ **Constatation :**

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,94s$.
- Les 1^{ier} 2^{ème} et le 3^{ème} mode sont des modes de torsion.

On doit retenir les 5 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Interprétation des résultats :

- ❖ Apparition du phénomène de la torsion dans le 2^{ème} mode.
- ❖ Ces constatations nous ont menés à procéder un système de contreventement de structure en portique par des voile en béton armé en respectant les exigences du **RPA99V2003 3.4.4b**

IV.5.4 Analyse de la structure en portique (contreventée)

IV.5.4.1 Positionnement des voiles

Après plusieurs simulations sur le positionnement des voiles, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants. Cette structure proposée est présentée dans la figure ci-dissous:

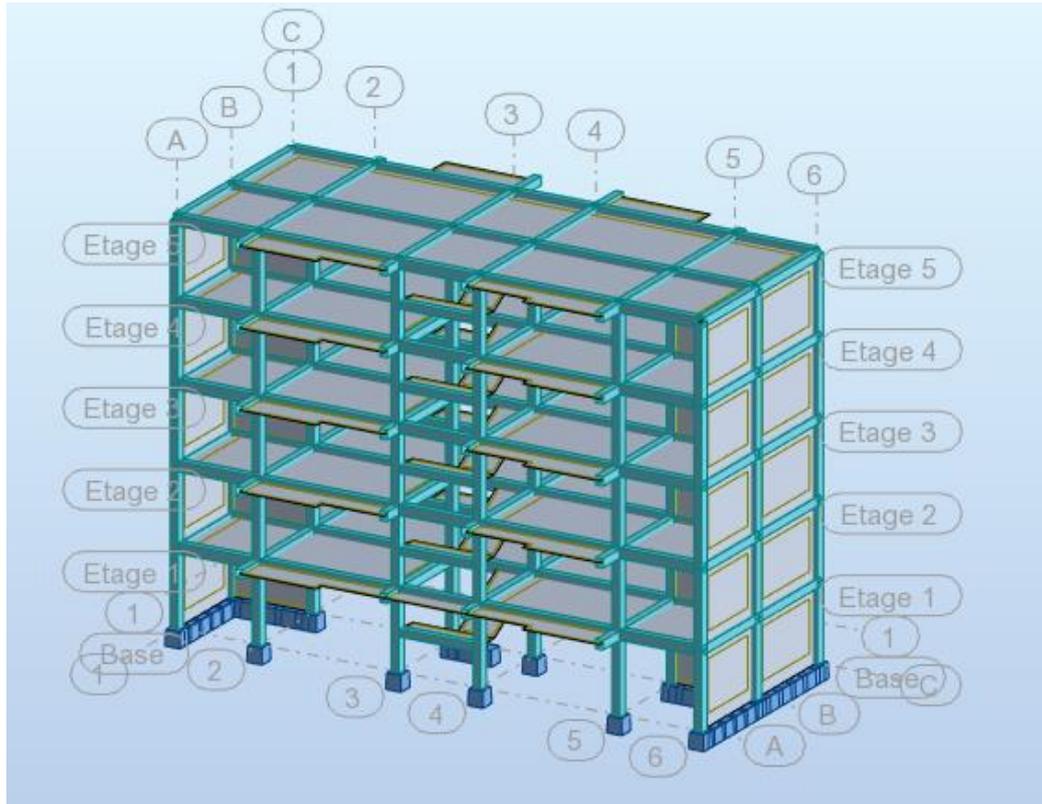


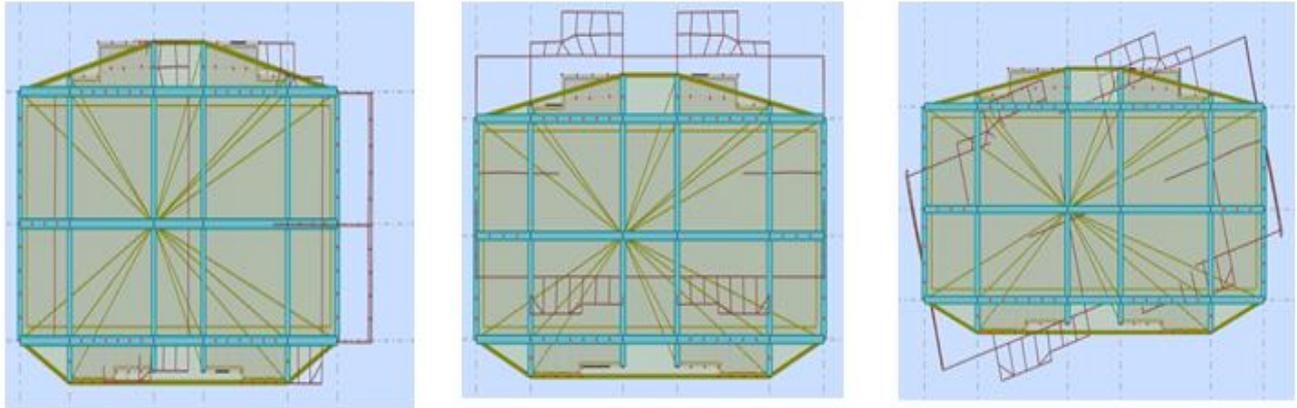
Figure IV.8. Dispositions des voiles

IV.5.4.2 Résultat de l'analyse de la structure en portique (contreventée)

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.5. Période et pourcentage des masses modales effectives (structure contreventé)

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées		Masse Modale		Nature
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]	
1	0,30	71,72	0,00	71,72	0,00	Translation
2	0,17	71,72	72,61	0,00	72,61	Translation
3	0,12	71,76	72,61	0,05	0,00	Torsion
4	0,08	91,25	72,61	19,48	0,00	
5	0,05	91,25	92,17	0,00	19,56	
6	0,04	91,25	92,17	0,00	0,00	
7	0,04	96,00	92,17	4,75	0,00	
8	0,03	96,00	92,17	0,00	0,00	
9	0,03	96,03	92,17	0,03	0,00	
10	0,03	97,41	92,18	1,38	0,00	



Mode 01 : Translation

Mode 02 : Translation

Mode 03 : Torsion

Figure IV.9. Les trois modes propres de vibration de la structure en structure mixte

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_{an} = 0,30 \text{ s}$
- Les 1^{ier} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Les onze (10) premiers modes sont suffisants pour que la masse modale cumulée dépasse les **90%**

IV.6 Vérifications règlementaires

IV.6.1 Période fondamentale théorique

Les **RPA99/Versions 2003 (article 4.2.4.4)**, préconisent qu'il faut que la valeur de T_{an} calculée par la méthode analytique, ne dépasse pas la valeur T_{em} estimé par la méthode empiriques appropriée de plus de 30 %

$$T_{em} = \min\{0.309; 0.398\} \rightarrow T_{em} = 0.309s$$

$$T_{an} = 0.30 < 1.3 * 0.309 = 0.401s \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.6.2 Résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

$V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

Les vérifications des forces sismiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification des forces sismiques

	V (KN)	$0.8 * V$ (KN)	V_t (KN)	$V_t > 0.8 V$
SensX	1603.09	1282.47	1311,30	Condition vérifiée
SensY	1354.44	1083.55	1328,56	Condition vérifiée

IV.6.3 Vérifications des Sollicitations normales

Les vérifications prescrites par le RPA99/version 2003 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante : $v =$

$$\frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$$N_d = N_G + N_Q + N_E$$

B_C : Section brute de la section de béton

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les vérifications des sollicitations normales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérifications des Sollicitations normales.

Niveau	Poteau	N_d (KN)	B_C (m ²)	f_{c28} (Mpa)	v	$v < 0.3$
RDC+4	30x40	1285,98	0.1200	25	0.42	Condition non vérifiée

On modifié les démontions de poteau

Tableau IV.8. Vérifications des Sollicitations normales.

Niveau	Poteau	N_d (KN)	B_C (m ²)	f_{c28} (Mpa)	v	$v < 0.3$
RDC+4	45x40	1285,98	0.1800	25	0.285	Condition vérifiée

IV.6.4 Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. (RPA99/version 2003 article 4.41).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} \geq 1.5$$

Avec :

M_{rv} : Moment de renversement. $M_{rv} = \sum F_i \cdot h_i$

F_i : Force sismique à l'étage i.

h_i : La hauteur de niveau i

M_{st} : Moment stabilisant ou moment résistant $M_{st} = \sum W_i \cdot L_i$

W_i : Poids total de la structure.

L_i : Coordonné de centre de masse de chaque étage.

IV.6.4.1 Sens longitudinal (Sens-X) :

Tableau IV.8 Vérification au renversement (sens X)

ETAGES	Vx (KN)	Fx	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	1311,31	91.43	3.06	11571,17	10.6	279.77	122654.402	OK
1	1219,88	162.66	6.12			995.47		OK
2	1057,22	232.89	9.18			2137.93		OK
3	824,33	336.46	12.24			4118.27		OK
4	487,87	487.87	15.30			7464.41		OK

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} = \frac{122654.40}{14995.85} = 8.17 > 1.5$$

Donc : la stabilité au renversement est vérifiée dans le sens longitudinal (**sens-X**).

IV.6.4.2 Sens transversal (Sens-Y) :

Tableau IV.9 Vérification au renversement (sens-Y)

ETAGES	V _y (KN)	F _y	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	1328,57	96.58	3.06	11571,17	4.25	295.53	49177.47	OK
1	1231,99	172.8	6.12			1057.53		OK
2	1059,19	229.64	9.18			2108.09		OK
3	829,55	342.1	12.24			4187.30		OK
4	487,45	487.45	15.30			7457.98		OK

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} = \frac{49177.47}{15106.43} = 3.25 > 1.5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée dans le sens longitudinal (sens-Y)

IV.6.5 Vérification des déplacements latéraux inter- étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter étages, selon l'article (5.10 des RPA99/Version2003), les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées

$$\begin{cases} \Delta_{k(x)} < \bar{\Delta} \\ \Delta_{k(y)} < \bar{\Delta} \end{cases}$$

$\bar{\Delta}$: Déplacement admissible inter-étage $\bar{\Delta} = 1\% \cdot h_e$

h_e : Hauteur d'étage.

$\Delta_{k(x,y)}$: Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k - 1$

Avec : $\Delta_{k(x,y)} = \delta_k - \delta_{k-1}$

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû à la force sismique F_k

R : Coefficient de comportement. $R = 3.5$

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges $0,8G + E$

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

IV.6.5.1 Sens longitudinal (Sens-X) :

Tableau IV.10 Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-X)

Etage	h_e (cm)	R	δ_{ek}^x (cm)	δ_k^x (m)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\frac{\Delta_{k(x)}}{\bar{\Delta}} < 1$
RDC	306,00	3.5	0,184	0.644	0.644	3,06	CV
1	306,00	3.5	0,499	1.746	1.102	3,06	CV
2	306,00	3.5	0,878	3.073	1.327	3,06	CV
3	306,00	3.5	1,278	4.473	1.4	3,06	CV
4	306,00	3.5	1,660	5.81	1.337	3,06	CV

IV.6.5.2 Sens transversal (Sens-Y) :

Tableau IV.11. Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-Y)

Etage	h_e (cm)	R	δ_{ek}^x (cm)	δ_k^x (m)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\frac{\Delta_{k(x)}}{\bar{\Delta}} < 1$
RDC	306,00	3.5	0,066	0.245	1.876	3,06	CV
1	306,00	3.5	0,168	0.588	0.343	3,06	CV
2	306,00	3.5	0,289	1.011	0.423	3,06	CV
3	306,00	3.5	0,415	1.452	0.441	3,06	CV
4	306,00	3.5	0,536	1.876	0.424	3,06	CV

IV.6.6 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (**Article 5.9 des RPA99/V2003**) :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k - 1$

h_k : Hauteur de l'étage k

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

IV.6.6.1 Sens longitudinal (Sens-X) :

Tableau IV.12 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens X)

Etage	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	V_k^x	θ_x	$\theta_x < 0.1$
RDC	306,00	2438.79	0.644	1311,31	0.0003	CV
1	306,00	2351.98	1.102	1219,88	0.0006	CV
2	306,00	2351.98	1.327	1057,22	0.0009	CV
3	306,00	2351.98	1.4	824,33	0.013	CV
4	306,00	2304.55	1.337	487,87	0.020	CV

IV.6.6.2 Sens transversal (Sens-Y) :

Tableau IV.13 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y)

Etage	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	V_k^x	θ_x	$\theta_x < 0.1$
RDC	306,00	2438.79	1.876	1328,57	0.011	CV
1	306,00	2351.98	0.343	1231,99	0.0002	CV
2	306,00	2351.98	0.423	1059,19	0.0003	CV
3	306,00	2351.98	0.441	829,55	0.0004	CV
4	306,00	2304.55	0.424	487,45	0.0006	CV

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à **0.10** dans **les deux sens**, donc l'effet $P - \Delta$ Peut être négligé.

IV.6.7 Justification du système de contreventement (détermination du coefficient de comportement R)

Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.14 Voiles de contreventement

Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	996,83	1115,68	-3320,2
2	1003,92	1153,32	-2656
3	825,05	987,22	-2010,33
4	612,89	774,82	-1346,88
5	273,75	455,05	-612,57

Tableau IV.15 Justification des Poteaux

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	313,54	212,88	-8250,97
2	215,64	78,67	-6411,6
3	232,16	71,98	-4750,76
4	210,84	54,74	-3107,7
5	213,97	32,4	-1534,27

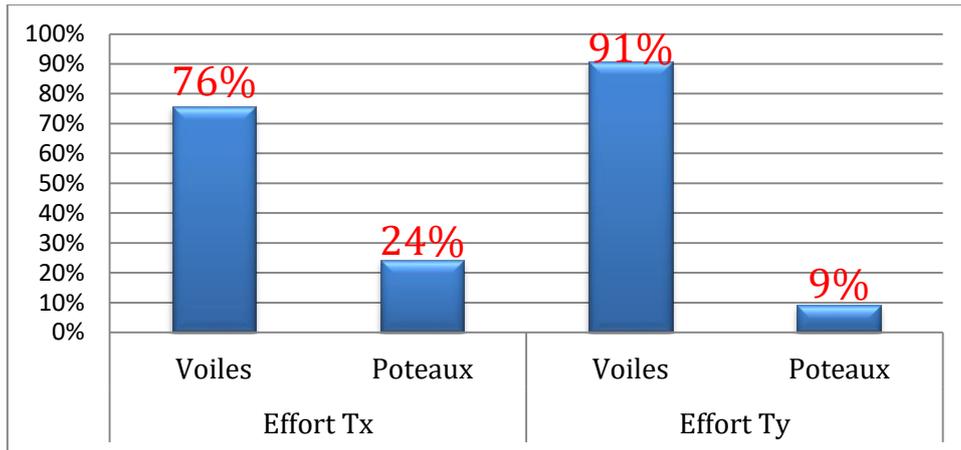


Figure IV.10. Distribution de l'effort tranchant

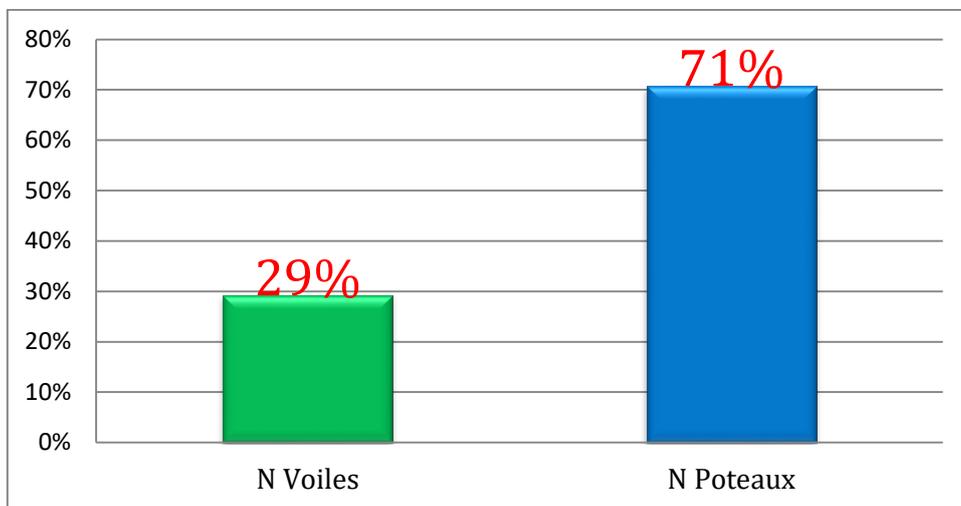


Figure IV.12. Distribution de l'effort normal

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, selon le RPA 2003, on adopte : $R = 3,5$

IV.7 Conclusion

A partir de l'étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction

Les objectifs de ce chapitre de la détermination des sections d'armature nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant les règles (**BAEL91, RPA99, CBA93**). Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, poutres et voiles

- ❖ Les poutres seront ferrillées en flexion simple.
- ❖ Les poteaux, voiles seront ferrillés en flexion composée.

V.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : RPA **article 5.2**.

$$- 1.35G+1.5Q \quad - G+Q \quad - G+Q\pm E \quad - 0.8G\pm E.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations :

$$\begin{array}{l} - M^{\max} \longrightarrow N^{\text{corr}} \\ - N^{\max} \longrightarrow M^{\text{corr}} \\ - N^{\min} \longrightarrow M^{\text{cor}} \end{array}$$

V.2.1 Recommandations de RPA (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en **zone IIa**).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en **zone courante**).

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en **zone de recouvrement**).
- $\varnothing_{\min} \geq 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en **zone IIa**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (en **zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h'$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$(b_1 \times h_1)$ section de poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

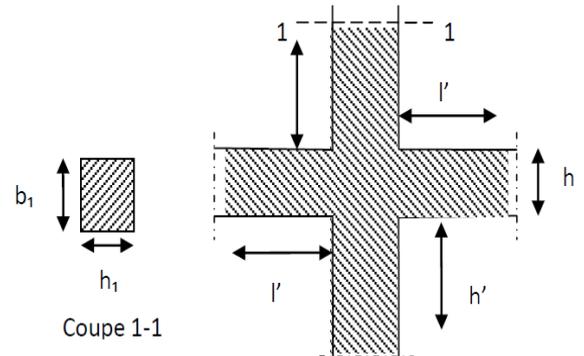


Figure V.1 La zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{\min} RPA 0.8% (cm ²)	A_{\max} RPA (cm ²)	
			Zone courante $A_{\max} = 4\%$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%$
RDC et EC	45 × 40	14.4	7.2	10.8

V.2.2 Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

h_1 : hauteur totales de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5; \\ \rho = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}). \end{cases}$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) & \text{En zone IIa} \\ \text{Dans la zone courante : } t \leq 15\phi_1 & \text{En zone IIa} \end{cases}$$

Où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

V.2.1.3. La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\%(t \cdot b_1) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\%(t \cdot b_1) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.3 Les Sollicitations

Les sollicitations de calcul selon la combinaison la plus défavorable sont extraites directement du logiciel Robot.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Les Sollicitations des poteaux suivants le ROBOT

	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		NATURE	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		NATURE	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		NATURE
	N	M		N	M		M	N	
	(KN)	(KN.m)		(KN)	(KN.m)		(KN.m)	(KN)	
RDC et 1 ^{er} étage	1304,5 4	8,54	ELU	296,62	36,00	0.8G+ VX	-47,59	464,35	G+Q+VX
2 ^{eme} , 3 ^{eme} 4 ^{eme} étage	752,58	19,70	ELU	78,05	62,70	0.8G+ Vy	75,30	108,3 1	G+Q±V

V.2.4 Le ferrailage :

V.2.4.1 Armatures longitudinales

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du **RDC** et **EC**, avec les sollicitations suivantes :

$$M_{max} = 75,30 \text{ KN.m} \Rightarrow N_{cor} = 108,31 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{75,30}{108,31} = 0,692 \text{ m} > \left(\frac{h}{2}\right) = 0,225 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures.

→ Section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times \frac{d - h}{2} = 75,30 + 108,31 \times \frac{0,405 - 0,45}{2}$$

$$M_{UA} = 72,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{75,30 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,405^2 \times 14,2} = 0,08 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,1$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.388 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{114.71 \times 10}{0.34 \times 348} = 5.55 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA}	A _{adoptée}	Barres
RDC et EC	45x40	0	5.55	14.4	16.08	8HA16

V.2.4.2 Armatures transversales

On prend par exemple de calcul le poteau du RDC (45x40), soit :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 4.76 \Rightarrow \rho = 2.5$$

V.2.2.2.1. Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{\min} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 64 \text{ cm}$$

V.2.2.2.1. Espacement

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(16, 15) \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{\min} = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 108,31 \times 10 \times 0.15}{3.06 \times 400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales

On a : $\lambda_g = 4.76 > 5$ donc :

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.3\%(t \cdot b_1) = \frac{0.3}{100} \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.3\%(t \cdot b_1) = \frac{0.3}{100} \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Donc : on adopte pour : $6HA8 = 3.02\text{cm}^2$

On prend par exemple de calcul le poteau du RDC (45×40), soit :

Tableau V.4. Les armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	Section cm^2	$V_u(\text{KN})$	$L_r(\text{cm})$	T zone nodale (cm)	T zone Courante (cm)	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_t^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	A adopté (cm^2)
RDC et EC	45x40	108,31	64	15	15	0.33	2.025	3.02

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\text{max}}\right)$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\text{max}}}{3} \Rightarrow \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.2.5 Vérifications

V.2.5.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

- ✓ **A** : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- ✓ **B_r** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- ✓ $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$
- ✓ α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$l_f = 0.7 \times l_0$ (longueur de flambement)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ (rayon de giration)}$$

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ (section réduite).

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (cm)	i (cm)	λ	α	A (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)	Obs
RDC+EC	45x40	3.06	214	12.99	16.47	0.81	16.08	1634	2940.36	108.31	C.V

V.2.5.2 Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}} \dots \text{ béton fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}} \dots \text{ béton fibre inferieure.}$$

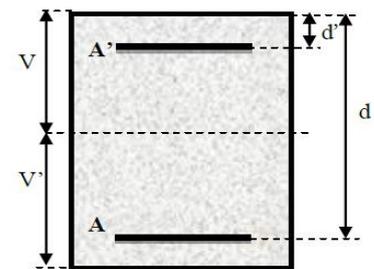


Figure V.2 Section d'un poteau.

$$S = b \times h + 15(A + A') \dots \text{ section homogène.}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V + V') + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right) = 46.62 - 131.14 \left(\frac{0.45}{2} - 0.219 \right) = 45.83 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section	d	As	S	v	v'	I _{yy'}	N _{ser}	M _{ser}	σ _{bc1}	σ _{bc2}	σ̄ _{bc}	Obs
	cm ²	cm	cm ²	Cm ²	Cm		m ⁴	KN	KN.m	MPa			
RDC et EC	45x40	40.5	16.08	2282.4	21.19	23.81	0.0018	131.14	46.62	5.34	5.34	15	C.V

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc1,2} < \bar{\sigma}_{bc}$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Tel que : } \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisons sismique.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	observation
RDC	45x40	2.142	4.75	0.075	40.5	108,31	0.026	1.875	C.V

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

V.2.5.3 Disposition constructive des poteaux

V.2.3.4.1. Longueurs de recouvrement [RPA99/2003]

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

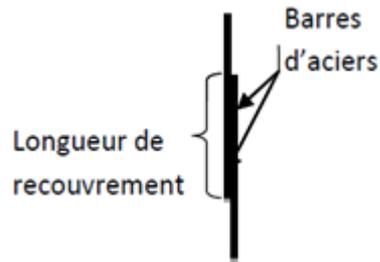


Figure V.3. Longueur de recouvrement Poteaux.

$$L_r \geq 40 \times \varnothing \text{ en zone IIa}$$

$$\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$$

- **Les zones nodales :**

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section de poteau. h_e : hauteur d'étage.

On prend $h' = 60 \text{ cm}$ pour tous les niveaux.

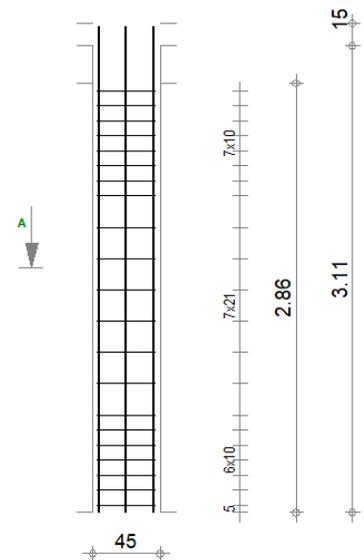


Figure V.4 Disposition constructive des armatures des poteaux.

Schéma de ferrailage des poteaux

V.2.6 Ferrailage des poteaux

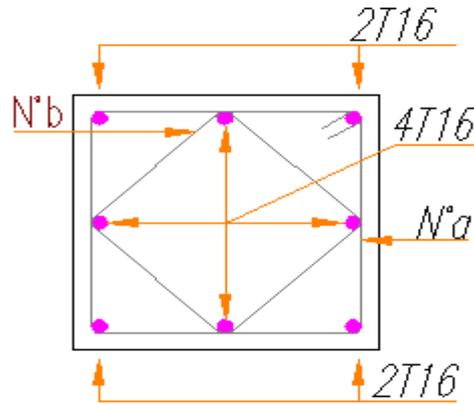


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

La section d'armature finale : $A = \max (A_{\text{calcul}}; A_{\text{min}}; A_{\text{RPA}})$ tel que :

A_{calcul} : section d'armature calculée en flexion simple.

A_{min} : Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

A_{RPA} : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage 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.
- 6% en zone de recouvrement.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Les données de : (Poutres principales 35×40) (Poutres secondaires 35×35)

V.3.1 Les sollicitations dans les poutres

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

2014 :

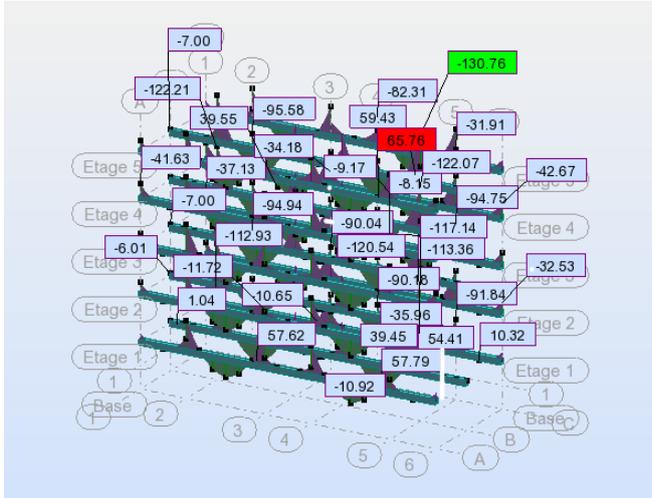


Figure V.6. Diagramme des moments moments (Poutre principale)

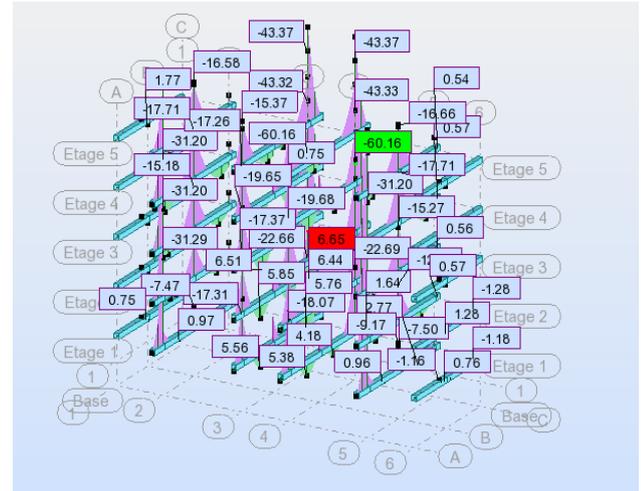


Figure V.7. Diagramme des moments (Poutre secondaire)

Tableau V-2 . Sollicitations dans les poutres suivant le ROBOT.

	En Appuis		En Travée	
	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)
Principale	-130.80	-95.52	65.80	48.10
Secondaire	-60.16	-43.82	6.65	4.82

V.3.2 Ferrailage des poutres principales :

V.3.2.1 En travée:

$$M_t = 65.80 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{65.80 \times 10^6}{14.16 \times 350 \times 360^2} = 0.11 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.11 < \mu_{lim} = 0.392$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.119 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.11 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.15 \\ Z = 337.126 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{65.80 \times 10^6}{348 \times 338} = 559.40 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 5.59 \text{ cm}^2$

• **Calcul de la section minimale (A_{min}) :**

$$A_{\text{min(BAEL)}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min(BAEL)}} \geq 0.23 \times 350 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 152.145 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{min(BAEL)}} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAE(Art A.4.2.1).}$$

$$A_{\text{min(RPA)}} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 35 \times 40 = 7.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.2.1).}$$

✓ **Remarque :**

On a dans notre bâtiment des travées de grande longueur ($L = 5.60 \text{ m}$) alors nous devons renforcer la zone de travée par des barres T12

Donc : Le ferrailage en travée est : 6T14+3T12

❖ **Vérification pour les poutres principales :**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :

$$0.5\% (b \times h) = 7.00 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % $b \times h$ en zone courante ($A_{s \text{ max}} = 56 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.
- 6 % $b \times h$ en zone de recouvrement ($A_{s \text{ max}} = 84 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

- $A_{\text{min}} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.52 < 8.4$ condition vérifiée.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

❖ Armatures transversales :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_1) \text{ cm [1]} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (40/35 ; 35/10 ; 1.2)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$

• Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing_t)$$

$$S_t \leq \text{Min} (40/4 ; 12 \times 1.2) = 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Alors :

On adopte : $3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

• Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

Alors : On adopte : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \text{min} (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \text{min} (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{132.90 \times 10^3}{350 \times 420} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.9 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Le ferrailage à ELS :

• En travée :

Tableau V.8. Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
48.06	0.075	0.392	0.097	347.04	3.59	6.76

- **En Appui :**

Tableau V.9. Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
95.50	0.149	0.392	0.202	330.09	7.53	8.01

Vérification à L'ELS :

- **Vérification des contraintes:**

Tableau V.10. Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	M_{ser}	48.06KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{\text{st}}(d-y) = 0$	$y = 13.69 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{\text{st}}(d-y)^2 = 0$	$I = 83140.80 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I}$	$\sigma_{\text{bc}} = 9.73 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{\text{st}} = \frac{\eta M_{\text{ser}}(d-y)}{I}$	$\sigma_{\text{st}} = 301.85 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{\text{bc}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.60 f_{c28}$	$9.73 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{\text{st}} \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = f_e / \delta_s$	$301.85 \leq 348 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$

- **La vérification de la flèche : [1]**

Tableau V.11. La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.071	0.0625	vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0.005	0.010	vérifiée

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	0.071	0.050	vérifiée
---------------------------------------	-------	-------	----------

V.3.3 Le ferrailage des poutres secondaire

Tableau V. 12. Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.

		μ	α	Z mm	A_{calcul} cm ²	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	Choi	A_{adopt} (cm ²)
secondaire	travée	0.013	0.01	312.85	0.61	1.34	6.125	3T12+3T12	6.79
	appui	0.12	0.16	294.8	5.86	1.34	6.125	3T12+3T12	6.79

On a dans notre bâtiment des travées de grande longueur (L= 4.30 m) alors nous doivent renforcer la zone de travée par des barres T12

Donc : Le ferrailage En travée est : 3T13+3T12

Vérification pour les poutres secondaires :

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :

$$0.5\% (b \times h) = 6.125 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % $b \times h$ en zone courante ($A_{s \max} = 49 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.

- 6 % $b \times h$ en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 73.5 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{adopt} \Rightarrow 1.34 < 6.79 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_t) \text{ cm} \Rightarrow \emptyset_t = \text{Min} (35/35 ; 35/10 ; 1.6)$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (35/4 ; 12 \times 1.6) = 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [1] tel que :

Poutre	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Observation
Secondaire	63.37	0.574	3.33	Vérifiée

- Le ferrailage à ELS :

a) En travée :

Tableau V. 13. Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaires à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	Z (mm)	A (cm ²)	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
23.93	0.041	0.392	0.052	293.04	2.34	4.71

b) En Appui :

Tableau V.14. Les Résultats du ferrailage en appui des poutres secondaires à ELS.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	Z (mm)	A (cm ²)	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
43.89	0.089	0.392	0.11	330.114	3.81	4.71

VII.2.3.1. Vérification à L'ELS :

- Vérification des contraintes:

Tableau V.15 Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	M_{ser}	23.94 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y) = 0$	$y = 11.05 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2$ $= 0$	$I = 61068.21 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 4.33 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 152.53 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$4.33 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	$152.53 \leq 348 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$

La vérification de la flèche :

Tableau V.16.La vérification de la flèche.

$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0.004	0.010	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	0.081	0.025	vérifiée

V.4 Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/03 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

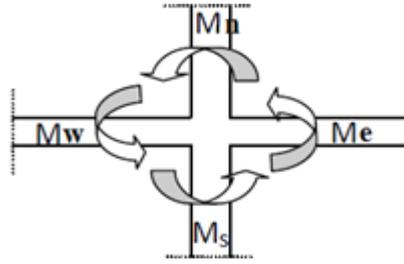


Figure V.8. Schéma de la Zone nodale.

Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistant M_R d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = 0.9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Tableau V.17. Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
RDC et EC	45x40	40.05	16.08	224.12

V.4.1 Détermination des moments résistants dans les poutres

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau si dessus :

Tableau V.18 Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (KN. m)
RDC et EC	PP (35x40)	36	13.85	173.51
	PS (35x35)	31.5	6.76	84.68

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 Vérification des zones nodales.

plan	M_n	M_s	M_e	M_w	$ M_n + M_s \geq 1.25 \times (M_w + M_e)$
------	-------	-------	-------	-------	--

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Cm^2	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
PP	-29.53	14.08	-23.13	9.17	$43.61 \geq 40.37$
PS	-29.53	14.08	4.25	4.30	$43.61 \geq 10.68$

La vérification dans les zones nodales est justifiée, donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.4.2 Schéma de ferrailage des poutres

V.4.2.1 Les poutres principales

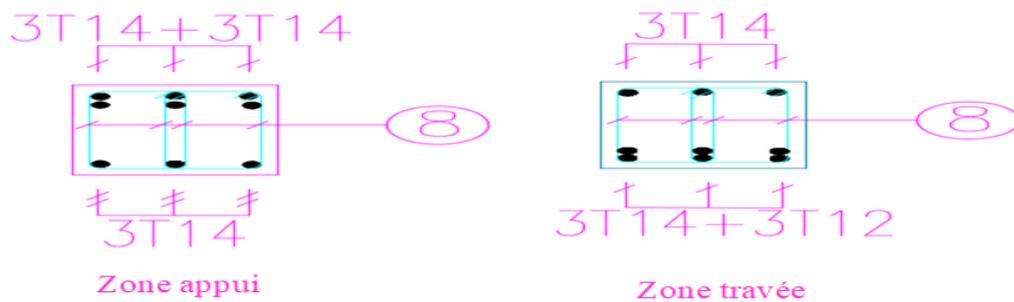


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poutres principales

V.4.2.2 Les poutres secondaires

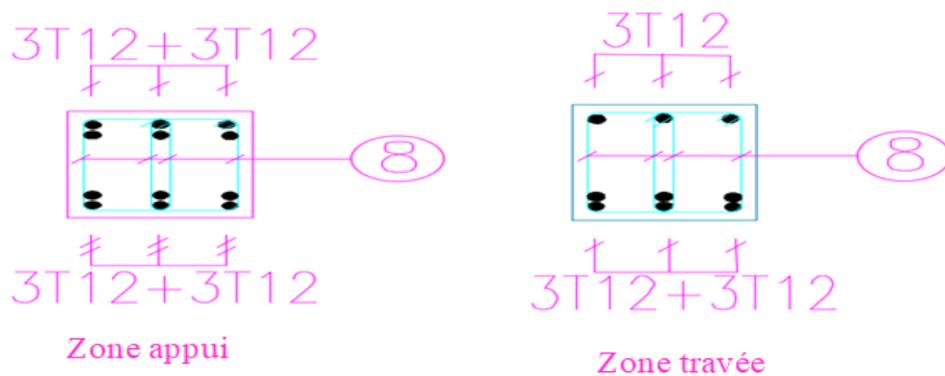


Figure V.10. Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.5 Etude des voiles

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontale.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique
- Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. On disposera alors, des aciers horizontaux.

V.5.1 Disposition des voiles

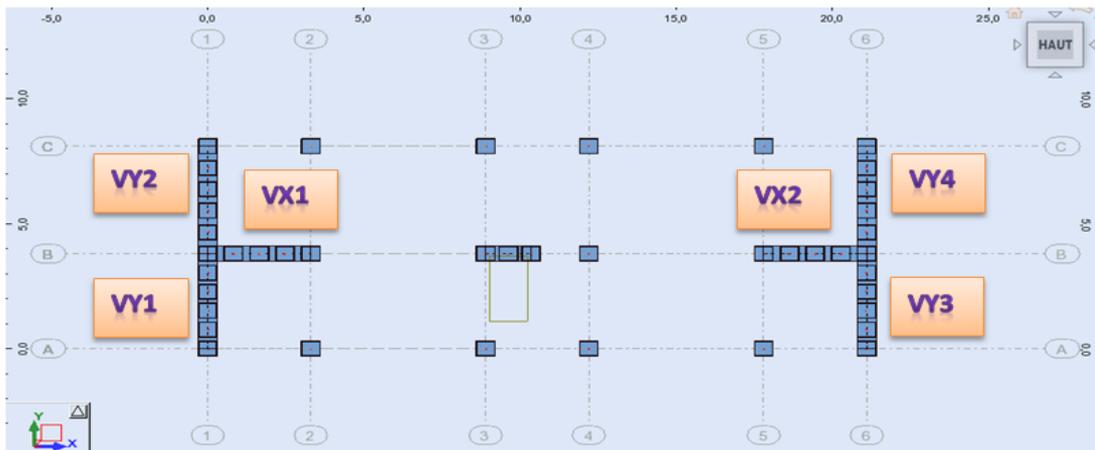


Figure V.11. Disposition des voiles

V.5.2 Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ROBOT, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC+1er étage).

Voile	N_{cor} (KN)	M_{max} (KN.m)	V (KN)
Vy1	-111,86	-191,85	77,96
Vy2	-90,30	-440,48	69,87
Vy3	399,17	511,05	258,32

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Vy4	1303,75	685,93	328,42
Vx1	326.01	823.56	320.62
Vx2	347,07	847,69	338,55

Tableau V.21 Sollicitations de calcul dans les voiles (2eme+3eme et 4eme étage).

Voile	N_{cor} (KN)	M_{max} (KN.m)	V (KN)
V(y1/y3)	191,86	149,80	195.7
V(y2/ y4)	175,72	105,3	119,94
V(x1/ x2)	239,01	136,13	263,3

V.5.3 Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$). Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adp} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h$: section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4}$: section d'armature calculée.
- A_h^{adp} : section d'armature adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

V.5.4 Exemple de calcul

On prend comme exemple le voile Vx2 :

$$M_{\max} = 847,69\text{m} \quad \text{et} \quad N_{\text{cor}} = 347,07\text{KN} \quad \text{et} \quad V = 338,55\text{KN}$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Calcul des armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 4.30\text{m} ; d = 0.9 \times h = 2.97\text{m} ; e = 0.15\text{ m}$$

$e_G < \frac{L}{2}$ m \Rightarrow N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, la section est partiellement tendue.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA} :

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{L}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 191,86 + 111,86 \times \left(3.87 - \frac{4.30}{2}\right) = 1305.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1305.82 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.97^2 \times 14.2} = 0.07 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.09$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.86 \text{ m}$$

$$A_v^{\text{cal}} = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1305.82 \times 10}{2.98 \times 348} = 13.12 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_v^{\text{min}} = 0.15\% \times e \times L = 7.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 0.2\% \times e \times L_t$$

Pour le calcul de L_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{3.30}{2} = 1.65 \text{ m}$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$\sigma^+ = \frac{347,07 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.3} + \frac{847,69 \times 10^{-3}}{\frac{0.15 \times 3.3^3}{12}} \times 1.65 = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{347,07 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.3} - \frac{847,69 \times 10^{-3}}{\frac{0.15 \times 3.3^3}{12}} \times 1.65 = 0.13 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0.30 \text{ m}$$

$$A_{\min}^t = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 0.15 \times 0.3 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_v^{\text{cal}} = 13.12 > A_{\min}^t = 0.9 \text{ cm}^2$$

On choisit : 7T16 = 14.07 cm²

$$A_{\min}^c = 0.1\% \times e \times L_c \text{ avec : } L_c = L - 2 \times L_t = 2.7$$

$$A_{\min}^c = 4.05 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4T12 = 4.52 cm²

$$A_v^{\text{adp}} = 14.07 + 4.52 = 18.59 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures horizontales

On a : $V = \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{338,55 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.87} = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée}$$

Pour $S_t = 20 \text{ cm}$ on aura :

- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 15 \times 306 = 6.88 \text{ cm}^2$
- $A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4} = \frac{11.91}{4} = 4.64 \text{ cm}^2$

On choisit : 6T12 = 6.79 cm²

$$A_h^{\text{adp}} = 6.79 \text{ cm}^2$$

Tableau V.22 Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC).

	Voile Vx1	Voile Vx2	Voile Vy1	Voile Vy2	Voile Vy3	Voile Vy4
L (m)	3.30	3.30	3.80	4.30	3.80	4.30
M (KN.m)	878.42	847,69	191,86	440,48	511,05	685,93
N (KN)	365.6	347,07	111,86	90,3	399,17	1303,75
V (KN)	390.62	338,55	77.96	69.87	258,32	328,42
τ_u (MPa)	0.78	0.68	0.13	0.10	0.45	0.50
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	13,49	13.12	3,71	5,98	3.84	3.88
A_v^{min} (cm²)	7.42	7.42	8.55	9.67	8.55	9.67
A_v^{adp} (cm²)	14.07	14.07	9.24	10.78	9.24	10.78
N^{barre}	7T16	7T16	6T14	7T14	6T14	7T14
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	3.51	3.51	2.31	2.69	2.31	2.69
A_h^{min} (cm²)	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88
A_h^{adp} (cm²)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

calculs de calcul dans les voiles (2eme+3eme étage).

	Voile Vx1	Voile Vx2	Voile Vy1
L (m)	3.30	3.88	4.3
M (KN.m)	239,01	175,72	191,86
N (KN)	136,13	149,8	105,3
V (KN)	263,3	195,7	119,94
τ_u (MPa)	0.53	0.34	0.18
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	5.73	0.49	0.59
A_v^{min} (cm²)	7.42	8.55	9.67
A_v^{adp} (cm²)	9.24	9.24	9.24
N_{barre}	6T16	6T16	6T14
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2.31	2.31	2.31
A_h^{min} (cm²)	6.88	6.88	6.88
A_h^{adp} (cm²)	10.18	10.18	10.18
N_{barre}	9T12	9T12	9T12
S_t (cm)	20	20	20

V.5.5 Exemples de ferrailages des voiles

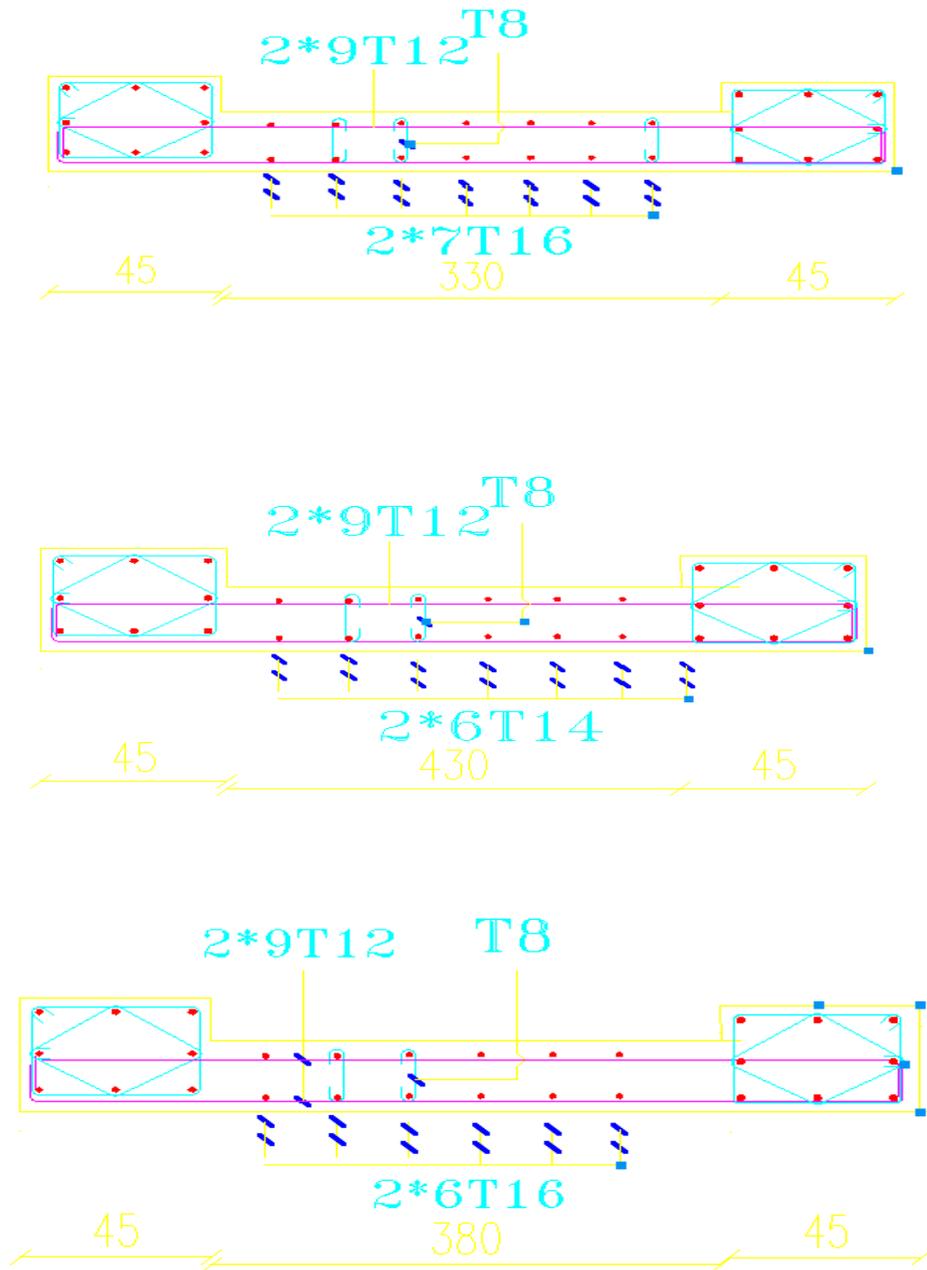


Figure V.12 Exemples de ferrailage des Voiles

V.6 Conclusion

Les éléments principaux dites aussi structure portante, jouent un rôle prépondérant dans la résistance, la stabilité de l'ouvrage et la transmission des sollicitations de la superstructure aux fondations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés et vérifiés ensuite, une attention particulière doit être procurée à ses éléments du point de vue réalisation sur chantier.

Chapitre VI. Calcul de l'infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

Caractéristiques du sol

L'étude géotechnique du lieu d'implantation de l'infrastructure de notre bâtiment nous renseigne sur les caractéristiques des différentes couches du sol, le rapport du sol donne les informations suivantes :

Le sol considéré est un sol argilo marneux renformîtes des blocs de roches isolés ;

- L'ancrage des fondations est à 1 m ;
- La contrainte admissible du sol est 2bars ;
- Le tassement admissible est 1.2 cm ;
- L'agressivité du sol contre le béton est nulle ;
- Sol de moyenne cohésion $C=0.5$ Bars ;

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- L'angle de frottement est environ 25° ;
- Le site est considéré comme meuble (S3) ;

L'analyse chimique nous donne :

- Le pourcentage au sulfate indique que l'agressivité du sol est nulle ;
- le PH est proche de la neutralité.

VI.3 Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Remarque

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

VI.4 Vérification la section des semelles

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S_{semelle} : La surface totale de la semelle.

$\sigma_{\text{sol}}=2.0 \text{ bars} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$ (selon le rapport de sol)

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

VI.4.1 A l'ELS

$$N_{ser} = NG + NQ = 6855,5 + 6126,14 = 12981,62 \text{ KN}$$

Selon Robot (E.L.S)

$$S_{semelle} \geq \frac{12981,62}{200} = 64,67 \text{ m}^2$$

VI.4.2 Vérification du chevauchement

$$\text{Surface totale bâtiment} = \frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50 \%$$

$S_{bâtiment}$ = la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{64,67}{170,91} = 0,378$$

$$38\% < 50\%$$

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté d'une semelle isolée, comme type de fondation

VI.4.3 Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une première vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

Avec ;

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « Etabs » (poteau le plus sollicité), **N=1500.96KN**

S : Surface d'appuis de la semelle, $S=A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

Nous remplaçons A dans l'équation (1) nous trouverons : $\sigma_{ELU} = 2 \text{ bars}$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

VI.4.3.1 Cas statique A l'ELU

Sous la combinaison 1.35G+1.5Q, nous avons un effort N=1304,54KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.45}{0.40} \times \frac{1304,54}{200}} = 2.70m$$

VI.4.3.2 Cas statique A l'ELS

Sous la combinaison G+Q, nous avons un effort N= 948,43KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.45}{0.40} \times \frac{948,43}{200}} = 2.3m$$

VI.4.3.3 Cas Dynamique A l'ELA

Sous la combinaison G+Q+E_x, nous avons un effort N=1071,64

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.45}{0.40} \times \frac{6981,15}{200}} = 2.45 \text{ KN}$$

On peut considérer que : A = B

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu d'après **Robot 2014**

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Commentaire :

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 2.70 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.4.4 Vérification de la semelle filante

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50\%)$$

Avec :

S_s : La somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface total du bâtiment.

❖ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1. Dimensionnement des semelles sous poteaux

Poteau	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A=B (m)	A×B (m ²)	Poteau	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A=B (m)	A×B (m ²)
1	656,11	-3,03	1.9	3.84	6	703,05	-19,55	1.9	3.84
2	868,32	-12,81	2.2	4.42	7	714,13	5,89	2.02	4.04
3	868,84	-12,8	2.2	4.42	8	726,35	-0,56	2.00	4.00
4	656,02	-3,02	1.9	3.84	9	714,25	5,94	2.00	4.00
5	948,43	1,68	2.3	4.6	Totale : 37.18 m²				

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles sous voiles.

Les voiles	Langueur (m)	N_s (KN)	B (m)	B×L (m ²)
555	4.3	216,95	0,25	1,08
556	3.8	378,47	0,49	1,89
557	3.30	263,75	0,39	1,31
566	3.30	380,8	0,57	1,9
558	4.3	214,9	0,2	1,07
559	3.8	264,09	0,34	1,32
Totale : 8.59m²				

- La somme des surfaces des semelles est : $S = 50.63 \quad 45.77m^2$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- La surface total du bâtiment est : $S_{\text{batm}}=170.91\text{m}^2$

$$\frac{S}{S_{\text{batm}}} = \frac{45.77}{170.91} \times 100 = 27\% < 50\%$$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et Sous Les murs s'impose.

VI.5 Calcul de la semelle filante croisée

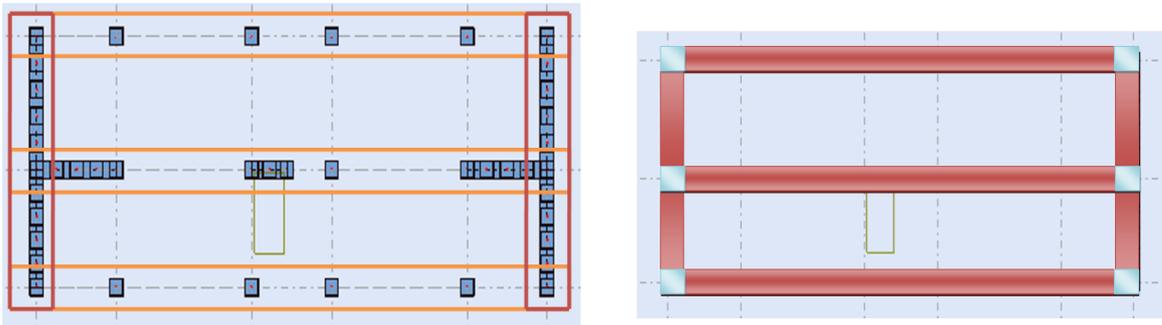


Tableau VI.1. Schéma statique des semelles

Semelle L=22.30m

Les données pour chaque poteau :

Tableau VI.3. Les sollicitations.

Les poteaux et les voile	ELU		ELS	
	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)
N_{P1}	1337,84	-10,86	972,63	7,87
N_{P2}	517,03	-2,59	948,43	6,19
N_{P3}	425,91	-9,9	380,8	1,85
N_{P4}	1304,54	8,54	378,47	1,92
N_{P5}	432,65	9,89	316,21	7,21
N_{P6}	520,24	2,5	311,31	7,22
N_{V1}	204,89	0,57	149,78	0,42
N_{V2}	207,02	-0,67	151,32	0,49

VI.5.1 Le Pré-dimensionnement

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale :

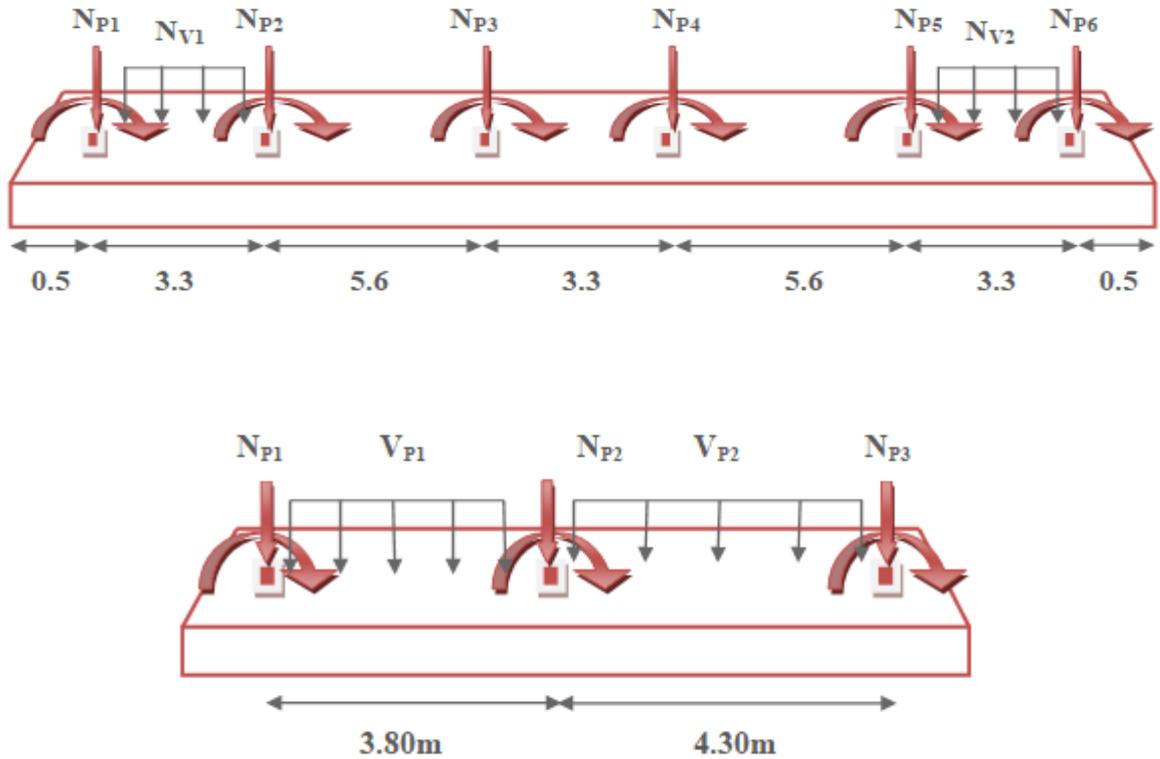


Figure VI.2. Chargement de la semelle filante.

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit la file des poteaux les plus sollicités.

Les efforts normaux et les moments de la superstructure sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

❖ Calcul de la largeur de la semelle :

$$N_s = \sum N_i = 1111,05 \text{KN}$$

$$M_s = \sum N_i \times e_i + \sum M_i = 86,3305 + 33,17 = 123.50 \text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.03$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$\sigma = \frac{N_s}{L \cdot B} \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B}\right) \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right)$$

$$B \geq \frac{3608.95}{22.1 \times 200} \left(1 + \frac{3 \times 0.03}{22.1}\right) \Rightarrow B \geq 0.6 \text{ m}$$

On prend : B=1.20 m

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{22.1}{1.20} = 18.41 > 5 \dots CV$

❖ Calcul La hauteur de la semelle :

Semelle rigide $\Rightarrow \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$

$$\frac{1.20-0.45}{4} = 0.18 \leq d \leq 1.20-0.45 = 0.75 \dots cv$$

On prend : d = 0.35 m

Donc : h = d + 5 cm \Rightarrow h = 40 cm

❖ La hauteur de la poutre de redressement :

Est estimée à $\left(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6}\right)$ de la travée maximale :

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{6} = \frac{5.60}{9} \leq h_p \leq \frac{5.60}{6} \Rightarrow 0.62 \text{ m} \leq h_p \leq 0.93 \text{ m}$$

On prend : $h_p = 100 \text{ cm}$; $b_p = 40 \text{ cm}$

✓ Conclusion :

Les dimensions de notre fondation sont :

La semelle :

$$B = 1.20 \text{ m} \quad ; \quad L = 22.1 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.35 \text{ m}$$

VI.5.2 La poutre de redressement

$h_p = 100\text{cm}$; $b_p = 40\text{ cm}$

VI.5.3 Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU, les sollicitations (N_u, M_u) obtenus sont résumées dans le schéma suivant :

❖ **Calcul des contraintes :**

$N_t = \sum N_i = 4950,12\text{KN}$

$M_t = \sum N_i \times e_i + \sum M_i = 88.90 + 45.52 = 134.42\text{KN.m}$

$\sigma_1 = \frac{N_t}{L \times B} + \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \Rightarrow \frac{4950.12}{22.1 \times 1.20} + \frac{6 \times 134.42}{22.1^2 \times 1.20} \Rightarrow \sigma_1 = 188.032\text{KN/m}^2$

$\sigma_2 = \frac{N_t}{L \times B} - \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \Rightarrow \frac{3435.32}{22.4 \times 1.20} - \frac{6 \times 62.94}{22.1^2 \times 1.20} \Rightarrow \sigma_2 = 185.28\text{KN/m}^2$

Alors :

$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 187.34\text{KN/m}^2 \leq 1.5\sigma_{\text{sol}} = 300\text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

❖ **Calcul des armatures principales :**

$A_{S//B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}}$

$N_u = N_1 + P$

$N_1 = \sum N_i / L$

L : longueur totale de la semelle

$N_1 = 223.98\text{KN/ml}$

P = Poids des terres + Poids des semelles

Poids propre de la semelle :

$P_p = 1.2 \times 0.4 \times 22.1 \times 25 = 265.20\text{ KN}$

Poids des terres : $(0.4 \times 0.6 \times 22.1 \times 22) \times 2 = 233.376\text{ KN}$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

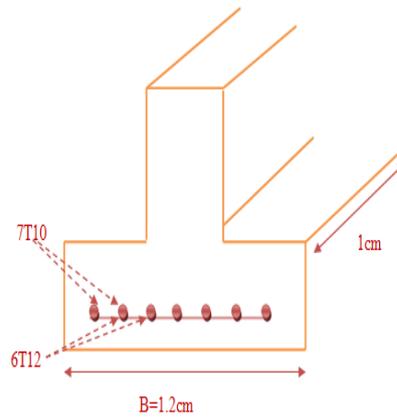


Figure VI.3. Schéma de ferrailage de semelle filante

Donc : $P = 498.576 \text{KN}$

$$N_u = 223.98 + 498.57 = 722.55 \text{KN}$$

$$A_{S//B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}} = \frac{722.55 \times 10^3 (1200 - 400)}{8 \times 350 \times 348} = 593.226 \text{m}^2 = 5.94 \text{cm}^2$$

On adopte : $6T12 = 6.79 \text{cm}^2$

- les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{AS}{4} = \frac{6.79}{4} \Rightarrow A_r = 1.69 \text{cm}^2$$

D'après le BAEL91 pour fe400 : $A_{s \text{ min}} = 2 \text{cm}^2$

On adopte : $7T10 = 5.50 \text{cm}^2$

Avec : un espacement $S_t = 20 \text{cm}$

Ferrailage de poutre de redressement

Ferrailage de la poutre de redressement:

- ✓ Calcul des sollicitations :

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme ROBOT, (méthode de poutres sur des charges ponctuelle).

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

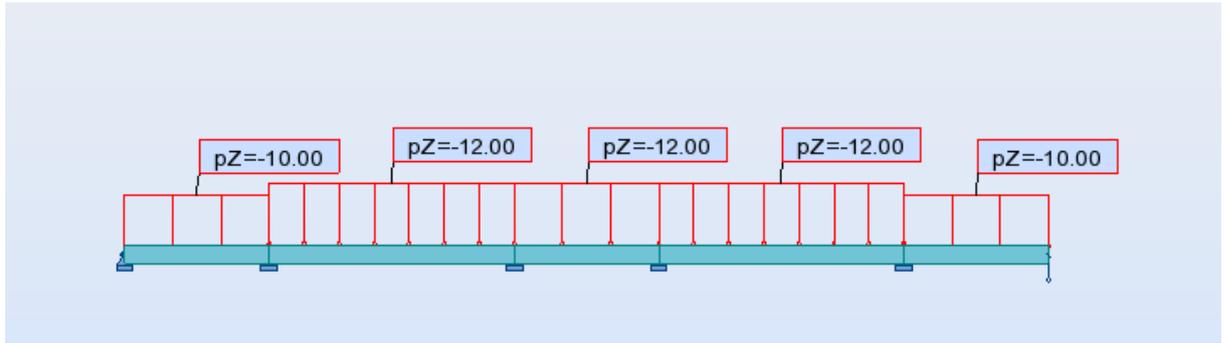


Figure VI.4. la distribution des charges ponctuelle sur la poutre.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

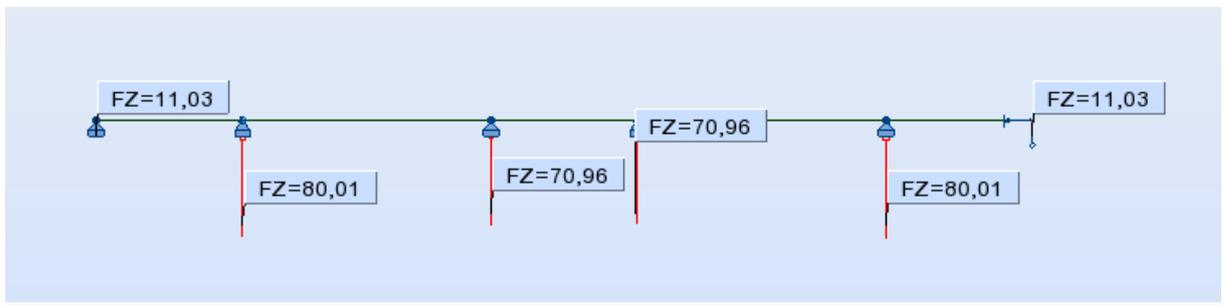


Figure VI.5. Les sollicitations à ELU obtenus par le programme de ROBOT.

Diagramme de moment fléchissant :

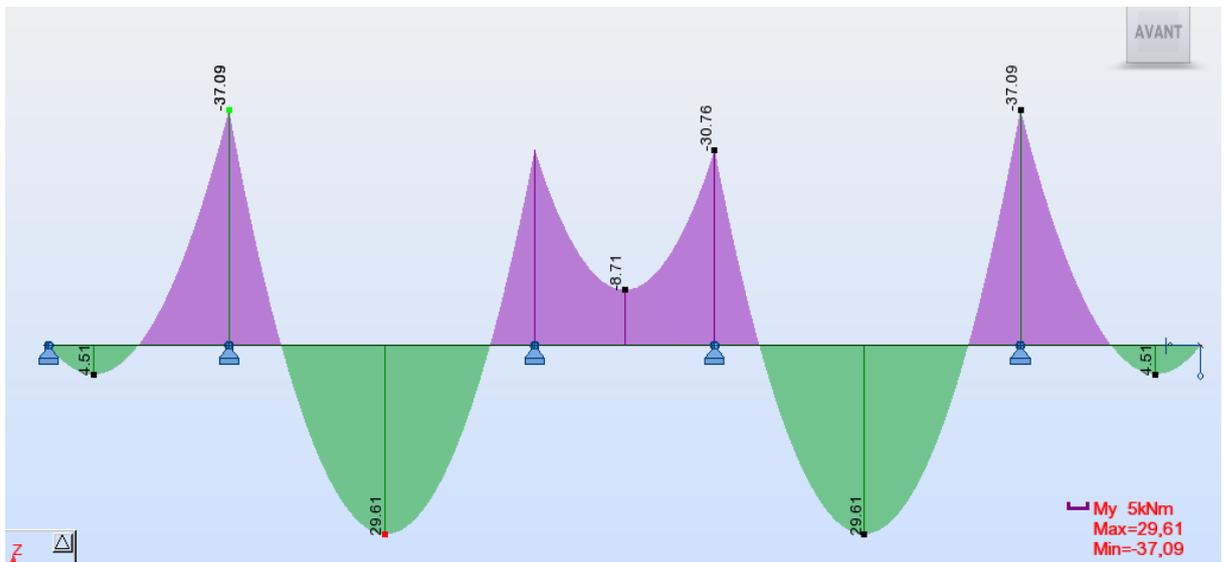


Figure VI.6. Diagramme du moment à ELU obtenu par le programme de ROBOT.

Diagramme des efforts tranchants :

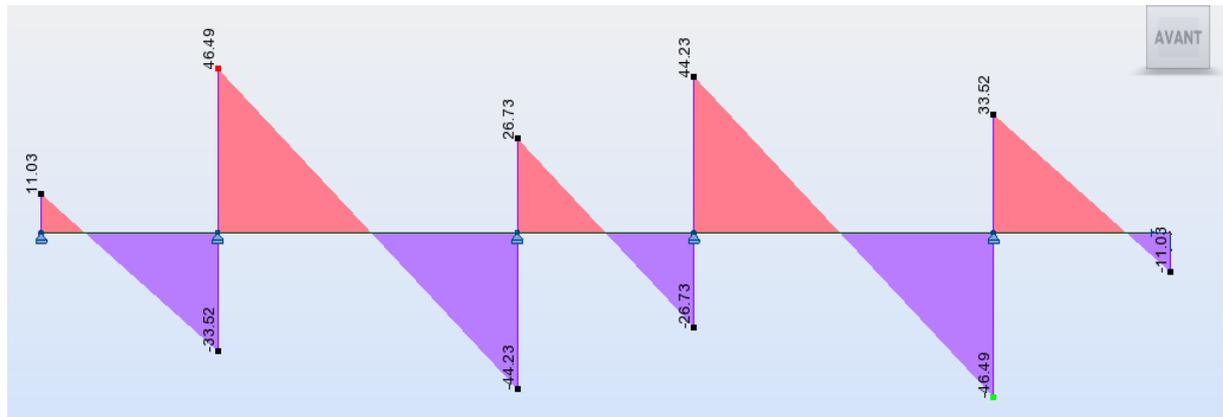


Figure VI.7. Diagramme des efforts tranchants à ELU obtenus par le programme de ROBOT.

❖ Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé :

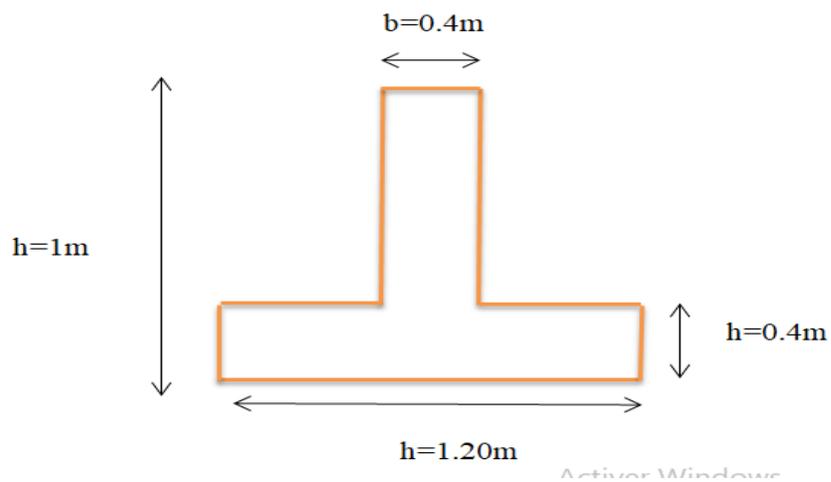


Figure VI.8. Coupe de la semelle filante.

$$B = 1.2 \text{ m} \quad ; \quad b_p = 0.4 \text{ m} \quad ; \quad h_p = 1 \text{ m} \quad ; \quad h = 0.4 \text{ m} ; \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \text{ m}$$

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{Travée : } M_t = 29.62 \text{ KN.m} \\ \text{Appui : } M_a = 37.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = T_{\max} = 46.49 \text{ KN}$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

a) En travée :

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad [1] \quad / \quad F_{bu} = \frac{0.85 F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_t = 1200 \times 400 \times 14.16 \times \left(900 - \frac{400}{2}\right) = 4757.76 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = 335.07 \text{ KN.m} < M_{tu} = 4757.76 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B = 1.2 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0.4 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \quad \Rightarrow \quad \mu = \frac{29.62 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 900^2} = 0.007$$

$$\mu = 0.005 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.051 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.007 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha = 0.008 \\ Z = 897.48 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{237.939 \times 10^6}{348 \times 876.6} = 94.84 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 900 \times \frac{2.1}{400} = 496.8 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 4.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A^u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(0.9; 4.96)$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Alors :

$$A_s = 4.96\text{cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 6\text{T}14 = 9.24\text{cm}^2$$

✓ **Remarque :**

Vue la hauteur importante de la poutre ($h=1\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 4.96 < 9.24 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales :**

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_l) \text{ cm} \quad [1] \Rightarrow \emptyset_t = \text{Min} (100/35 ; 40/10 ; 1.6)$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq L/10 = 22.4 \text{ cm}$$

on adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

b) En Appui :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b_o . d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{37.09 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 900^2} = 0.008$$

$$\mu = 0.10 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.008 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.008 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.104 \\ Z = 862.43 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A^u = \frac{37.09 \times 10^6}{348 \times 862.43} = 123.58\text{mm}^2.$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Donc : $A^u = 1.23\text{cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 900 \times \frac{2.1}{400} = 434.7 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 4.34\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (15.83 ; 4.34)$$

Alors :

$$\checkmark A_s = 4.34\text{cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 6\text{T}14 = 9.24\text{cm}^2 \quad 7\text{T}14 = 10.78 \quad 8\text{T}14 = 12.32$$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h=1\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 4.34 < 9.24 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

❖ Armatures transversales :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \text{ cm} \quad [1] \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (100/35 ; 40/10 ; 1.6)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

➤ L'espacement :

$$S_t \leq L/10 = 22.4 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à L'ELS :

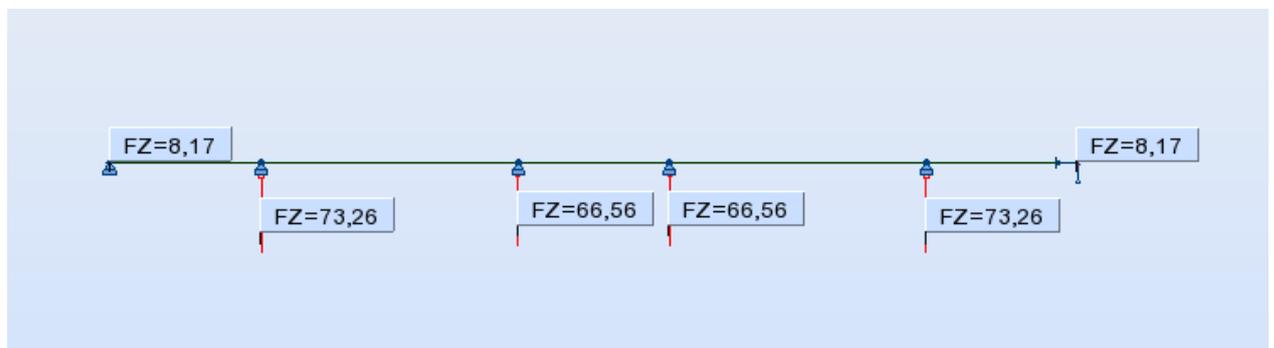


Figure VI.9. Les sollicitations à ELS obtenus par programme de ROBOT

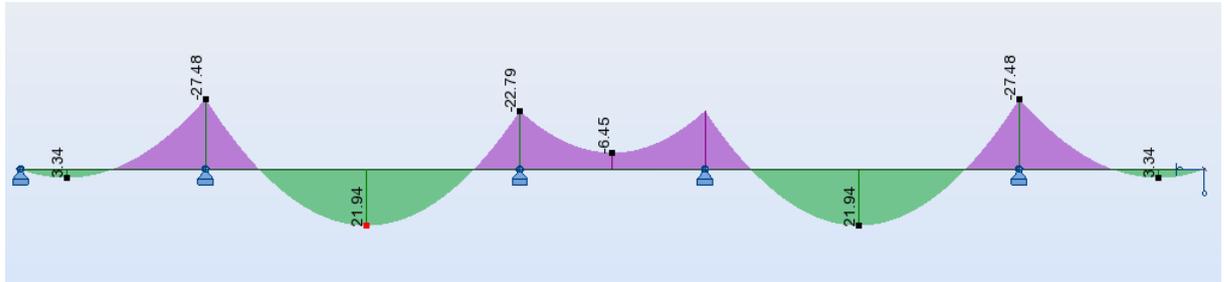


Figure VI.10. Diagramme du moment à ELS obtenu par programme de ROBOT.

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

a) En travée :

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

$$\gamma = \frac{29.62}{21.94} = 1.35$$

$$\alpha \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0.007$$

$$\text{Alors : } 0.007 \leq 0.445 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a) En Appui :

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

$$\gamma = \frac{37.09}{27.48} = 1.35$$

$$\alpha \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

$$\alpha_{\text{Appui}} = 0.008$$

$$\text{Alors : } 0.008 \leq 0.475 \dots\dots\dots \text{cv}$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{46.49 \times 10^3}{400 \times 900} = 0.12\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.12\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification au poinçonnement :

Condition de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_C \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

Q_u : charge maximal de à l'ELU

μ_C : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante Poteau

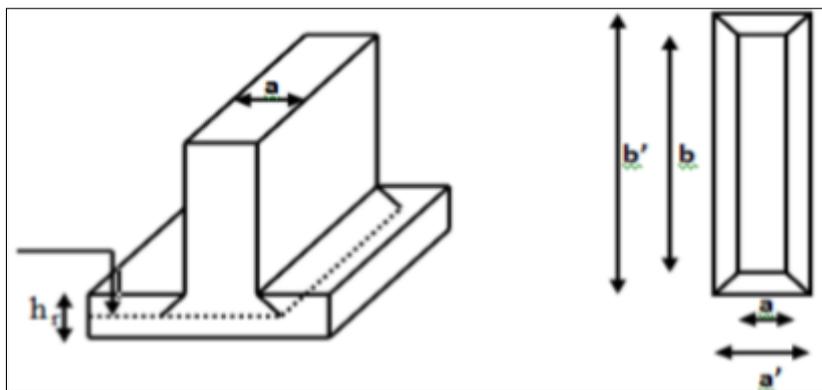


Figure VI.11. La semelle filante.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$$N_{\max} = 670.79 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(b' + a') \Rightarrow \begin{cases} b' = (b + h) \\ a' = (a + h) \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1.20+0.4+ (2 \times 0.4)) = 4.8 \text{ m}$$

$$0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = (0.045 \times 4.8 \times 0.4 \times 25) / 1.5 = 1440 \text{ KN}$$

$$Q_u = 670.79 < 1440 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

VI.5.4 Schéma de ferrailage

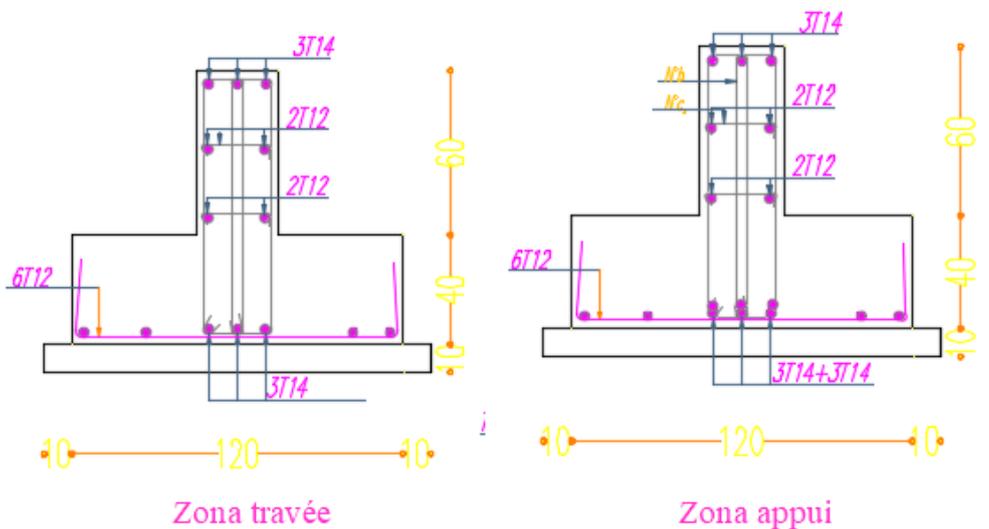


Figure VI.12. Schéma de ferrailage de fondation.

VI.6 L'étude des longrines

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.6.1 Pré-dimensionnement

D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm².....sites de catégorie S₂, S₃

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- (30×30) cm².....site de catégorie S₄

Notre site c'est ferme S₃, Pour des raisons constructives nous adapterons une section de dimensions suivantes : (25×30) cm².

VI.6.2 Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h \quad [4]$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14 (A_s=9.24cm²)

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 250 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 81.50 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 8.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 8.15 < 9.24 \quad \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ **L'espacement «e»**

$$S_t \leq \min (0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (31.5 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend : S_t = 15 cm

❖ **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 (A= 1.01cm²)

VI.6.3 Schéma de ferrailage

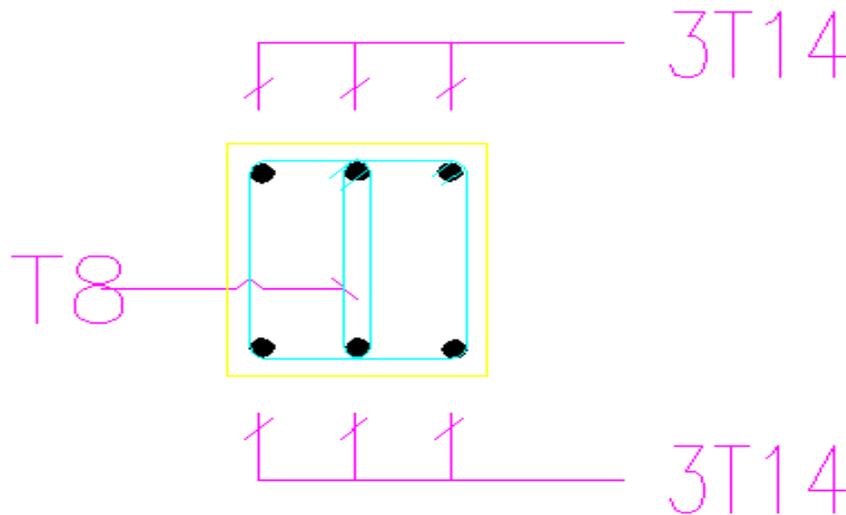


Figure VI.13. Schéma de ferrailage de La longrine.

VI.7 Etude du voile périphérique

VI.7.1 Définition

Un est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC D'après le **RPA99/version2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale **15cm**.
- ✓ Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de **0,10%** dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et la surcharge (q) qui est due

au poids de la route qui passe juste à côté de la structure. Elle est estimée selon le DTR (charges permanentes et surcharges d'exploitations) à 65KN/m².

Selon le rapport du sol, les caractéristiques du sol de l'assise de notre structure sont :

- Le poids spécifique de terre $\gamma = 17 \text{ KN/ m}^3$.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

- L'angle de frottement interne du sol

$$\varphi = 10^\circ$$

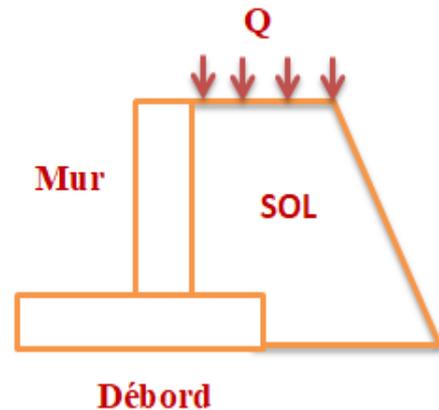
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

Et les caractéristiques voile périphérique est :

$$\text{Hauteur : } h = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur : } e = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Longueur : } L_{max} = 5.60 \text{ m}$$



VI.7.2 Evaluation des charges et surcharges

Voile périphérique est soumis à :

$$\text{La poussée des terres : } G = h \cdot \gamma \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 1.00 * 17 * 0.70 = 11.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surcharge : } Q = q \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ avec } q = 10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 10 * 0.70 = 7.00 \text{ KN/m}^2$$

VI.7.3 Détermination des contraintes

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

Avec : σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

- A l'ELU :

$$\sigma_{H(1.00)} = \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(11.96) + 1.5(7.00) = 26.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{H(1.00)} = \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(11.96) + 1.5(7.00) = 26.64 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{H(0.00)} = \sigma_{min} = 1.5Q = 1.5(7.00) = 10.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 29.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{H(1.00)} = \sigma_{max} = G + Q = 11.96 + 7.00 = 18.96 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{H(0.00)} = \sigma_{min} = Q = 7.00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 15.97 \text{ KN/m}^2$$

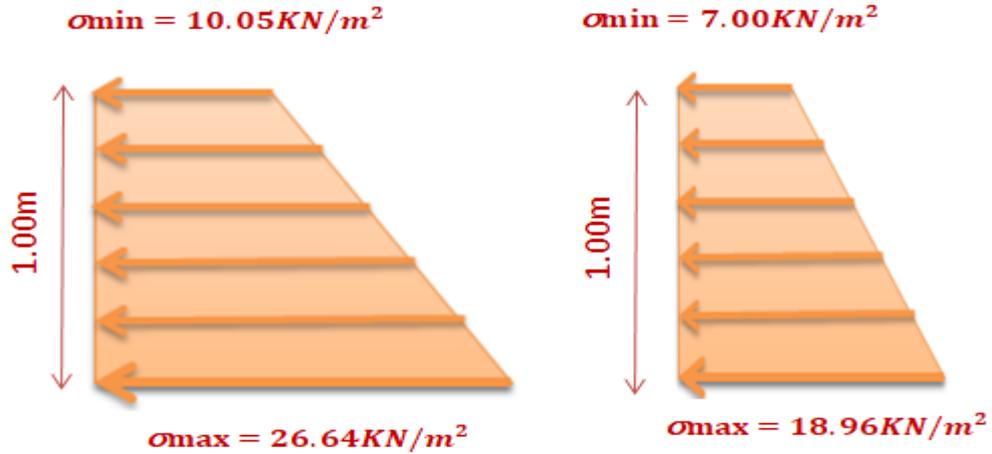


Figure VI.14. Répartition des contraintes ELU **Figure VI.15.** Répartition des contraintes ELS

VI.7.4 Ferrailage du voile périphérique

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne.

Tableau VI.4. Sollicitations du calcul de voile périphérique

M(KN. m)	q(KN. m)	M0(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)
ELU	29.27	114.763	97.52	34.42
ELS	15.97	62.60	18.78	13.21

Tableau VI.5. Armatures principales de voile périphérique

	μ_{bu}	α	Z	Acal (cm ²)	Choix	Aadp (cm ²)
Travée	0.212	0.301	158.3	1.770	4T8	2.01
Appuis	0.074	0.096	173	0.57	4T8	2.01

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots$ Condition exigée par le RPA

$$A_{min} = 0.1\% \times 100 \times 17 = 1.7cm^2$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.2)m^2$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Section des armatures du voile périphérique

Localisation	M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptée} (\frac{cm^2}{ml})$	Choix
Travée	97.52	1.77	1.7	3.14	4T10
Appui	34.42	0.59	1.7	3.14	4T8

➤ **Espacements :**

- Armatures // $L_x: S_t \leq \min(3e ; 33cm) = 33cm ; soit : s_t = 10cm$

Vérifications :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05cm^2$$

$$A_t > A_{min} \dots\dots\dots CV$$

$$A_a > A_{min} \dots\dots\dots CV$$

❖ **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5Mpa$$

$$On a : L = 5.60M$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{29.27 \times 5.6}{2} = 81.956 KN$$

$$\tau_u = \frac{81.956 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.482Mpa < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots CV$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3} ; 201.63\right) = 201.63Mpa$$

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Les résultats sont récapitulés dans les deux tableaux suivant :

Tableau VI.7. Vérification de la contrainte dans le béton

Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
Travée	18.78	7.92	29269.33	0.05	15	Vérifiée
Appui	13.21	2.8	29269.33	0.01	15	Vérifiée

Tableau VI.8. Vérification de la contrainte dans l'acier

Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	observation
Travée	18.78	7.92	29269.33	0.02	201.63	Vérifiée
Appui	13.21	2.78	29269.33	0.01	201.63	Vérifiée

VI.7.5 Schéma de ferrailage du voile périphérique

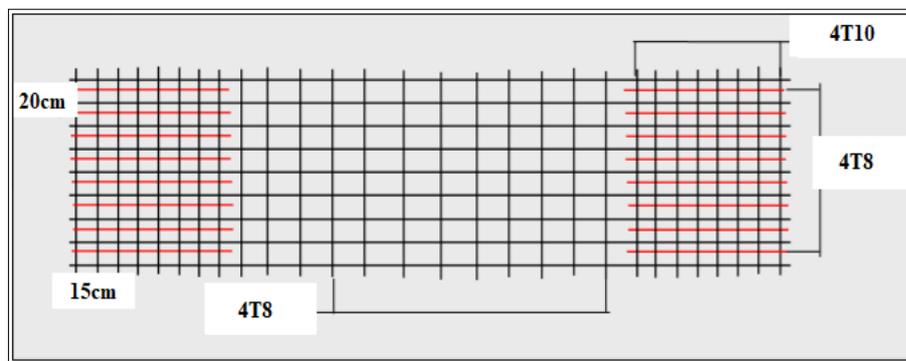


Figure VI.16. Ferrailage du voile périphérique

VI.8 La dalle flottante

VI.8.1 Définition

Une dalle flottante est une dalle rigide à la flexion pouvant répartir les charges qui repose par toute sa surface, sur une couche isolante élastique constituée de fibres organiques ou mécaniques ou d'autres matériaux semblables et qui sont séparés des parois par une couche isolante ou par un matelas d'air.

PARTIE 2. ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Il faut toujours considérer la dalle et la couche isolante comme un ensemble solidaire, ce n'est que par leur action combinée que l'on peut améliorer l'isolement des planchers aux bruits aériens et aux bruits d'impact et accroître leur isolation thermique.

VI.8.2 Les conditions auxquelles doivent satisfaire les dalles flottantes

Les conditions techniques que doit remplir une bonne dalle flottante sont :

- Résistance à la compression, à la traction par flexion, à la traction.
- Déformation.
- Isolation thermique, isolation phonique.

VI.8.3 Les armatures

L'armature doit normalement faciliter la mise en œuvre surtout dans le cas des dalles flottantes minces. L'armature évite à la dalle la rupture, mais non la fissuration contre la rupture et la formation des fissures.

La dalle admettre une contrainte de traction égale au **L/6** de la résistance à la rupture par traction, la dalle doit être telle qu'elle puisse déjà sans armatures reprendre tous les efforts extérieurs.

L'armature est disposée au milieu de l'épaisseur de la dalle pour éviter les gauchissements, il est recommandé de choisir un treillis d'acier le plus raide et le plus fin possible avec une largeur des mailles de 15 cm maximum soit un treillis de **Φ6** espacements 15 cm.

PARTIE 3. ETUDE DE BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet proposé consiste à étudier un ouvrage (R+4) à usage d'habitation en charpente métallique. Cet ouvrage est situé à la région de la wilaya de Mila, classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99-version 2003) dans la zone sismique IIa.

L'altitude est de 663 m le Zone de neige Zone **a** et Zone du vent Zone **II**.

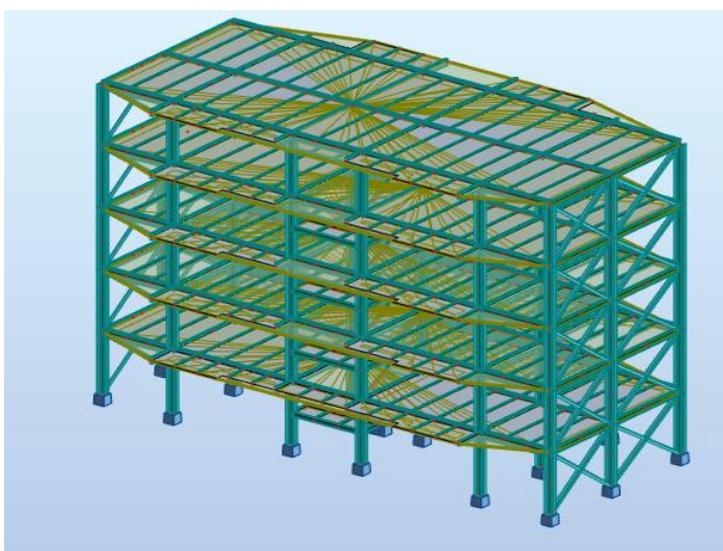


Figure I.1. Vue en 3D de projet.

I.2 Règles de calcul des constructions métalliques :

La conception et le calcul des constructions métalliques étaient régis par diverses réglementations :

- ❖ **CM66** : règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure.
- ❖ **NV2013** : Règlement neige et vent, pour la détermination des charges climatiques.
- ❖ **EUROCODE 3** : Conception et dimensionnement des structures métalliques.
- ❖ **DTR C2.2** : Document technique, règlement, charges permanentes et d'exploitation.
- ❖ **RPA99** : Règles parasismiques algériennes version 2003.

- ❖ **BAEL 91** : Béton armé aux états limites.

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées

I.3.1 Aciers pour les éléments de la charpente métallique :

Pour la réalisation de notre structure, on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'acier utilisé est : **E24 (S235)** de propriété suivant :

- ❖ La limite élastique est de $\sigma = 235 \text{ MPa}$
- ❖ Module d'élasticité : $E=210000 \text{ Mpa}$
- ❖ Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- ❖ Masse volumique de l'acier : $\rho=7850 \text{ daN /m}^3$
- ❖ Module d'élasticité transversale : $G=8,1 \times 10^4 \text{ MPa}$

I.3.2 Bac d'acier

Le type de tôle utilisée est le model TN40. Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- ❖ D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- ❖ De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- ❖ D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

I.3.3 Propriétés des aciers laminés

Les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers laminés à chaud ; pour la nuance d'acier **FeE 360** :

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ pour } t \leq 4 \text{ mm}$$

L'analyse en plasticité peut être utilisée dans l'analyse globale des structures ou leurs éléments, pourvu que l'acier satisfasse aux conditions supplémentaires suivantes :

Le rapport de la résistance à la traction minimale spécifiée f_u à la limite d'élasticité minimale spécifiée f_y respecte la condition :

$$F_u / f_y \geq 1,2$$

$$\text{Pour notre cas : } f_u/f_y = 360 / 235 = 1,53 \geq 1,2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de $5,65\sqrt{A_0}$ (ou A_0 est l'aire

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Initiale de la section transversale) n'est pas inférieur à 15%.

Le diagramme contrainte-déformation montre que la déformation ultime ϵ_u correspondant à la résistance de traction f_u représente au moins 20 fois la déformation élastique f_y correspondant à la limite d'élasticité f_y .

(Les nuances des aciers des normes EN 10025 et EN 10113 satisferont ces conditions).

I.4 Conception de l'ouvrage

I.4.1 Conception structurelle

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement des poutres et des poteaux (portiques en charpente métallique) sont considérés comme des articulations.

I.4.1.1 Contreventement

Systèmes de contreventements assureront le rôle de stabiliser la structure face aux efforts du vent et spécialement du séisme. On a mis en disposition deux systèmes de contreventements en X et en Y pour garder l'aspect architectural de la structure vue la présence de beaucoup d'ouvertures, et pour ne pas gêner l'exploitation du bâtiment.

Il existe : Contreventements horizontaux (les dalles de plancher et de toiture) et Contreventements verticaux.

I.4.1.2 Les planchers

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher collaborant.

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

I.4.2 Assemblages

Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité constituent les parties importantes dans les structures en acier. Les propriétés géométriques et mécaniques de ces assemblages ont une influence significative sur le comportement et la stabilité globale de la structure en acier.

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR, des boulons ordinaires ainsi que des soudures.

On distingue, d'une manière commode, les types d'assemblages suivants :

- ❖ Assemblages poutre-poteau.
- ❖ Assemblages poutre-poutre.
- ❖ Assemblages de raboutage (de continuité).
- ❖ Assemblages de pied de poteau.

I.4.3 Fondations

Les fondations seront réalisées conformément l'étude géotechnique. Les fondations de la structure seront de type isolée, filante ou radier général (Selon le rapport de Sol).

I.4.4 Escaliers

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont en structure métallique.

Pour chaque étage les escaliers composent de deux volets de marches portées par un limon.

Chapitre II. Etude Climatique

II.1 Effet de la neige

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

Le règlement RNVA13 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000mètres. Notre structure se trouve à une altitude environ de 650m.

II.1.1 Calcul des charges de la neige

$$S = Sk \cdot \mu \quad [daN/m^2]$$

μ : Coefficient de forme de la toiture.

Sk : La charge de la neige sur le sol.

- **Calcul de Sk :**

Notre site est classé en zone A selon la classification de RNVA13.

donc Sk est donné par la formule suivante :

$$Sk = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

$H=650$ m : (L'altitude du site par rapport au niveau de la mer).

Donc : $Sk = 60.5 [daN/m^2]$

- **Détermination de μ :**

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture $0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$ (selon le tableau 6.1)

Donc: $S = 0,8 \times 60.5 = 48.4 daN/m^2$

$$S \cong 48.4 daN/m^2$$

II.2 Effet de vent

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres.

II.2.1 Principes du DTR RNV (version 2013)

- ❖ Le règlement impose d'étudier le vent toutes les parois de la structure.
- ❖ Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.
- ❖ impose un calcul jusqu'à trois directions du vent.

Sens V1 : Façade latérale.

Sens V2 : Façade principale

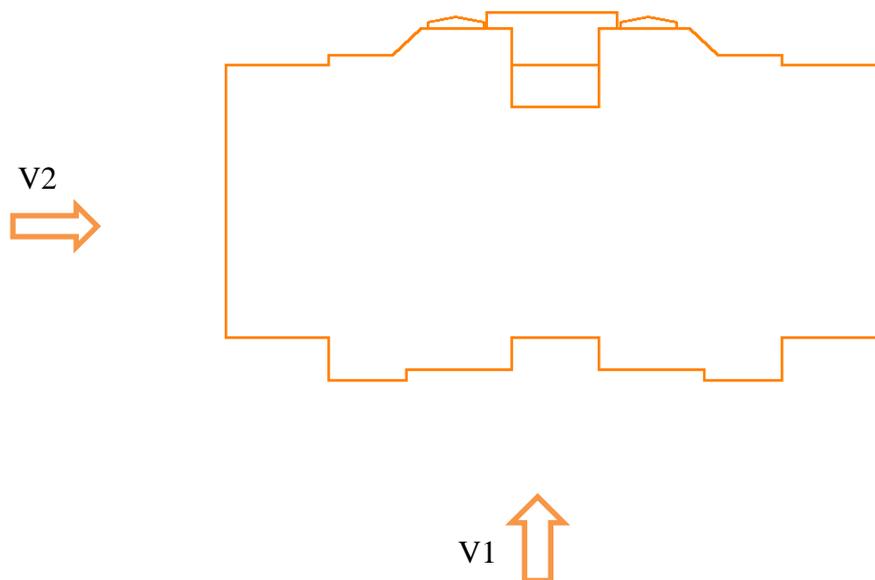


Figure II.1. Les directions de vent

Le bâtiment est classé en catégorie II → $V_{réf} = 27$ m/s

II.2.2 Données relatives au site

Ce projet est implanté à la wilaya de MILA qui se trouve en zone I.

Tableau II.1. Valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	qréf (N/m ²)
I	375

qréf (N/m²): Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).

Catégories de terrain IV : (Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m)

Tableau II.2. Définition des catégories de terrain.

Catégorie de terrain	Kt	Z0 (m)	Zmin (m)	ε
IV	0.24	1	10	0.67

Kt : Facteur de terrain.

Z0 : Paramètre de rugosité.

Zmin : Hauteur minimal.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient.

II.2.2.1 Coefficient d'exposition au vent (Ce)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$C_e(z)$ est donné par : $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$.

Ct : Coefficient de topographie.

Cr : Coefficient de rugosité.

$I_v(z)$: I 'intensité de la turbulence.

z (m) : La hauteur considérée.

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

II.2.2.2 Coefficient de topographie Ct(z)

Le coefficient de topographie Ct(z) prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées... Ct(z) = 1 pour le site plat.

II.2.2.3 Coefficient de rugosité Cr(z)

Le coefficient de rugosité Cr(z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\begin{cases} Cr(z) = Kt \times \ln\left(\frac{Z}{Z0}\right) & \text{la 1er pour } z > zmin \\ Cr(z) = Kt \times \ln\left(\frac{Zmin}{Z0}\right) & \text{la 2ème pour } z \leq zmin \end{cases}$$

II.2.2.4 Intensité de la turbulence

$$\begin{cases} Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z0}\right)} & \text{la 1er pour } z > zmin \\ Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{Zmin}{Z0}\right)} & \text{la 2ème pour } z \leq zmin \end{cases}$$

II.2.2.5 La pression dynamique de pointe qp

Elle est donnée par la formule suivant :

$$qp(ze) = q_{réf} \times Ce(ze) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

q_{réf} : Valeurs de la pression dynamique de référence.

ze (m): La hauteur de référence

Tableau II.3. la pression dynamique

Niveau	h(m)	Zj(m)	Z	Cr	Ct	Ce	Qdyn(daN\m)
RDC	3.06	1.53	10	0.538	1	1.1706	43.8975
1	3.06	4.59	10	0.538	1	1.1706	43.8975
2	3.06	7.65	10	0.538	1	1.1706	43.8975
3	3.06	10.71	10.71	0.5548	1	1.2165	45.61875
4	3.06	13.77	13.77	0.6136	1	1.3815	51.8062
toiture	0.6	14.37	14.37	0.6236	1	1.4103	52.8862

II.2.3 Calcul de la pression due au vent

II.2.3.1 Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(z_j) = Qq(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

II.2.3.2 Détermination de coefficient de pression

a) Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

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

II.2.3.2.1 La direction du vent VI :

Sur la façade latérale :

a) Pour les parois verticales :

$$b = 8.50 \text{ m} ; d = 21.20 \text{ m} ; h = 15.9 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(8.50 ; 31.8) = 8.50 \text{ m}$$

$d > e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

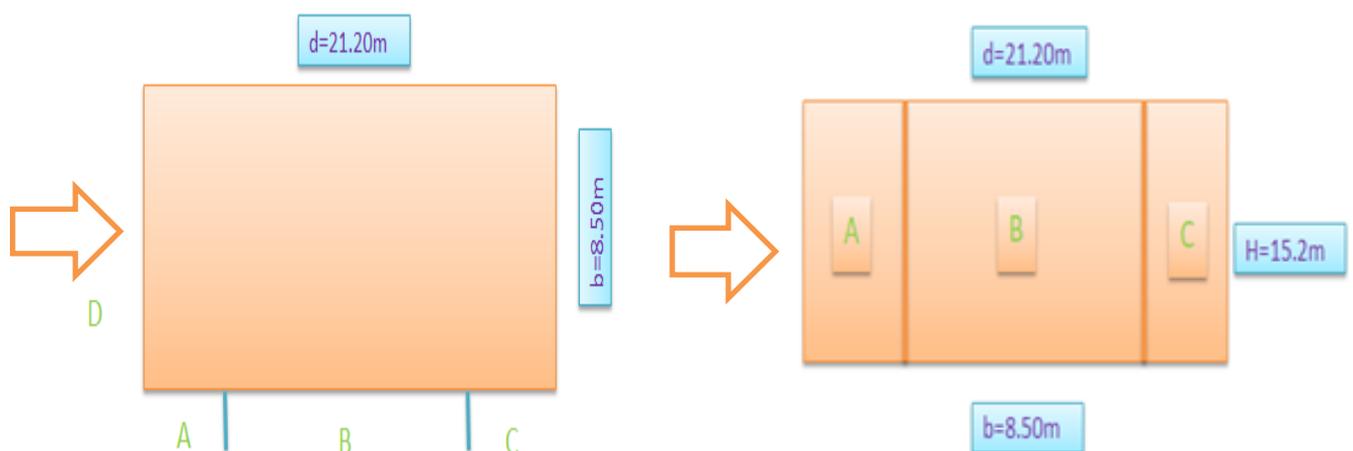


Figure II.2. Légende pour les parois verticales

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Tableau II.4. Détermination de C_{pe} de paroi verticale

A	B	C	D	E
$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

b) la toiture :

$$b = 8.50 \text{ m} ; d = 21.20 \text{ m} ; h = 15.9 \text{ m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (8.50 ; 31.8) = 8.50 \text{ m}$$

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure :

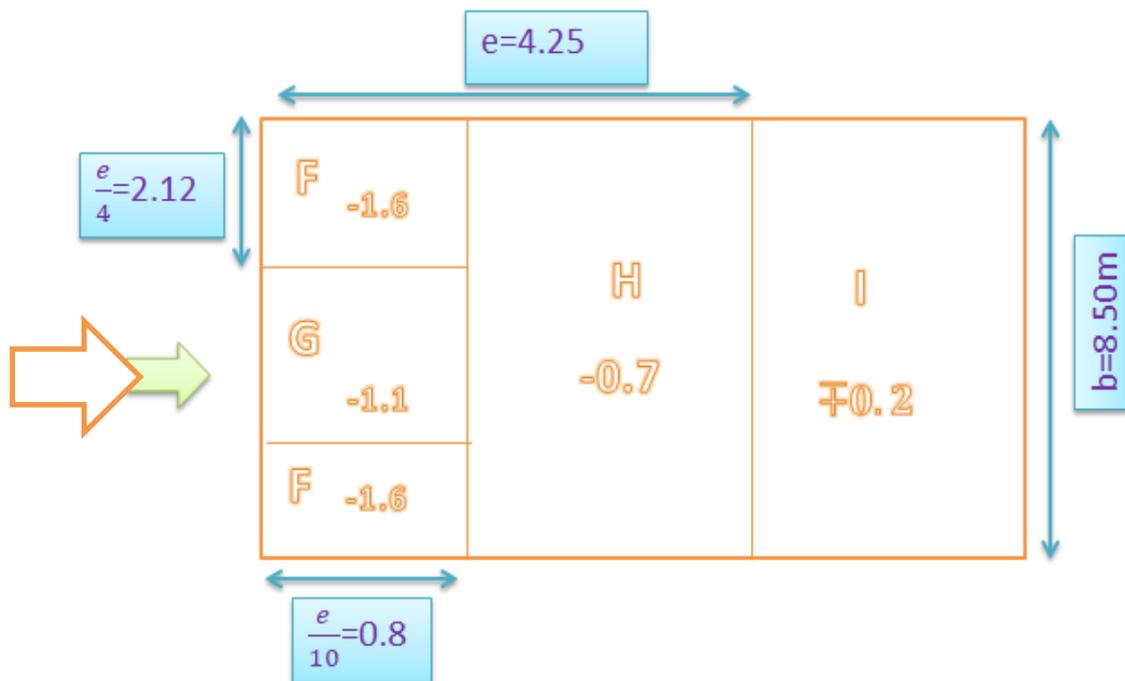


Figure II.3. Légende pour les toitures

Tableau II.5. Détermination de C_{pe} de paroi verticale

F	G	H	I
$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$	$C_{pe_{10}}$
-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

c) Calcule de Coefficient de pression interne C_{pi} : Dans ce cas, structure avec cloison intérieur on a deux valeurs : $C_{pi} = +0,8$ et $C_{pi} = -0,5$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Tableau II.6. Calcule de Coefficient de pression interne Cpi

niveau	zone	Qp(N)	Cpe ₁₀	Cp ₁	Cp ₂	W ₁ (zj) [$\frac{N}{m^2}$]	W ₂ (zj) [$\frac{N}{m^2}$]
RDC 1 2	A	438.975	-1	-0.5	+0.8	-219.487	-790.155
RDC 1 2	B	438.975	-0.8	-0.5	+0.8	-131.692	-702.36
RDC 1 2	C	438.975	-0.5	-0.5	+0.8	0	-570.667
RDC 1 2	D	438.975	+0.8	-0.5	+0.8	570.6675	0
RDC 1 2	E	438.975	-0.3	-0.5	+0.8	87.795	-482.872

niveau	zone	Qp(N)	Cpe ₁₀	Cp ₁	Cp ₂	W ₁ (zj) [$\frac{N}{m^2}$]	W ₂ (zj) [$\frac{N}{m^2}$]
Etage 3	A	456.187	-1	-0.5	+0.8	-228.093	-821.137
Etage 3	B	456.187	-0.8	-0.5	+0.8	-136.856	-729.9
Etage 3	C	456.187	-0.5	-0.5	+0.8	0	-593.043
Etage 3	D	456.187	+0.8	-0.5	+0.8	593.043	0
Etage 3	E	456.187	-0.3	-0.5	+0.8	91.237	-501.806

niveau	zone	Qp(N)	Cpe ₁₀	Cp ₁	Cp ₂	W ₁ (zj) [$\frac{N}{m^2}$]	W ₂ (zj) [$\frac{N}{m^2}$]
Etage 4	A	518.062	-1	-0.5	+0.8	-259.032	-932.517
Etage 4	B	518.062	-0.8	-0.5	+0.8	-155.419	-828.904
Etage 4	C	518.062	-0.5	-0.5	+0.8	0	-673.484
Etage 4	D	518.062	+0.8	-0.5	+0.8	673.484	0
Etage 4	E	518.062	-0.3	-0.5	+0.8	103.613	-569.871

niveau	zone	Qp(N)	Cpe ₁₀	Cp ₁	Cp ₂	W ₁ (zj) [$\frac{N}{m^2}$]	W ₂ (zj) [$\frac{N}{m^2}$]
Toiture	A	528.862	-1.6	-0.5	+0.8	-581.74	-1269.26
Toiture	B	528.862	-1.1	-0.5	+0.8	-317.317	-1004.83
Toiture	C	528.862	-0.7	-0.5	+0.8	-105.724	-793.293
Toiture	D	528.862	-0.2	-0.5	+0.8	158.658	-528.862

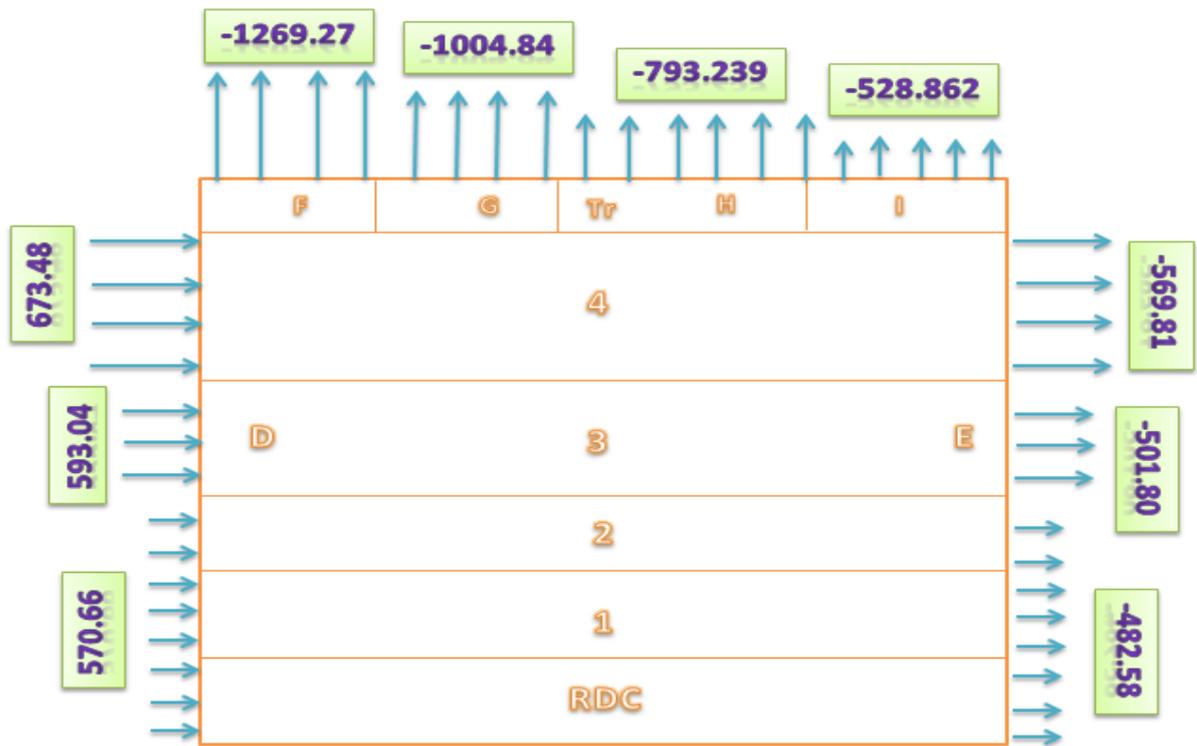


Figure II.4. Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I (V1).

II.2.3.2.2 La direction v2

a) Pour les parois verticales

$b = 21.20 \text{ m} ; d = 8.50 \text{ m} ; h = 15.9 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (8.50 ; 31.8) = 8.50 \text{ m}$

$e > d$ alors la paroi est divisée A', B', D, E qui sont données par la figure suivants :

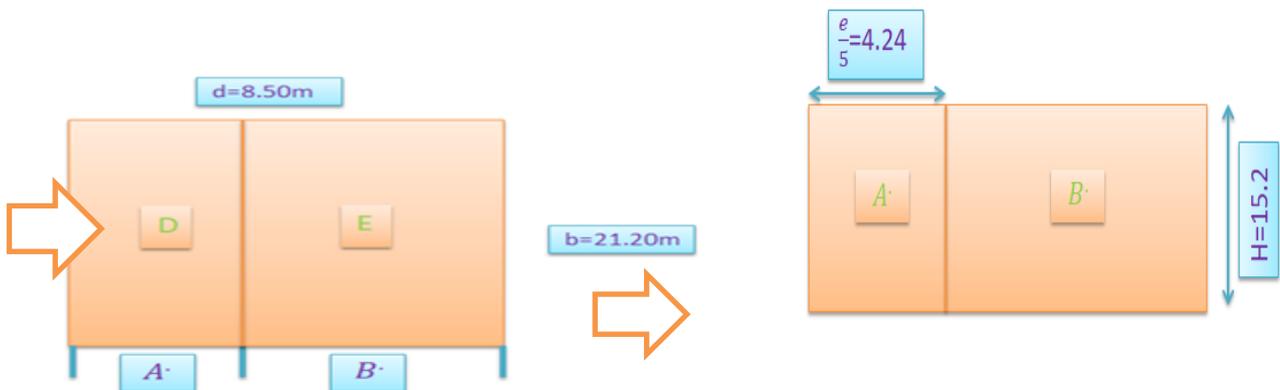


Figure II.5. Légende pour les parois verticales

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Tableau II.7. Détermination de Cpe de paroi verticale

\	À	Ë	D	E
Cpe ₁₀	-1	-0.8	+0.8	-0.3

b) **la toiture :**

$b = 21.20 \text{ m} ; d = 8.50 \text{ m} ; h = 15.9 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (8.50 ; 31.8) = 8.50 \text{ m}$

Les différentes zones de pression F, G, H, I, J sont représentées sur la figure :

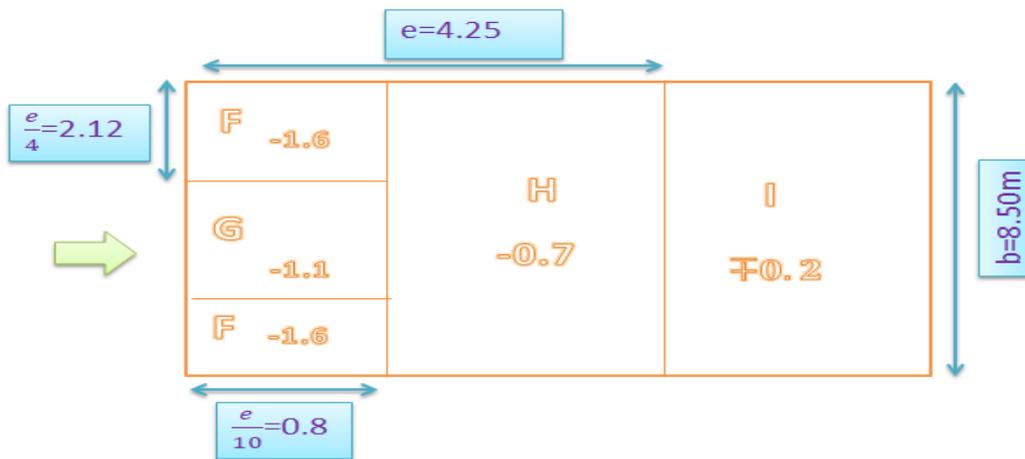


Figure II.6. Légende pour les toitures

Tableau II.8. Détermination de Cpe de paroi verticale

F	G	H	I
Cpe ₁₀	Cpe ₁₀	Cpe ₁₀	Cpe ₁₀
-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

Tableau II.9. Calcul de Coefficient de pression interne Cpi

Niveau	zone	Qp(N)	Cpe ₁₀	Cp ₁	Cp ₂	W ₁ (zj) $\left[\frac{N}{m^2}\right]$	W ₂ (zj) $\left[\frac{N}{m^2}\right]$
RDC \1\2	À	438.975	-1	-0.5	+0.8	-219.487	-790.155
RDC \1\2	Ë	438.975	-0.8	-0.5	+0.8	-131.692	-702.36
RDC \1\2	D	438.975	+0.8	-0.5	+0.8	570.667	0
RDC \1\2	E	438.975	-0.3	-0.5	+0.8	87.795	-482.872

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Niveau	zone	Qp(N)	Cpe ₁₀	Cp ₁	Cp ₂	W ₁ (zj) $\left[\frac{N}{m^2}\right]$	W ₂ (zj) $\left[\frac{N}{m^2}\right]$
Etage 3	À	456.187	-1	-0.5	+0.8	-259.03	-821.13
Etage 3	B	456.187	-0.8	-0.5	+0.8	-136.85	-729.9
Etage 3	D	456.187	+0.8	-0.5	+0.8	593.043	0
Etage 3	E	456.187	-0.3	-0.5	+0.8	912.375	-501.80

Niveau	zone	Qp(N)	Cpe ₁₀	Cp ₁	Cp ₂	W ₁ (zj) $\left[\frac{N}{m^2}\right]$	W ₂ (zj) $\left[\frac{N}{m^2}\right]$
Etage 4	À	518.062	-1	-0.5	+0.8	-259.03	-932.51
Etage 4	B	518.062	-0.8	-0.5	+0.8	-155.41	-828.90
Etage 4	D	518.062	+0.8	-0.5	+0.8	673.484	0
Etage 4	E	518.062	-0.3	-0.5	+0.8	103.613	-569.87

niveau	zone	Qp(N)	Cpe ₁₀	Cp ₁	Cp ₂	W ₁ (zj) $\left[\frac{N}{m^2}\right]$	W ₂ (zj) $\left[\frac{N}{m^2}\right]$
Toiture	A	528.862	-1.6	-0.5	+0.8	-581.74	-1269.2
Toiture	B	528.862	-1.1	-0.5	+0.8	-317.31	-1004.8
Toiture	C	528.862	-0.7	-0.5	+0.8	-105.72	-793.29
Toiture	D	528.862	-0.2	-0.5	+0.8	158.658	-528.86

II.2.4 Calcul des forces de frottement

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

Condition à vérifier : $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$

$$2(8.5 \times 15.9) \leq 4(2 \times 21.20 \times 15.9)$$

$$260.1 \leq 2594.88 \text{ Vérifiée.}$$

Direction V2 : $2(21.20 \times 15.9) \leq 4(28.5 \times 15.9)$

$$648.72 \leq 1040.4 \text{ Vérifiée.}$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois

Chapitre III. Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

III.1 Introduction

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

- ❖ Vérification de la condition de flèche
- ❖ Vérification de la condition de résistance.
- ❖ Vérification au cisaillement.

III.2 Valeurs limites des flèches

C'est valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1. valeurs limites recommandées des flèches verticales

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

III.3 Les conditions de vérifications

- ❖ Condition de flèche : $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$
- ❖ Le moment d'inertie : $I \geq \frac{1250ql^3}{384E}$
- ❖ Vérification de la flèche : $f_{max} < \bar{f}$
- ❖ La classe de la section : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}}$
- ❖ Classe de la semelle : $\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf}$
- ❖ Classe de l'âme : $\frac{d}{tw} = \frac{h-(2(tf+r))}{tw}$
- ❖ L'effort tranchant dans chaque section transversale : $v_{sd} = \frac{ql}{2}$
- ❖ La valeur de la résistance plastique au cisaillement : $V_{pl,rd} = \frac{A_v fy}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$
- ❖ La section des profils en I et en H , effort parallèle à l'âme
 $A_v = A - ((2b \times tf) + (tw + r)(tf))$
- ❖ Vérification de résistance (effort tranchant) : $v_{sd} < v_{pl,rd}$
- ❖ Moment plastique : $M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$ Moment plastique de la section transversale
brute : $M_{pl} = \frac{fy W_{pl}}{\gamma_{m0}}$
- ❖ Condition de résistance : $M_{sd} < M_{pl}$
- ❖ Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

III.4 pré dimensionnement

III.4.1 Les solives

Les solives sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple leur écartement est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0.7m \leq L \leq 1.50m$$

III.4.1.1 Pré dimensionnement des solives plancher terrasse

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G=534 \text{ daN/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q=100 \text{ daN/m}^2$

Charge de neige : $s = 48.4 \text{ daN/m}^2$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Tableau III.2. Pré dimensionnement des solives (plancher terrasse)

pré dimensionnement des solives plancher terrasse : $G=2.89\text{KN} / \text{m}^2$ $Q =1.00\text{KN} / \text{m}^2$	
$q_s=5.06 \text{ kN/m}$ $q_u=5.61 \text{ kN/m}$ $L=4.30\text{m}$ $I \geq 623.613\text{cm}^4$	
on adopte IPE 160 $I_y=869,3 \text{ cm}^4$ $P160 =15,8 \text{ kN/m}$ $q_s=5.59 \text{ kN/m}$ $q_u=6.46 \text{ kN/m}$	
Vérification de la flèche : $f_{max} = 1.38 \text{ cm} < \bar{f} = 1.72 \text{ cm} \dots\dots\text{CV}$	
La classe de la section transversale	
$\frac{c}{t_f} = 5.54 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32$ La semelle est de classe 1.	$\frac{d}{t_w} = 25.44 < 72\varepsilon = 72$ l'âme est de classe 1.
Vérification de résistance (effort tranchant) $v_{sd} = 13.889 \text{ KN} < v_{plrd} = 130.16\text{K} \dots\dots\text{CV}$	
Condition de résistance (moment fléchissant): $M_{sd} = 14.93\text{KN} < M_{pl}23.22\text{KN} \dots\dots\text{CV}$	

III.4.1.2 Pré dimensionnement des solives plancher étage courant

Charge permanente du plancher : $G=320 \text{ daN}/\text{m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q =250 \text{ daN}/\text{m}^2$

Charge de neige : $s =48.4 \text{ daN}/\text{m}^2$

Tableau III.3. Pré dimensionnement des solives (plancher d'étage courant)

pré dimensionnement des solives d'étage courant: $G=5.09\text{KN}/ \text{m}^2$ $Q =2.5\text{KN}/\text{m}^2$	
$q_s=9.72 \text{ KN} / \text{m}$ $q_u=13.59 \text{ KN} / \text{m}$ $L=4.30\text{m}$ $I \geq 1197.92 \text{ cm}^4$	
on adopte IPE 180 $I_y=1317\text{cm}^4$ $P180 =18.8 \text{ KN} / \text{m}$ $q_s=10.47 \text{ KN}/\text{m}$ $q_u=14.6 \text{ KN} / \text{m}$	
Vérification de la flèche : $f_{max} = 1.68 \text{ cm} < \bar{f} = 1.72 \text{ cm} \dots\dots\text{CV}$	
La classe de la section transversale	
$\frac{c}{t_f} = 5.68 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32$ La semelle est de classe 1.	$\frac{d}{t_w} = 25.54 < 72\varepsilon = 72$ l'âme est de classe 1.
Vérification de résistance (effort tranchant) : $v_{sd} = 31.39 \text{ KN} < v_{plrd} = 153.64\text{KN} \dots\dots\text{CV}$	
Condition de résistance (moment fléchissant) : $M_{sd} = 33.74\text{KN} < M_{pl} = 35.54\text{KN} \dots\dots\text{CV}$	

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

III.4.2 Pré dimensionnement des poutres

III.4.2.1 Poutre principale (plancher étage courant)

Tableau III 4. Pré dimensionnement des poutres principale (plancher étage courant)

pré dimensionnement des poutres principale s d'étage courant: $G=5.09\text{KN} / \text{m}^2$ $Q =2.5\text{KN}/\text{m}^2$	
$q_s=9.72 \text{ KN/m}$	$q_u=13.59 \text{ KN/m}$ $L=5.60 \text{ m}$ $I \geq 4796.55 \text{ cm}^4$
on adopte IPE 270 $I_y=5789.8\text{cm}^4$ $P_{270} =36,1\text{KN}/\text{m}$ $q_s=11.16 \text{ KN/m}$ $q_u=15.53 \text{ KN/m}$	
Vérification de la flèche : $f_{max} = 1.89\text{cm} < \bar{f} = 2.24\text{cm} \dots\dots\text{CV}$	
La classe de la section transversale	
$\frac{c}{t_f} = 6.62\text{mm} < 9\varepsilon = 8,32$ La semelle est de classe 1.	$\frac{d}{t_w} = 33.28 < 72\varepsilon = 72$ l'âme est de classe 1.
Vérification de résistance (effort tranchant) : $v_{sd} = 50.344 \text{ KN} < v_{plrd} = 235.926\text{KN}..CV$	
Condition de résistance (moment fléchissant) : $M_{sd} = 70.48\text{KN} < M_{pl} = 78.319\text{KN}..CV$	

III.4.2.2 Poutre secondaire (plancher étage courant)

Tableau III.5. Pré dimensionnement des poutres principale (plancher étage courant)

pré dimensionnement des Poutre secondaire d'étage courant: $G=5.09\text{KN} / \text{m}^2$ $Q =2.5\text{KN} / \text{m}^2$	
$q_s=9.72 \text{ KN/m}$	$q_u=13.59 \text{ KN/m}$ $L=4.30\text{m}$ $I \geq 1674.88 \text{ cm}^4$
on adopte IPE 200 $I_y=1943.2\text{cm}^4$ $P_{200} =22,4\text{KN}/\text{m}$ $q_s=10.61 \text{ KN/m}$ $q_u=14.8 \text{ KN/m}$	
Vérification de la flèche : $f_{max} = 1.15 \text{ cm} < \bar{f} = 1.72 \text{ cm} \dots\dots\text{CV}$	
La classe de la section transversale	
$\frac{c}{t_f} = 5.88 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32$ La semelle est de classe 1.	$\frac{d}{t_w} = 28.39 < 72\varepsilon = 72$ l'âme est de classe 1.
Vérification de résistance (effort tranchant) : $v_{sd} = 22.811 \text{ KN} < v_{plrd} = 152.99\text{KN}..CV$	
Condition de résistance (moment fléchissant) : $M_{sd} = 24.49\text{KN} < M_{pl} = 55.15\text{KN}..CV$	

III.4.3 Pré-dimensionnement des poteaux selon L'EUROCODE3

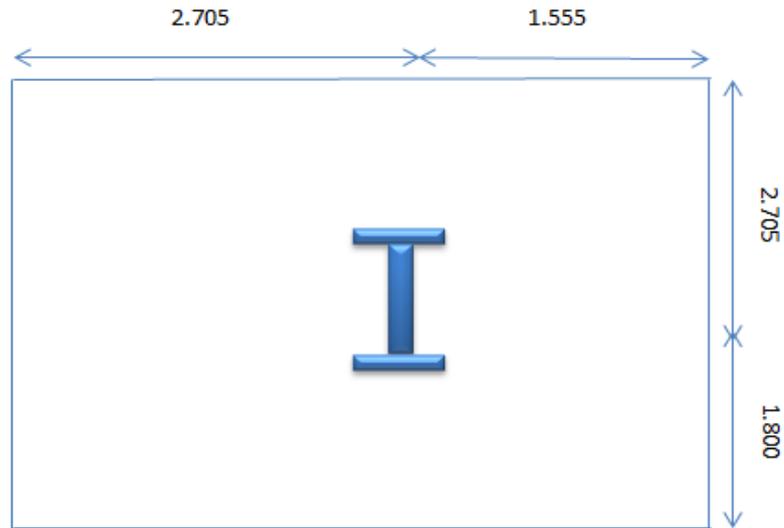


Figure III.1. Le poteau le plus sollicité

Le poteau de RDC avec : $S = 16.405 \text{ m}^2$

Tableau III.6. Evaluation des charges revenant aux poteaux

nbr	La charge	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Nbr×G (KN/m ²)	Nbr×Q (KN/m ²)
1	plancher terrasse	4741.045	1640.5	4741.045	1640.5
1	poutres terrasse	136.615		136.615	
1	solives sur poteau terrasse	63.99		63.99	
1	solives sur poutre terrasse	127.99		127.99	
4	plancher étage	8350.145	4101.25	33400.58	16405
4	poutres étage	1590.43		6361.72	
4	solives sur poteau étage	1377.405		5509.62	
4	solives sur poutre étage	292.41		1169.64	
3	poteau au-dessus étage	129.438		388.314	
$\sum_k \binom{n}{k}$				51546.514	18045.5

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Charge des poteaux : Le profilé **HEA200**, vérifié tous les conditions.

III.4.3.1 Calcul du moment sollicitant

$$N_{sdy} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q .$$

$$N_{sd} = 971.28 \text{ kN/m}$$

III.4.3.2 Principe de calcul

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à

$$: N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \beta_a A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_a = 1$ Pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3

χ : le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer

$$\chi = \frac{1}{(\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5})} \quad \text{mais} \quad \chi \leq 1$$

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

α : est un facteur d'imperfection

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$$

$$\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) [\beta]^{0.5}$$

$\lambda = L_f / i$, avec : $L_f = L \times 0.5$ (encasté-encasté) avec : $i = 82.8 \text{ mm}$

$$L_f = 3,06 \times 0.5 = 1,53 \text{ m}$$

$$\lambda = 1.53 / 0.0828 = 18.47$$

$$\lambda_k = 93.3 \varepsilon = 93.3 \quad ; \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \right)$$

donc :

$$\lambda = 18.47 \quad \text{et} \quad \lambda_k = 93.3 \quad \phi = 0.51$$

$\bar{\lambda} \leq 0.2$ Le risque de flambement n'est pas à considérer:

$$N_{b,rd} = 1149.36 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{971.28 \leq 1149.36 \rightarrow C.V}$$

III.5 Etude des escaliers en charpente métallique

Dans notre cas les escaliers sont droits constitués par deux limons en profilé IPE séparés par un palier.

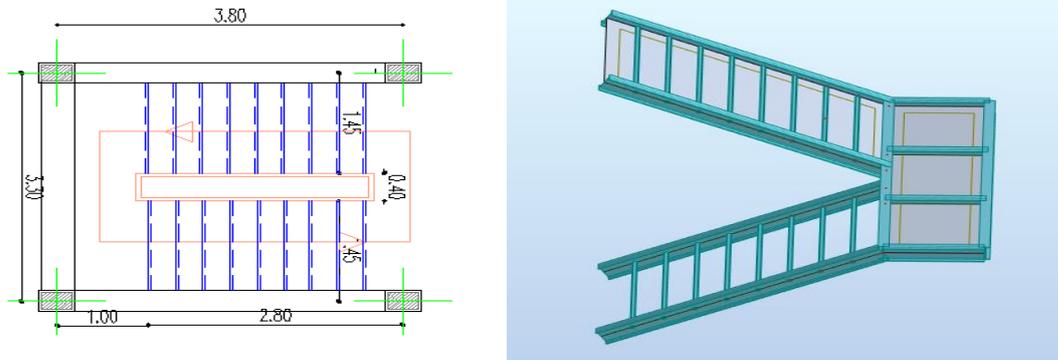


Figure III.2. Schéma statique d'escalier

III.5.1 Dimensionnement des escaliers

III.5.1.1 Conception d'une marche

L'escalier pour lequel on a opté est un escalier à limon en I avec des marches en tôles striées soudées sur des cornières :

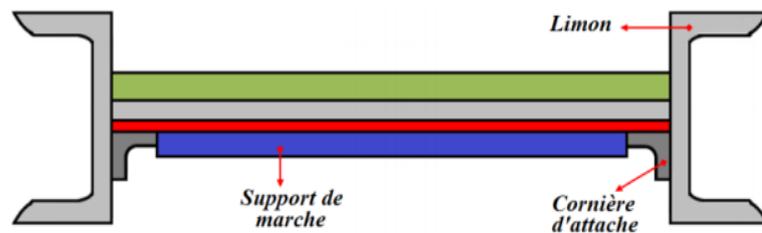


Figure III.3. Disposition des cornières

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

III.5.1.2 Détermination de la section de cornière

Tableau III.7. Pré dimensionnement des supports de marches

$G=37.5 \text{ KN/ m}^2$ $Q=75\text{KN/m}^2$		$qs=112.5 \text{ KN/ m}$ $L=1.45 \text{ m}$		$I \geq 5.31 \text{ cm}^4$
Le Choix	L(50*50*5)	$I_y=10.96 \text{ cm}^4$	$p=41.27 \text{ kg/m}$	$qs=116.27 \text{ KN/ m}$ $qu=168.21 \text{ KN/ m}$
Vérification de la flèche : $f_{max} = 2.907\text{cm} < \bar{f} = 5.8\text{cm} \dots\text{CV}$				
Vérification de résistance (effort tranchant) : $v_{sd} = 121.952 \text{ KN} < v_{pl,rd} = 6928.203..\text{CV}$				
Condition de résistance (moment fléchissant) : $M_{sd} = 44.207 \text{ KN} < M_{pl} = 76.25\dots\text{CV}$				

LES CORNIERES L 50 X 50 X 5 CONVIENT COMME CORNIERE

III.5.2 Dimensionnement de limon

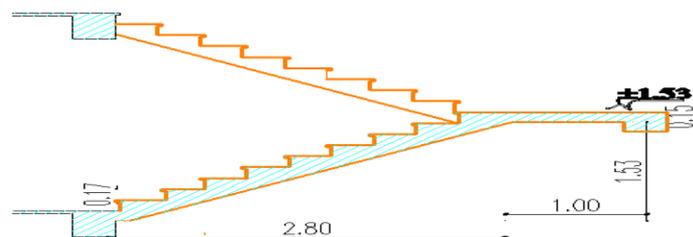


Figure III.4. Schéma statique de limon

Tableau III.8. Pré dimensionnement de limon

$G=170.28\text{KN/ m}^2$	$Q=181.25\text{KN/ m}^2$	$L=4.19\text{m}$	$qs=352.078\text{KN/ m}$	$qu=505.492\text{KN/ m}$
		$I \geq 4.014\text{cm}^4$		
on adopte IPE 220		$I_y=2771,8 \text{ cm}^4$	$P=26.2 \text{ kg}$	
Vérification de la flèche : $f_{max} = 2.56 < \bar{f} = 5.96\dots\text{CV}$				
La classe de la section transversale				
$\frac{c}{t_f} = 5,97 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32$ La semelle est de classe 1.		$\frac{d}{t_w} = 30.10 < 72\varepsilon = 72$ l'âme est de classe 1.		
Vérification de résistance (effort tranchant) : $v_{sd} = 1059.005\text{KN} < v_{pl,rd} = 2137.1..\text{CV}$				
Condition de résistance (moment fléchissant) : $M_{sd} = 1109.308\text{KN} < M_{pl} = 7125\dots\text{CV}$				
Vérification au déversement : $M_{sd}=1071.225 \text{ daN.m} < M_{b,rd}= 1156.59 \text{ daN.m}\dots\text{CV}$				

III.6 Etude de la poutre palière des limons

Tableau III.9. Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

$G=170.28 \text{ KN/ m}^2$		$Q=181.25 \text{ KN/ m}^2$	
$R_u = (1,35G_{eq}+1,5Q_{eq}) \times L/2=1059.005\text{KN}$		$R_s = (G_{eq}+Q_{eq}) \times L/2=737.603\text{KN}$	
Pré dimensionnement des limons :			
$L=3.30\text{m}$	$q_s=837.603 \text{ KN/ m}$	$q_u=1194.005 \text{ KN/ m}$	$I \geq 446.189 \text{ cm}^4$
on adopte IPE 220		$I_y=2771,8$	
Vérification de la flèche :		$f_{max} = 8.01 < \bar{f} = 13.2...CV$	
La classe de la section transversale			
$\frac{c}{t_f} = 5,97 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32$		$\frac{d}{t_w} = 30.10 < 72\varepsilon = 72$	
La semelle est de classe 1		l'âme est de classe 1	
Vérification de résistance (effort tranchant): $v_{sd} = 1970.108\text{K} < v_{pl,rd} = 2137....CV$			
Condition de résistance (moment fléchissant) : $M_{sd} = 1109.308 < M_{pl} = 7125....CV$			

IPE 220 CONVIENT POUR LA POUTRE PALIERE

III.7 Etude du plancher

Bien entendue qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques. Le calcul est fait selon la méthode prescrite dans le document «structure métallique selon Eurocode03 ».

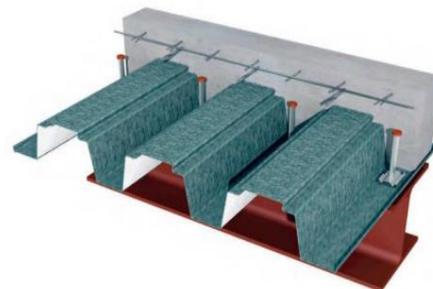


Figure III.5. Eléments constructifs du plancher mixte.

III.7.1 Vérification de la tôle profilée

La tôle profilée sert de plateforme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton.

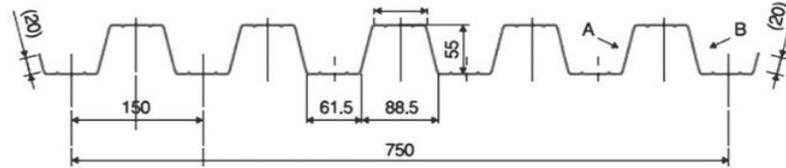


Figure III.6. Profile HI BOND 55.750.

Tableau III.10. Vérification à l'état limite ultime.

Vérification à l'état limite ultime : Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl} R_d$.						
	Dalle en béton	Tollé Hi-bond 55	La somme		qs	qu
Terrasse	$G = 25 \times 1,2 \times 0,08$ = 2,4 KN/ml	$G = 0,13$ KN/ml	$G = 2,53$ KN/ml	$Q = 1,2$ KN/ml	3,73 KN/ml	5,21 KN/ml
moment fléchissant : ... $M_{sd} = 0,08 \times q_u \times L^2 = 0,67 \text{KN} < M_{pl} = 36,57 \text{KN} \dots \dots \dots \text{CV}$						
étage	$G = 25 \times 1,2 \times 0,12$ = 3,6 KN/ml	$G = 0,13$ KN/ml	$G = 3,73$ KN/ml	$Q = 1,2$ KN/ml	4,93 KN/ml	6,83 KN/ml
moment fléchissant : $M_{sd} = 0,12 \times q_u \times L^2 = 1,005 \text{KN} < M_{pl} = 27,17 \text{KN} \dots \dots \dots \text{CV}$						

III.8 Plancher mixte

III.8.1 Inertie de montage poutre/dalle

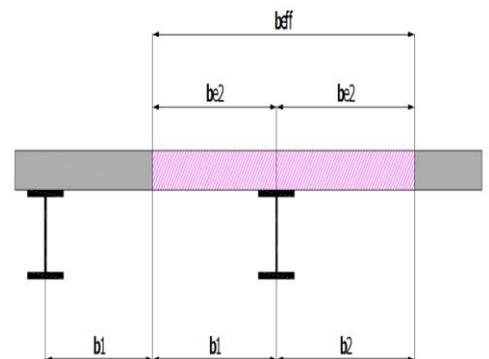
a) Largeur efficace de la dalle :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ Avec : } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 5,6 \text{ m}$.

$$b_1 = b_2 = 0,6 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(0,7; 0,6) = 0,6 \text{ m. Donc : } b_{eff} = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$



b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

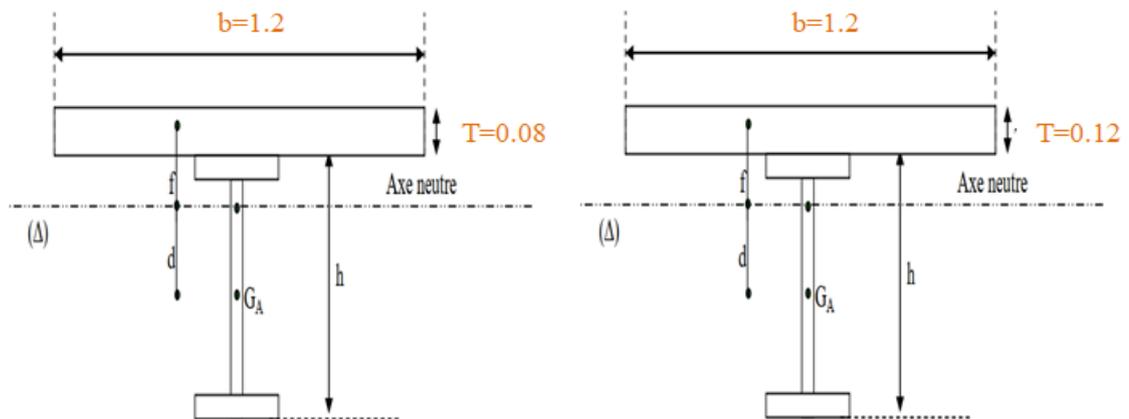


Figure III.7. Plancher Mixte

$S = A + \frac{B}{n}$	terrasse	$S = 20.1 + \frac{120 \times 8}{15} = 84.1 \text{ cm}^2$
	étage	$S = 23.9 + \frac{120 \times 12}{15} = 119.9 \text{ cm}^2$

Tableau III.11. Position de l'axe neutre

Position de l'axe neutre :	$F_c = b \cdot e_{eff} \times h_c \times (0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c})$	$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$	Fa < Fc : donc l'axe neutre se situe dans la dalle	$Z = \frac{F_a}{F_c} \leq h_c$
Terrasse	1360 KN	429.09 KN		$31.7 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$
étage	2040 KN	505.59 KN		$40.3 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$

Donc la charge mixte et :

Tableau III.12. Calcul les sollicitations de planchers mixte

	Dalle béton	Tollé Hi-bond 55	Solive	La somme		qs(total)	qu(total)
				G	Q		
Terrasse	G= 2,4 KN/ml	G=0.13×1,2 =0.156KN	G=0.158 KN/ml	G=2.71 KN/ml	Q=1.2 KN/ml	3.91 KN/ml	5.45 KN/ml
étage	G=3.6 KN/ml	G=0.13×1,2 =0.156KN	G=0.188 KN/ml	G=4.35 KN/ml	Q=1.2 KN/ml	5.55 KN/ml	7.67 KN/ml

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Tableau III.13. Vérification du moment de résistance plastique

Vérification du moment de résistance plastique	
Terrasse	$M_{sd} = Fa \times \left(\frac{h}{2} + hc + hb - \frac{z}{2} \right) = 3593,019 \text{ daN.m} < M_{pl}, = 16578,925 \text{ daN.m(CV)}$
étage	$M_{sd} = 3593,019 \text{ daN.m} < M_{pl}, = 16578,925 \text{ daN.m(CV)}$

Tableau III.14. Vérification de moment d'inertie

Le moment d'inertie	$d = \frac{bt}{n} \times \frac{t+h}{2s}$	$v = \frac{h}{2} + d$	$v' = (h+t) - v$	$I = IA + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$
Terrasse	9.13 cm	17.13 cm	6.87 cm	I=3413.27cm ⁴
étage	12.01 cm	21.01 cm	8.99 cm	I=5995.011cm ⁴

Tableau III.15. Calcul le moment ultime

Calcul du (M) : $M = \frac{b \times (1.35 \times (G_{dalle} + G_{solive}) + 1.35P) + 1.5 Q}{8} L^2 = \frac{qu(totale) \times L^2}{8}$	
Terrasse	M=12.59KN.m =1259.63kg.m
étage	M=17.72 KN.m =1772.72kg.m

Tableau III.16. Calcul des contraintes de flexion Dans la poutre d'acier

Calcul des contraintes de flexion Dans la poutre d'acier : (-) compression, (+) traction.				
			La fibre supérieure	La fibre inférieure :
	$\sigma_a = \frac{Mv}{I}$	$\sigma'_a = \frac{M(v'-t)}{I}$	$\sigma'_{b2} = \frac{M}{I \times n} v'$	$\sigma'_{b1} = \frac{M}{I \times n} (v' - t)$
Terrasse	6.32 KN/cm ²	-0.42 KN/cm ²	0.17 KN/cm ²	-0.03 KN/cm ²
étage	6.21 KN/cm ²	-0.90 KN/cm ²	0.18 KN/cm ²	-0.06 KN/cm ²

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

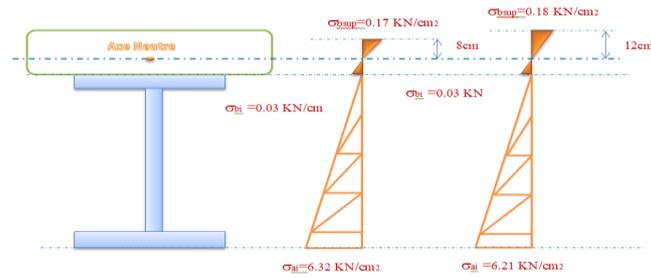


Figure III.8. : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle mixte.

Tableau III.17. Calcul des contraintes de flexion Dans la poutre d’acier.

Vérification des plancher mixte étage : $q_s=5.55\text{KN/ml}$	
Vérification de résistance (effort tranchant) : $v_{sd}=16.48\text{KN} < v_{plrd}=153.64\text{KN}..CV$	
$\tau=17.27\text{MPa} < 0,6 f_y=213\text{MPa}$	
Vérification de la flèche :	$f_{max}=1.06 \text{ cm} < (\bar{f})=1.72 \text{ cm} \dots\dots CV$

Tableau III.18. Vérification de la flèche des plancher mixte de terrasse.

Vérification des plancher terrasse: $q_s=3.19\text{KN/ml}$ $q_u=5.45\text{KN/ml}$	
Vérification de résistance (effort tranchant) : $v_{sd} = 11.71\text{KN} < v_{plrd} = 130.16\text{KN}..CV$	
$\tau = 14.64\text{MPa} < 0,6 f_y = 213\text{MPa}$	
Vérification de la flèche :	$f_{max} = 1.36 \text{ cm} < \bar{f} = 1.72 \text{ cm} \dots\dots CV$

Tableau III.19. Vérification de la flèche des plancher mixte de l’étage courant.

Vérification des plancher mixte étage : $q_s=5.55\text{KN/ml}$	
Vérification de résistance (effort tranchant) : $v_{sd}=16.48\text{KN} < v_{plrd}=153.64\text{KN}..CV$	
$\tau=17.27\text{MPa} < 0,6 f_y=213\text{MPa}$	
Vérification de la flèche :	$f_{max}=1.06 \text{ cm} < (\bar{f})=1.72 \text{ cm} \dots\dots CV$

Tableau III.20. Vérification des contraintes de flexion.

Contraintes additionnelles de retrait :						
	$\beta = \frac{h+t}{2}$	$\alpha = \frac{IA}{A \times \beta}$	$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha$	$y_2 = y_1 + t$	$K = \frac{M}{I}$	$Ea\varepsilon$
Terrasse	12 cm	14.59 cm	22.59 cm	30.59 cm	36.9 kg/cm ³	420 kg/cm ²
étage	15 cm	16.72 cm	25.72 cm	37.72 cm	29.56 kg/cm ³	420 kg/cm ²

Tableau III.21. Calcul des contraintes de flexion Dans la poutre d'acier.

Les contraintes finales				
	σ_a	σ_a'	$\sigma_{b'1}$	$\sigma_{b'2}$
terrasse	8.66 < 16KN cm ²	-8.75 < 18KN cm ²	0.21 < 1.2KN cm ²	0.64 < 1. KN cm ²
étage	8.49 < 16KN cm ²	-8.5 < 18KN cm ²	0.16 < 1.2KN cm ²	0.64 < 1.2KN cm ²

III.9 Etude des connecteurs

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

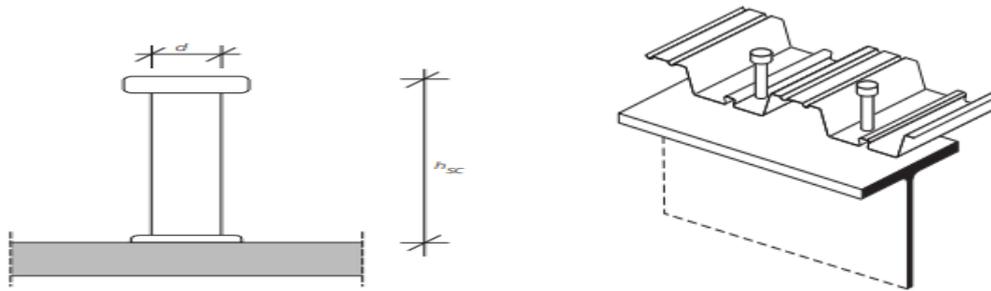


Figure III.8 . Goujon à tête soudée avec dalle mixte.

Le Choix de connecteur

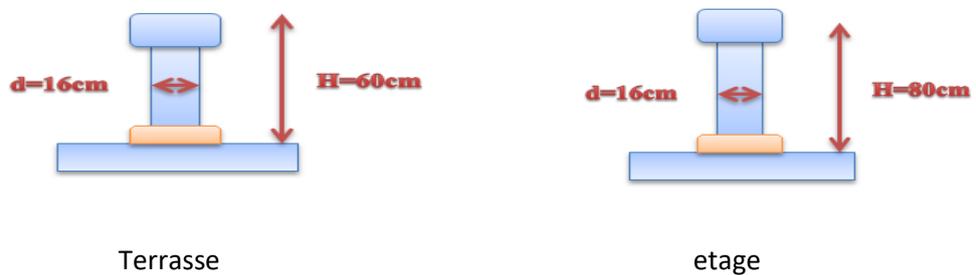


Figure III.9 . Les connecteurs utilisés

Tableau III.23. Vérification des connecteurs utilisés

	Résistance du connecteur isolé			Effort de cisaillement longitudinal	
	$PRd = \min \left\{ \begin{array}{l} PRd1 = \frac{0.8ktfu(\frac{d^2\pi}{4})}{\gamma_v} \\ PRd2 = \frac{0.29k\alpha d^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$			$Vl = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{cf1} = \frac{Aafy}{\gamma_a} \\ F_{cf2} = \frac{0.85Acf_{ck}}{\gamma_c} + \frac{Asef_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right.$	
	$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{nr}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$	PRd1 (KN)	PRd2 (KN)	Fcf1 (KN)	Fcf2 (KN)
Terrasse	0.001	56.27	54.02	429.4	78.6
étage	0.006	337.61	54.02	5105.09	78.6

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Nombre des goujons par solives $n = \frac{Vl}{PRd}$

	Nombre des goujons par solives	L'espace des goujons(cm)
	$n = \frac{Vl}{PRd}$	$S = \frac{L}{2n}$
Terrasse	8	26.9
étage	15	14.33

III.10 Étude de ferrailage de la dalle

Tableau III.24. Vérification des connecteurs utilisés

	M (KN. M)	0.85M (KN. M)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A_{st} (cm²)	Alors on utilise des treillis soudé: T.S .4×4(100×100)
Terrasse	46.22	39.28	0.124	0.166	0.07	1.61	
étage	57.57	49.113	0.153	0.208	0.09	1.57	

Chapitre IV. Etude Dynamique et sismique

IV.1 Introduction

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

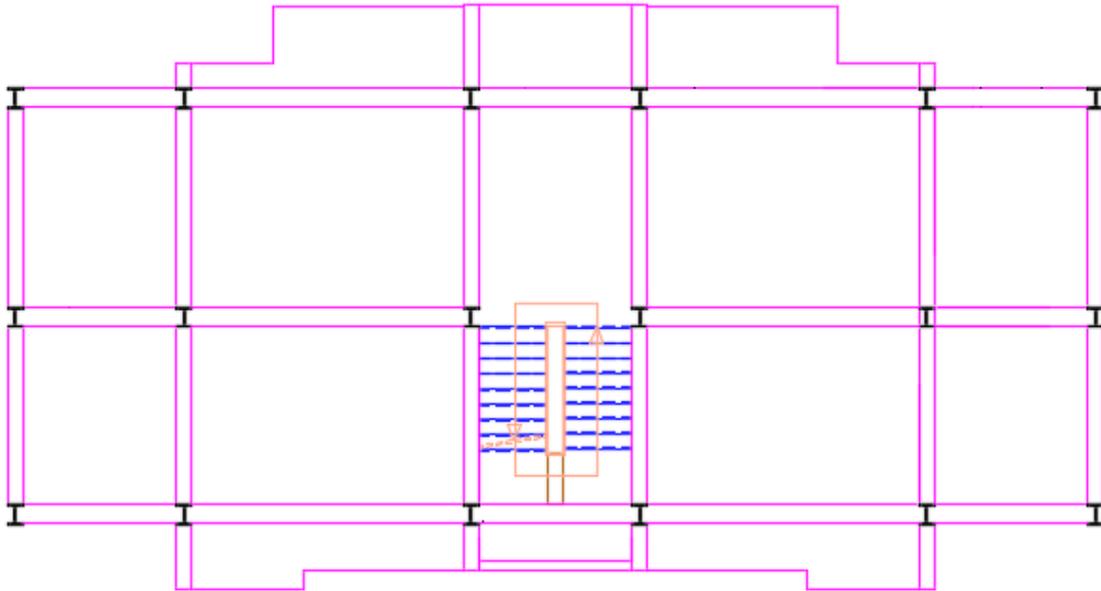


Figure IV.1. Vue en plan de la structure

IV.2 Analyse de la structure

L'analyse de la structure a été faite selon RPA99 V 2003 (voire Chapitre 4 - Partie 1-)

IV.2.1 Le période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \text{ (Article. 4.2.4)}$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$$T_2 = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

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

$$\Rightarrow h_N = 15.30\text{m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \dots \dots \dots (RPA99 V 2003 \text{ Tableau 4.6})$$

D'où : $T_1 = 0.36(\text{s})$.

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

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\text{Sens (x)} : D_x = 21.40\text{m} \Rightarrow T_2 = 0.309(\text{s})$$

$$\text{Sens (y)} : D_y = 8.50\text{m} \Rightarrow T_2 = 0.398(\text{s})$$

$$T_x = \min(0.398\text{s}; 0.309\text{s}) = \mathbf{0.309(\text{s})}$$

$$T_y = \min(0.398\text{s}; 0.490\text{s}) = \mathbf{0.398(\text{s})}$$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT la valeur trouvé est :

$$\mathbf{W = 4675.28 \text{ KN}}$$

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\text{Donc, on prend} \quad \xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \cdot \eta = 0.816$$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que :

$$T_{sx} = 0.329(\text{s}) ; T_{sy} = 0.405(\text{s})$$

$$\left[\begin{array}{l} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sx}} \right)^{2/3} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.309} \right)^{2/3} = 2.811 \\ D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sy}} \right)^{2/3} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.398} \right)^{2/3} = 2.375 \end{array} \right.$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Tableau IV.1. Détermination de la force sismique

	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)
Sens -X	0.15	2.811	1.15	4	4676.38	566.89
Sens-Y	0.15	2.375	1.15	4	4676.38	478.96

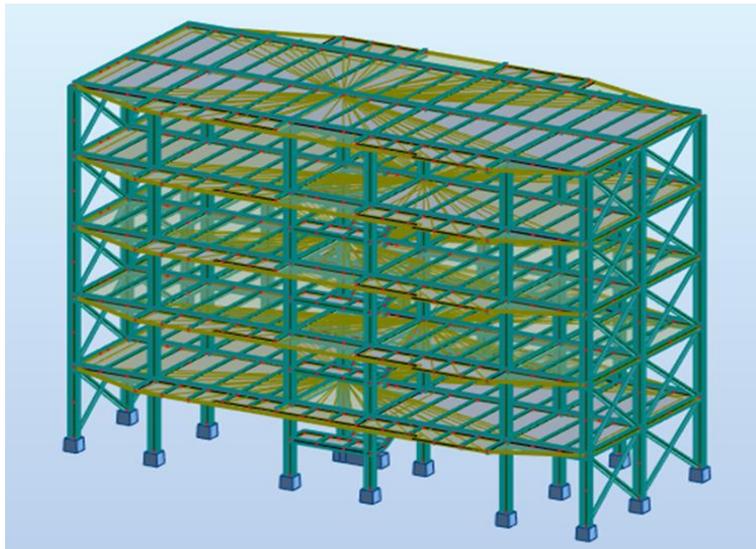


Figure IV.2. La structure en 3D

Tableau IV.2. Le période fondamentale de la structure

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées		Masse Modale		Nature
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]	
1	0,48	75,42	0,00	75,42	0,00	Translation
2	0,25	75,43	74,52	0,00	74,52	Translation
3	0,17	75,43	74,53	0,01	0,00	Torsion
4	0,16	75,43	74,53	0,00	0,00	
5	0,16	75,43	74,53	0,00	0,00	
6	0,16	75,43	74,53	0,00	0,00	
7	0,16	75,43	74,53	0,00	0,00	
8	0,15	75,43	74,53	0,00	0,00	
9	0,15	75,43	74,53	0,00	0,00	
10	0,15	75,43	74,53	0,00	0,00	

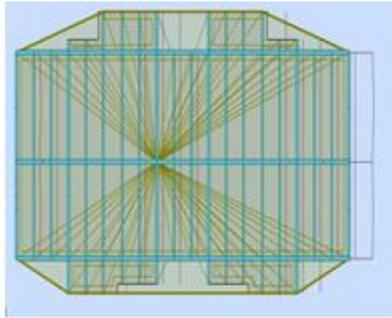


Figure.IV.3.Mode 01 : Translation

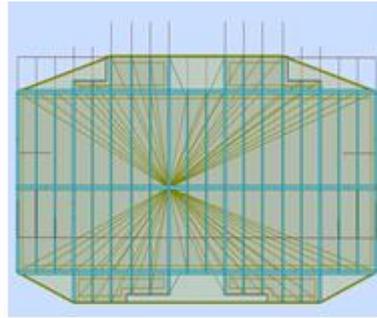


Figure IV.4. Mode 02 : Translation

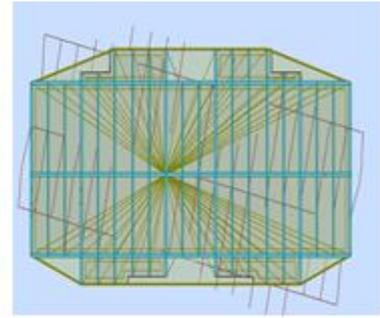


Figure.IV.5.Mode 03 : Torsion

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_{an} = 0,48s$.
- Les 1^{ier} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Les onze (10) premiers modes sont suffisants pour que la masse modale cumulée dépasse les 90%.

IV.2.2 .Période fondamentale théorique

Les RPA99/Versions 2003 (article 4.2.4.4), préconisent qu'il faut que la valeur de T_{an} calculée par la méthode analytique, ne dépasse pas la valeur T_{em} estimé par la méthode empiriques appropriée de plus de 30 %

$$T_{em} = \min\{0.309; 0.398\} \rightarrow T_{em} = 0.309s$$

$$T_{an} = 0.48 < 1.3 * 0.309 = 0.401s \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Tableau IV.3. Vérification des forces sismiques

	V (KN)	0.8 * V (KN)	V_t (KN)	$V_t > 0.8 V$
SensX	566.89	478.96	633.61	Condition vérifiée
SensY	478.96	383.17	626.01	Condition vérifiée

IV.2.3 Vérification des déplacements latéraux inter- étages

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter étages, selon l'article (5.10 des RPA99/Version2003), les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées

$$\begin{cases} \Delta_{k(x)} < \bar{\Delta} \\ \Delta_{k(y)} < \bar{\Delta} \end{cases}$$

$\bar{\Delta}$: Déplacement admissible inter-étage $\bar{\Delta} = 1\% \cdot h_e$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

h_e : Hauteur d'étage.

$\Delta_{k(x,y)}$: Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k - 1$

Avec : $\Delta_{k(x,y)} = \delta_k - \delta_{k-1}$

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû à la force sismique F_k

R : Coefficient de comportement. $R = 4$

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges **0,8G + E**

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

IV.2.3.1 Sens longitudinal (Sens-X)

Tableau IV.4. Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-X)

Etage	h_e (cm)	R	δ_k^x (m)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_{k(x)} < \bar{\Delta}$
RDC	306,00	4	0.878	0.878	306,00	CV
1	306,00	4	1.322	0.444	306,00	CV
2	306,00	4	1.290	0.032	306,00	CV
3	306,00	4	1.090	0.2	306,00	CV
4	306,00	4	0.640	0.45	306,00	CV

IV.2.3.2 Sens transversal (Sens-Y)

Tableau IV.5. Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-Y)

Etage	h_e (cm)	R	δ_k^x (m)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_{k(x)} < \bar{\Delta}$
RDC	306,00	4	0.248	0.248	306,00	CV
1	306,00	4	0.306	0.058	306,00	CV
2	306,00	4	0.335	0.029	306,00	CV
3	306,00	4	0.338	0.003	306,00	CV
4	306,00	4	0.268	0.070	306,00	CV

IV.2.4 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (**Article 5.9 des RPA99/V2003**) :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k - 1$

h_k : Hauteur de l'étage k

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

IV.2.4.1 Sens longitudinal (Sens-X)

Tableau IV.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens X)

Etage	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	V_k^x	θ_x	$\theta_x < 0.1$
RDC	306,00	1460.01	0.878	633.55	0.006	CV
1	306,00	489.17	0.444	580.94	0.001	CV
2	306,00	455.55	0.032	537.37	0.002	CV
3	306,00	1348.76	0.2	472.11	0.008	CV
4	306,00	1015.06	0.45	213.35	0.013	CV

IV.2.4.2 Sens transversal (Sens-Y)

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Tableau IV.7. Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y)

Etage	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	V_k^x	θ_x	$\theta_x < 0.1$
RDC	306,00	1460.01	0.248	625.93	0.001	CV
1	306,00	489.17	0.058	572.25	0.001	CV
2	306,00	455.55	0.029	532.41	0.008	CV
3	306,00	1348.76	0.003	472.25	0.002	CV
4	306,00	1015.06	0.070	221.27	0.09	CV

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à **0.10** dans **les deux sens**, donc l'effet **P – Δ** Peut être négligé.

NOTE : Apres la modélisation de la structure on a changé quelque profiles

les Poutres principales IPE 270 par IPE400.

les Poutres secondaires IPE 200 par IPE300.

les poteaux HEB 200 par HEB 340.

Chapitre V. Les assemblages

V.1 Introduction

La caractéristique essentielle des structures en acier formées des poutres et des poteaux est d'être composée de profilés laminés ou reconstitués par soudage élaborés en usine et ensuite assemblés sur le site de construction. Les assemblages ont donc un double rôle qui est de permettre la constitution de la structure en acier apte à supporter les charges et les surcharges appliquées et surtout de contribuer à sa pérennité et à sa stabilité globale.

Les assemblages dans les structures en acier sont, en règle générale, réalisés par soudure et/ou par boulonnage. L'assemblage par platine d'extrémité est largement utilisé dans les structures en acier et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. Toutefois, le comportement structural de ce type d'assemblages est extrêmement complexe à analyser. Cette complexité est due à la variation de leurs propriétés géométriques et matérielles qui aboutit à un comportement difficile à prédire.

V.2 Rôle des assemblages

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

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

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

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

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

V.3 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

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

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

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

V.4 Précaution constructive

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

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

Dans notre projet on a utilisé le boulonnage par boulons ordinaire pour les assemblages articulés et le boulonnage par boulons à haute résistance HR pour les assemblages rigides.

Dans ces types d'assemblages les boulons jouent le rôle d'obstacle entre les pièces assemblées d'où il travaille au cisaillement.

V.5 Hypothèse de calcul

Les assemblages peuvent être calculés en répartissant les efforts internes de la façon plus rationnelle, sous réserve que :

- ❖ Les efforts internes considérés soient en équilibre avec les sollicitations appliquées aux assemblages.
- ❖ Chaque élément dans l'assemblage soit à même de résister aux efforts ou contraintes adoptées dans l'analyse.

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

- ❖ Les déformations résultant de cette répartition restent dans les limites des capacités de déformation des éléments d'attache ou des soudures, ainsi que des éléments assemblés.
- ❖ Les déformations considérées dans tout modèle de calcul par charnière plastiques soient basées sur des rotations entre corps rigides (et déformation en plan) physiquement admissibles.

V.6 Positionnement des trous pour les boulons

- ❖ Le positionnement des trous des boulons doit permettre de se prémunir contre la corrosion et le voilement local et doit faciliter la mise en place de ces éléments d'attache.
- ❖ Le positionnement des trous doit également être tel que soit respecté le domaine de validité des formules utilisé pour déterminer les résistances de calcul des boulons et des rivets.

Tableau V.1. Catégories d'assemblages boulonnés

Catégorie	Critère	Remarque
Assemblages travaillant au cisaillement		
A : Assemblage travaillant à la pression diamétrale.	$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$	Précontrainte non requise
B : Assemblages résistant au glissement à l'état limite de service	$F_{v,s,d,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite de service
	$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$	
C : Assemblage résistant au glissement à l'état limite ultime	$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite ultime.
Assemblages travaillant en traction		
D : Boulons non précontraints	$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd}$	Précontrainte non requise
E : Boulons précontraints.	$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd}$	Boulons HR précontraints.

V.7 Calcul des assemblages

V.7.1 Assemblage poteau(HEB 340)-poutre principale (IPE400)

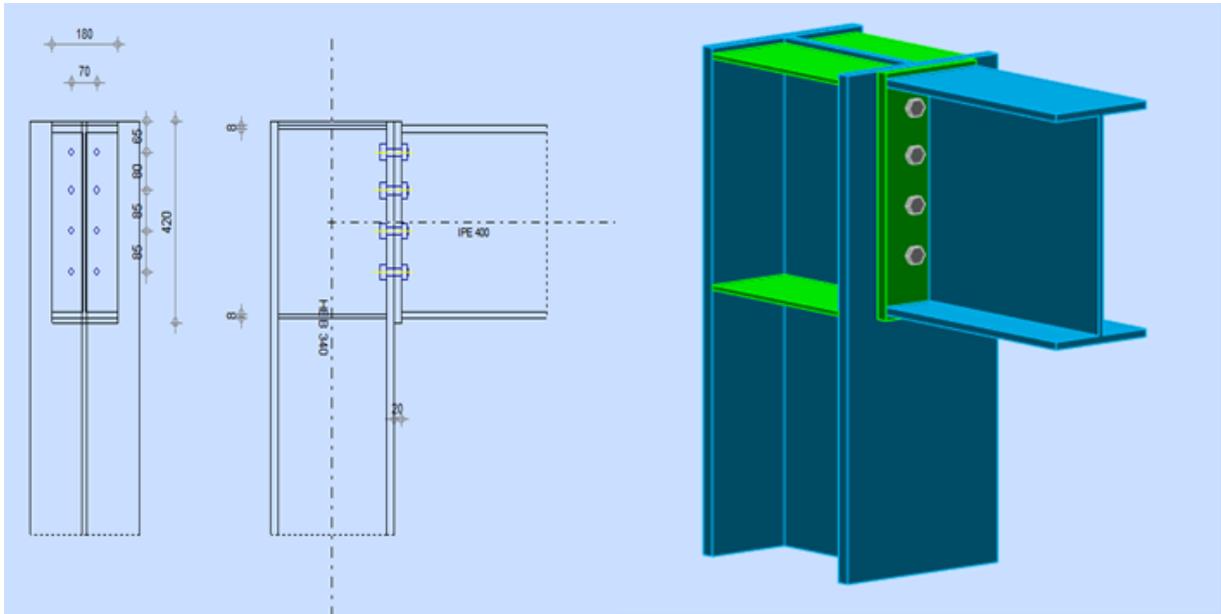


Figure V.1. Assemblage poteau-poutre

V.7.1.1 Efforts sollicitant

$$M_{sd,max} = 108.26 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 81.34 \text{ KN}$$

$$N_{sd,corresp} = 405.44 \text{ KN}$$

V.7.1.2 Soudure de la platine

- Cordon de soudure :

$$\text{Cordon de soudure de la semelle : } a_s = 0.7 \times t_f = 0.7 \times 13.5 = 9.45 \text{ mm}$$

$$\text{Cordon de soudure de l'âme : } a_w = 0.7 \times t_w = 0.7 \times 8.6 = 6.02 \text{ mm}$$

Donc on prend $a = 10 \text{ mm}$.

- Soudure de la semelle tendue :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = 405.69 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times \alpha \sqrt{2} \times l}{\gamma m_1} = \frac{0.7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 560}{1.15} = 1132.846 \text{ KN}$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$$R_w = \frac{0.7 \times f_y \times \alpha \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 235 \times 10 \times 560}{1.15} = 1168.695 \text{ KN}$$

$N_d = 405.69 \text{ KN} < \min(R_s; R_w) = 1132.846 \text{ KN} \dots$ Condition vérifiée.

- Soudure de l'âme :

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times \alpha \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 430}{1.15} = 869.864 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 81.34 \text{ KN} \leq R_s = 869.864 \text{ KN} \dots$ Condition vérifiée.

V.7.1.3 Dispositions constructives

- Choix du diamètre du boulon :

L'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$, on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre $\phi = 16 \text{ mm}$, classe HR 8.8.

- Nombre des boulons :

$$V_{sd} \geq n F_{s,rd}$$

$$n \geq \frac{V_{sd}}{F_{s,rd}}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 157 = 87.92 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = k_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{87.92}{1.1} = 23.97 \text{ KN}$$

$$n \geq \frac{81.34}{23.97} = 3.39$$

Donc on prend un assemblage de 4 boulons HR 8.8

- Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{poteau})) = 8.6 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 70 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 70 \text{ mm}$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

- Pince longitudinale e_1 :

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm}$$

- Pince transversale e_2 :

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 70 \text{ mm}$$

V.7.1.4 Calcul des boulons sollicités en traction

- Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{81.34}{8} = 10.1675 \text{ KN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 800 \times 157}{1.15} = 85.21 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 85.21 \text{ KN} > F_{v,sd} = 10.1675 \text{ KN} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Résistance de calcul en traction par boulon :

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 800 \times 245}{1.25} = 141.120 \text{ KN}$$

- Effort de traction de calcul par boulon :

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{108.26 \times 0.05}{(0.05 + 0.12 + 0.19)} = 15.036 \text{ KN}$$

- Vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} = 0.195 < 1 \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.7.1.5 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.83; 0.81; 2.77; 1) = 0.81$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 0.81 \times 800 \times 18 \times 7.5}{1.25} = 174.9 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 15.036 \text{ KN} < F_{b,rd} = 174.9 \text{ KN}$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

- Pince transversale e_2 :

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm}$$

V.7.2.2 Calcul des boulons sollicités en traction

- Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{20.60}{4} = 5.15 \text{ KN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v, rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 32.160 \text{ KN} > F_{v, sd} = 5.15 \text{ KN} \quad \dots \text{ Condition vérifié}$$

V.7.2.3 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b, rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.83$$

$$F_{b, rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 0.83 \times 400 \times 16 \times 7.5}{1.25} = 96 \text{ KN}$$

$$F_{v, rd} = 32.160 \text{ KN} < F_{b, rd} = 96 \text{ KN}$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

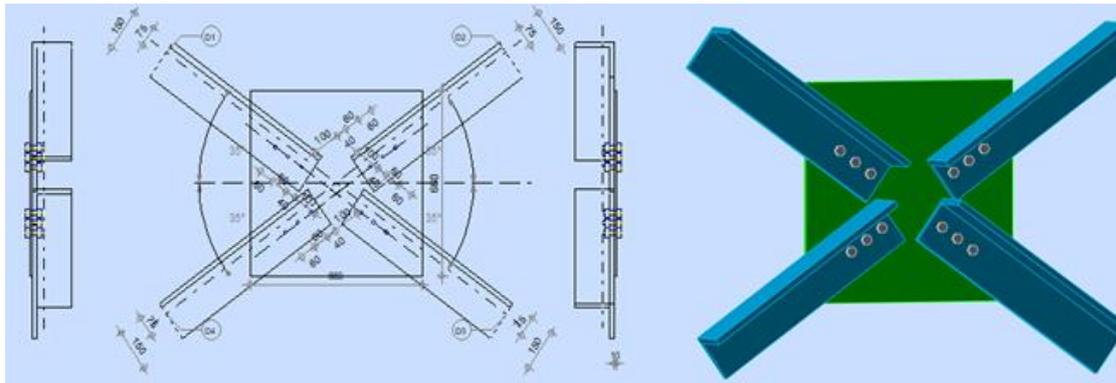
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,77

GENERAL



Assemblage N°: 8
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 98
 Barres de la structure: 56, 55, 67, 50,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N° :	56	55	67	50		
Profilé:	CAE 150x18	CAE 150x18	CAE 150x18	CAE 150x18		
h	150	150	150	150		mm
b _f	150	150	150	150		mm
t _w	18	18	18	18		mm
t _f	18	18	18	18		mm
r	16	16	16	16		mm
A	51,03	51,03	51,03	51,03		cm ²
Matériau:	ACIER	ACIER	ACIER	ACIER		
f _y	235000,00	235000,00	235000,00	235000,00		kPa
f _u	365000,00	365000,00	365000,00	365000,00		kPa
Angle	α	35,4	35,4	35,4		Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00		m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 280000,00 [kPa] Limite de plasticité

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $f_{ub} = 400000,00$ [kPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 75$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280000,00$ [kPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400000,00$ [kPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 75$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280000,00$ [kPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400000,00$ [kPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 75$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280000,00$ [kPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400000,00$ [kPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 75$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau ACIE

u: R

$f_y = 235000,00$ [kPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 12: G+Q+EY (1+2+7) *1.00

$N_{b1,Ed} = -69,43$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 0,00$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -70,53$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 0,00$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,7$ Coefficient dépendant de l'espacement des $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
= 4 boulons

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 155,7$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
= 3] du trou

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 210,24$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

α_{bx}	0,8	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,86	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x}$	100,5	[kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
k_{1z}	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50	> 0,00	vérifié
α_{bz}	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z}$	116,80	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

e	31	[mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
M_0	-2,18	[kN*m] Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
F_{NSd}	23,14	[kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
F_{MSd}	18,13	[kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed}$	23,14	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed}$	18,13	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
F_{Ed}	29,40	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
F_{Rdx}	100,5	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz}	116,8	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	-23,14	< 100,58	vérifié (0,23)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	-18,13	< 116,80	vérifié (0,16)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	29,40	< 38,60	vérifié (0,76)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

β_3	0,57	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
A_{net}	47,79	[cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f1}$
$N_{u,Rd}$	790,77	[kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd}$	1079,28	[kN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	-69,43	< 790,77	vérifié (0,09)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-69,43	< 1079,28	vérifié (0,06)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

A_{nt}	11,88	[cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
A_{nv}	20,70	[cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
V_{effRd}	454,3	[kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	-69,43	< 454,30	vérifié (0,15)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$	38,60	[kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
------------	-------	--	---

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,7 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des } \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

= 4 boulons

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 155,7 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 210,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,8 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des } \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

= 6 boulons

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 100,5 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 116,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$F_{NSd} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$$

$$F_{x,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 100,5 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 116,8 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |0,00| < 100,58 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |0,00| < 116,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 0,00 < 38,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\beta_3 = 0,57 \quad \text{Coefficient de réduction} \quad [\text{Tableau 3.8}]$$

$$A_{net} = 47,79 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - d_0 \cdot t_2$$

$$N_{u,Rd} = 790,77 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section nette} \quad N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{pl,Rd} = 1079,28 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 0,00 < 790,77$	vérifié	(0,00)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 0,00 < 1079,28$	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 11,88$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 20,70$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 454,30$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 454,30$	vérifié	(0,00)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,7$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 155,73$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 210,24$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,8$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 100,58$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 31$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -2,21$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b3,Ed} * e$

$F_{NSd} = 23,51$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

cisaillement des boulons

$e =$	31 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$F_{MSd} =$	18,42 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} =$	23,51 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	18,42 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	29,87 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	100,58 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	116,80 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -23,51 < 100,58$	vérifié	(0,23)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -18,42 < 116,80$	vérifié	(0,16)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$29,87 < 38,60$	vérifié	(0,77)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,57	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	47,79 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f3}$
$N_{u,Rd} =$	790,77 [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	1079,28 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -70,53 < 790,77$	vérifié	(0,09)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -70,53 < 1079,28$	vérifié	(0,07)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	11,88 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	20,70 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	454,30 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -70,53 < 454,30$	vérifié	(0,16)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	38,60 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------	------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	---

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bx} =$	0,7	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	-----	---	--

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,74 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1x} =$	155,73 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$
----------------	-------------	--	---

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	--

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	--	--

$\alpha_{bz} > 0.0$ 1,00 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1z} =$	210,24 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$
----------------	-------------	---	---

Pression du boulon sur la platine

Direction x

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,8$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$= 6$	boulons	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 100,5$	[kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 116,80$	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 0,00$	[kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 0,00$	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 0,00$	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 100,5$	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 116,8$	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 0,00 < 100,58$	vérifié (0,00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 116,80$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$0,00 < 38,60$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,57$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 47,79$	[cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_4$
$N_{u,Rd} = 790,77$	[kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 1079,28$	[kN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 0,00 < 790,77$	vérifié (0,00)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 0,00 < 1079,28$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 11,88$	[cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 20,70$	[cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 454,3$	[kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 454,30$	vérifié (0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,77

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

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

VI.2 Calcul des tiges d'ancrage

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancré par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est à dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrages et dans la platine, le moment et l'effort normal exercées sur la base du poteau sont équilibré par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

VI.2.1 La platine d'extrémité

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

VI.2.2 Les tiges d'ancrage

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

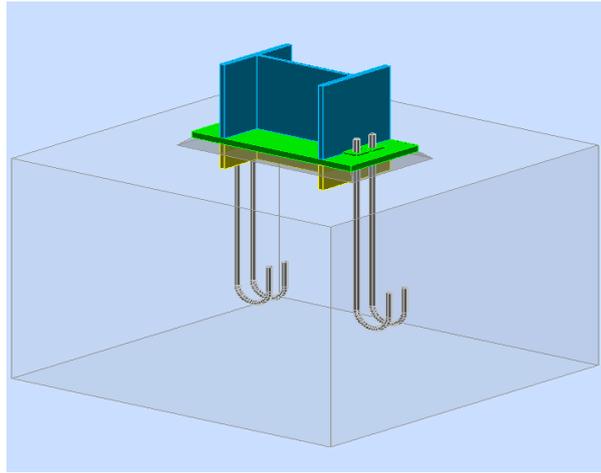


Figure VI. Les tiges d'encrage.

VI.2.3 La bêche

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau.

VI.2.4 La contre platine

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation, la contre platine a deux fonctions, l'un est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par le poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

Les calculs vont consister à :

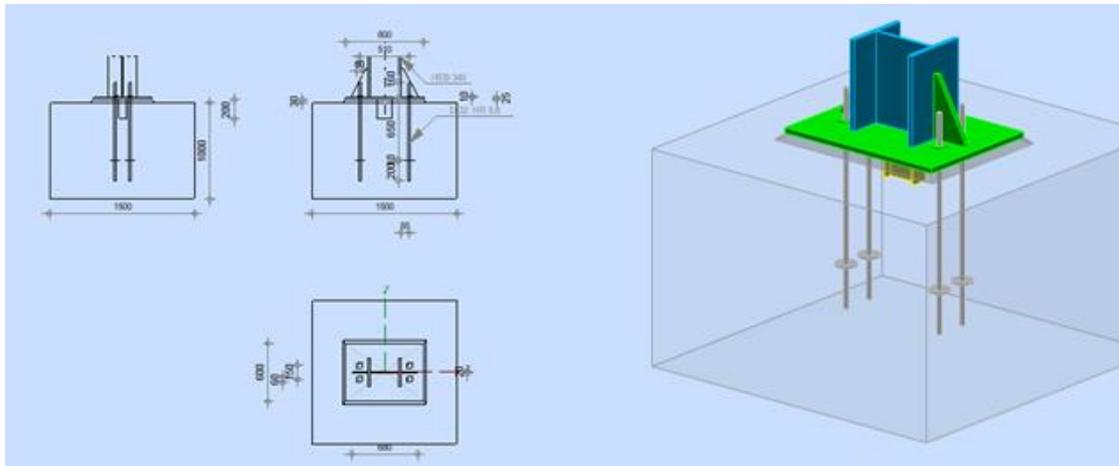
- ❖ Déterminer les dimensions de la platine.
- ❖ Déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction engendrés par un soulèvement au vent.

VI.2.5 Le calcul des tiges d'ancrage

Le calcul a été fait par le logiciel Autodesk Robot 2014.

Les résultats dans la note de calcul ci-dessous

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



GENERAL

Assemblage N°: 9
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 1
 Barres de la structure: 1

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 340
 Barre N°: 1
 $L_c = 3,06$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 340$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 22$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 170,90$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 36656,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235000,00$ [kPa] Résistance
 $f_{uc} = 365000,00$ [kPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 800$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 600$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER E24
 $f_{ypd} = 235000,00$ [kPa] Résistance
 $f_{upd} = 365000,00$ [kPa] Résistance ultime du matériau

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 8.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	640000,00 [kPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	900000,00 [kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	22 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	3,03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,80 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	510 [mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	150 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	160 [mm]
$L_2 =$	650 [mm]
$L_3 =$	200 [mm]

Plaque d'ancrage

$d =$	100 [mm]	Diamètre
$t_p =$	10 [mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER	
$f_y =$	235000,00 [kPa]	Résistance

Platine

$l_{wd} =$	60 [mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60 [mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10 [mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:		IPE 160
$l_w =$	200 [mm]	Longueur
Matériau:	ACIER	
$f_{yw} =$	235000,00 [kPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$l_s =$	680 [mm]	Longueur
$h_s =$	300 [mm]	Hauteur
$t_s =$	20 [mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20 [mm]	Grugeage
$d_2 =$	20 [mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1500 [mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1500 [mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1000 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON30	
$f_{ck} =$	30000,00 [kPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30 [mm]	Epaisseur du mortier de calage
---------	---------	--------------------------------

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12000,00	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDES

$a_p =$	8	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bèche
$a_s =$	4	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 16: 0.8G-EY 1*0.80+7*-1.00

$N_{j,Ed} =$	278,78	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-74,45	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-0,46	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	0,48	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-3,84	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b =$	3,03	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	900000,00	[kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta =$	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	166,89	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	640000,00	[kPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$				
$F_{t,Rd,s2} =$	161,60	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	161,60	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} =$	30000,00	[kPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$A_h =$	74,74	[cm ²]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
$p_k =$	210000,00	[kPa]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]
$\gamma_{Mp} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$				
$F_{t,Rd,p} =$	259,51	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} =$	450	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	470,57	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} =$	1350	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} =$	675	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} =$	27900,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} =$	22500,00	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0,81		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c =$	495	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	0,9		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} =$	1,0		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons	CEB

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$\psi_{s,N} = \begin{matrix} 0,9 \\ 2 \end{matrix}$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]
 = $\begin{matrix} 0 \\ 0 \end{matrix}$ d'ancrage CEB [9.2.4]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$
 $\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]
 $\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]
 $\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$
 $F_{t,Rd,c} = 161,6$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 = $\begin{matrix} 161,6 \\ 3 \end{matrix}$] de béton

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 650$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0 = 816,91$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1300$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 650$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 26245,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 21750,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\psi_{A,N} = 0,83$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 495$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$

$\psi_{s,N} = \begin{matrix} 0,9 \\ 3 \end{matrix}$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ec,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix}$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]

$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$

$\psi_{h,N} = 0,84$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp} = 244,31$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 161,60$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 352$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 448$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 56$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 12,91$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 16,44$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 922,84$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 384,63$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 323,20$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 323,20$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 352$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 448$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 56$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 12,91$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 16,44$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 922,84$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 384,63$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$l_{eff,1} = 352$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$F_{T,3,Rd} = 323,20$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,z} = 323,20$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE		
$N_{j,Rd} = 646,40$ [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 323,20$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$		
$F_{T,Rd,z} = 323,20$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,43 < 1,00$	vérifié	(0,43)
$e_y = 2$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 201$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 255$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 1,11$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,43 < 1,00$	vérifié	(0,43)
$e_z = 14$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 96$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 75$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 7,52$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,51 < 1,00$	vérifié	(0,51)
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} + M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$	$0,94 < 1,00$	vérifié	(0,94)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 3,1$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,0$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,5$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 401,50 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,0$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,0$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,5$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 401,50 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]}$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3,80$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 900000,00$ [kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 67,88$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,49$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 54$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 15,21 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 349,13 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 323,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y} = 1716,5 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,48 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,85 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 326,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 1077,9 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,91 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,97 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 441,33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{i,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{i,Rd} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 896,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 459,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{i,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 956,85 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,08 < 1,00$	vérifié	(0,08)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 520,05$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$	$0,08 < 1,00$	vérifié	(0,08)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 13,02$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 153,14$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 59$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 15895,09$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 2778,49$ [kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 21789,25$ [kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 25523,30$ [kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 44294,88$ [kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_q, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,19 < 1,00$	vérifié	(0,19)

SOUDEURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 17715,49$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 17715,49$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -7913,91$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -61,42$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)

SOUDEURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 76702,71$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 76702,71$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 63808,24$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 189070,61$ [kPa]	Contrainte totale équivalente		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,55 < 1,00$	vérifié	(0,55)

SOUDEURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 79622,19$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 79622,19$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 75957,06$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 206560,39$ [kPa]	Contrainte totale équivalente		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,60 < 1,00$	vérifié	(0,60)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 104$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 382$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,y} = 25$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 352$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$m = 56$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 13$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 252$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,22$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 45913,48$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 754690,59$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,z} = 25$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 352$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$m = 56$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 13$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 252$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 0,43$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 3971,75$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 199498,76$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,94

VI.3 Les faux-puits

VI.3.1 Pré-dimensionnement

Le poteau est de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$.

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$\begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} & \text{avec } a = 1\text{m} \\ B = \frac{A \times b}{a} & \text{avec } b = 1\text{m} \end{cases}$$

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELS G + Q.

$$N_{sd} = 439.98 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 13.41 \text{ KN. M}$$

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{S} = \frac{N_{sd}}{A \times B}$$

$$\frac{439.98}{A^2} \leq 200 \text{ kn/m}^2$$

$$A \geq \sqrt{\frac{439.98}{200}} \rightarrow A \geq 1.4$$

On choisit : $A = B = 1.5 \text{ m}$

$$\sigma_{cal} = \frac{439.98}{1.5 \times 1.5} = 195.54 < \overline{\sigma_{sol}}$$

VI.3.2 Calcule du ferrailage

On adopte le ferrailage constructif en treillis soudée $4 \times 4 (150 \times 150)$. Avec un enrobage de 5 cm.

VI.3.2.1 Pré dimensionnement

Le poteau est de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$

$$\frac{\hat{A}}{\hat{B}} = \frac{a}{b}$$

$$\begin{cases} \hat{A} = \frac{a \times \hat{B}}{b} & \text{avec } a = 1\text{m} \\ \hat{B} = \frac{\hat{A} \times b}{a} & \text{avec } b = 1\text{m} \end{cases}$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

LELS: G+Q

$$N_{sd} = 439.98 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 13.41 \text{ KN. M}$$

4 bars $\leq \bar{\sigma}_{faux \text{ puit}} \leq 10 \text{ bars.} \rightarrow$ On prend $\bar{\sigma}_{faux \text{ puit}}$ 4 bars

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V \leq \bar{\sigma}_{faux \text{ puit}}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{\hat{A} \times \hat{B}} + \frac{M}{\frac{\hat{A} \times \hat{B}^3}{12}} \times \frac{\hat{B}}{2} = \frac{N}{\hat{A} \times \frac{\hat{A} \times b}{a}} + \frac{M}{\frac{\hat{A} \times \left(\frac{\hat{A} \times b}{a}\right)^3}{12}} \times \frac{\hat{A} \times b}{2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{439.98}{\hat{A} \times \frac{\hat{A} \times 1}{1}} + \frac{13.41}{\frac{\hat{A} \times \left(\frac{\hat{A} \times 1}{1}\right)^3}{12}} \times \frac{\hat{A} \times 1}{2} \leq \bar{\sigma}_{faux \text{ puit}}$$

On prend \hat{A} et $\hat{B} = 1.3$

$$\sigma_{cal} = \frac{439.98}{1.3 \times 1.3} + \frac{13.41}{\frac{1.3 \times 1.3^3}{12}} \times \frac{1.9}{2} = 296.96 \text{ KN/m}^2 \leq 400 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.2.2 Calcul la hauteur de la semelle :

La hauteur de la semelle est : $h = d + 5$.

Calcul d :

d : distance entre la fibre supérieur et le centre de gravité des armatures .

Condition de rigidité

$$\begin{cases} dx = \frac{\hat{A} \times a}{4} = 0.225 \\ dy = \frac{\hat{B} \times b}{4} = 0.225 \end{cases}$$

On prend $d = 0,40 \text{ m}$.

$$h = d + 5 = 0,45 \text{ m.}$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

VI.3.2.3 Vérification de la stabilité

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismique reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement.

$\hat{B} > 6e$; tel que ; e : excentricité

$$e = \frac{Mu}{Nu} = 0.0304 \text{ m}$$

1.3 m > 0.18 m Condition vérifiée

VI.3.2.4 Calcul du ferrailage :

À ELU : $N_u = 612.74 \text{ KN}$

$$A_s = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \delta_{st}} = 27.5 \text{ cm}$$

À ELU : $N_u = 439.98 \text{ KN}$

$$A_s = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \delta_{st}} = 34.04 \text{ cm}$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de $8T16 + 6 T 20 = 16.06 + 18.85 = 34.93 \text{ cm}^2$

.Détermination de la hauteur du patin 'e' :

$$e \geq \max (6\emptyset + 6\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max (6 \times 1.2 + 6\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max (13.2\text{cm} ; 15\text{cm}) \quad \text{Donc on prend : } e = 35\text{cm}$$

VI.4 Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entres elles, elles sont soumises a un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

VI.4.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 40 cm x 40 cm.

VI.4.2 Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha}; 20KN \right]$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ($\alpha = 15$).

a. À ELU :

$$\frac{Nu}{\alpha} = \frac{612.74}{15} = 40.84 \text{ KN}$$

b. À ELS :

$$\frac{Nu}{\alpha} = \frac{439.98}{15} = 29.33 \text{ KN}$$

$$F = \max[40.84 \text{ KN}; 20\text{KN}] = 40.84 \text{ KN}$$

$$Ast = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$Ast_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0.04}{347.82} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$Ast_s = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.04}{201.6} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0.6\%(40 \times 40) = 9.6 \text{ cm}^2$

On prend donc : $Ast = 12.32 \text{ cm}^2$

VI.4.3 Vérification de condition de non fragilité :

$$Ast \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$Ast = 12.32 \text{ cm}^2 \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 23 \text{ cm}^2$$

PARTIE 3. ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE

❖ Armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right)$$

$$\varnothing_t = \min (11.42\text{mm} ; 14 \text{ mm} ; 40\text{mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$.

❖ L'espacement :

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

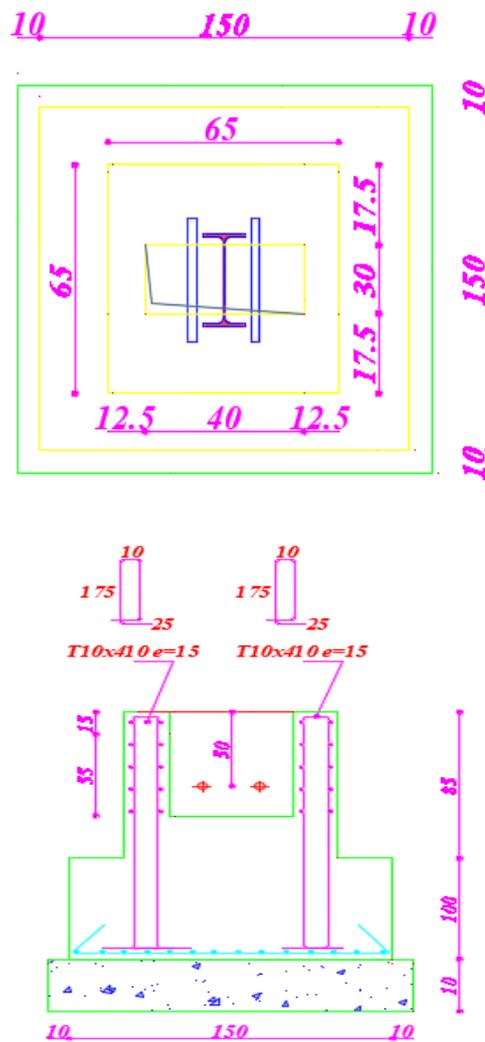


Figure VI.2. Schéma de Coffrage et ferrailage des fondations

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

Chapitre I. Les Critères Technique

I.1 Introduction

Notre étude se limite au comportement linéaire des structures, et nous interprétons uniquement les résultats généraux tels que : les modes propres, les participations massiques, les déplacements, les efforts dans les éléments barres, ... etc., nous n'aborderons pas les calculs des sections (dimensionnement et/ou ferrailage).

Selon les résultats obtenus, nous mettrons en relief les points communs entre les deux structures et les points de divergence avec des explications dans le cas échéant, afin de permettre aux futurs utilisateurs le bon choix de ces deux structures selon le type de structure à étudier.

I.2 Résistance

I.2.1 La période fondamentale d'oscillations

I.2.1.1 Structure en béton armé

Le tableau I.1 représente la période fondamentale de la structure en béton armé :

Le tableau I.1. La période fondamentale de la structure en béton armé.

Mode	Période (s)	Masse modale U _x (%)	Masse modale U _y (%)	Nature
1	0,30	71,72	0,00	71,72
2	0,17	71,72	72,61	0,00
3	0,12	71,76	72,61	0,05

I.2.1.2 Structure métallique

Le tableau I.2 représente la période fondamentale de la structure métallique :

Le tableau I.2. La période fondamentale de la structure métallique.

Mode	Période (s)	Masse modale U _x (%)	Masse modale U _y (%)	Nature
1	0,48	75,42	0,00	75,42
2	0,25	75,43	74,52	0,00
3	0,17	75,43	74,53	0,01

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

I.2.1.3 Comparaison

Le Figure I.1 représente Comparaison entre les périodes fondamentale des deux structures

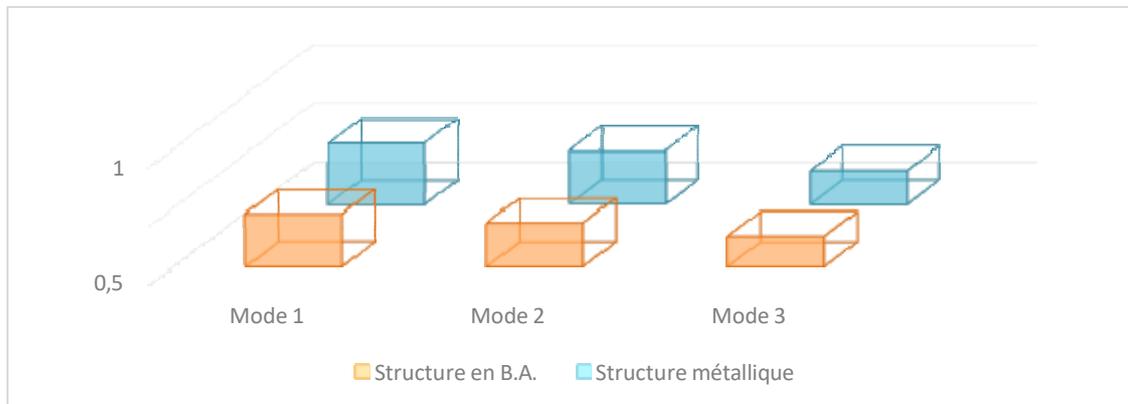


Figure I.1. Comparaison entre les périodes fondamentale des deux structures.

Tableau I.3. Rapport des périodes fondamentales dans différents modes.

Le rapport	Mode 1	Mode 2	Mode 3
$\frac{C.M}{B.A}$	1,6	1,47	1,41

D'après le tableau précédent, nous remarquons que le rapport des périodes est presque constant et tourne autour de 1,50 ce qui prouve bien que les structures métalliques sont plus souples que les structures en béton armé.

➤ Conclusion

La structure en béton armé est plus rigide que la structure métallique.

I.2.2 Déplacements

Le tableau I.4 représente la période fondamentale de la structure en béton armé :

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

Tableau I.4. Déplacement inter étage des deux structures.

Etage	Structures			
	Béton armé		.métallique	
	k		k	
	sens x	sens y	sens x	sens y
RDC	0,184	0,066	0.878	0.248
1	0,499	0,168	1.322	0.306
2	0,878	0,289	1.290	0.335
3	1,278	0,415	1.090	0.338
4	1,660	0,536	0.640	0.268

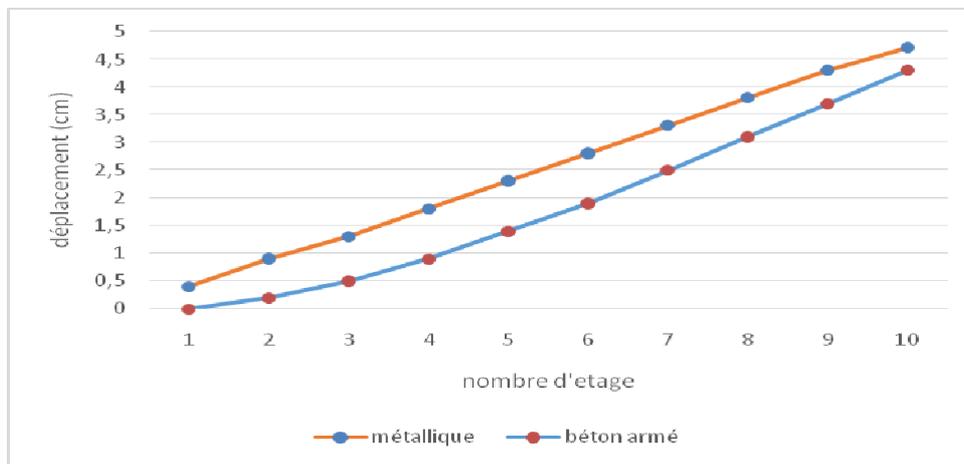


Figure I.2. Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens y-y).

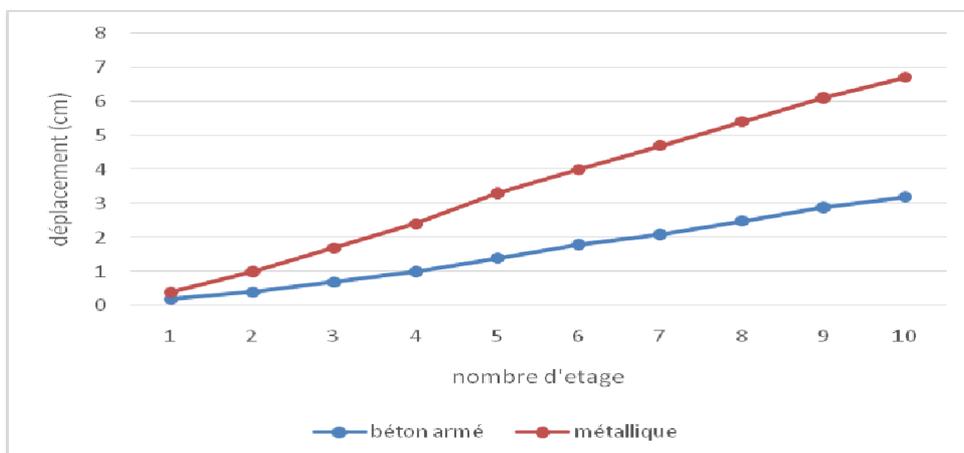


Figure I.3. Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens x-x).

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

D'après les figures ci-dessus, On remarque que les déplacements des deux structures augmentent proportionnellement avec le nombre étage.

A partir de, l'écart des déplacements enregistré devient plus important d'où les déplacements trouvés dans les deux sens au dernier étage de la structure métallique représentent presque 2 fois ceux de la structure en béton armé.

➤ Conclusion

L'ossature métallique subit de grands déplacements à cause de sa souplesse.

Chapitre II. L'économie

II.1 Le poids total

Le poids des deux structures est donné par le logiciel Robot 2018 :

Tableau II.1. Le poids total des éléments structuraux des deux structures.

Structure	Poids total de la structure (kN)
Béton armé	11571,17
Structure métallique	4675.28

Rapport :

$$\frac{B.A}{S.M} = \frac{11571.17}{4675.28} = 2.47$$

❖ Observation

D'après le tableau ci-dessus le poids total de la structure du béton armé est supérieur de 50 % à celui de la structure métallique.

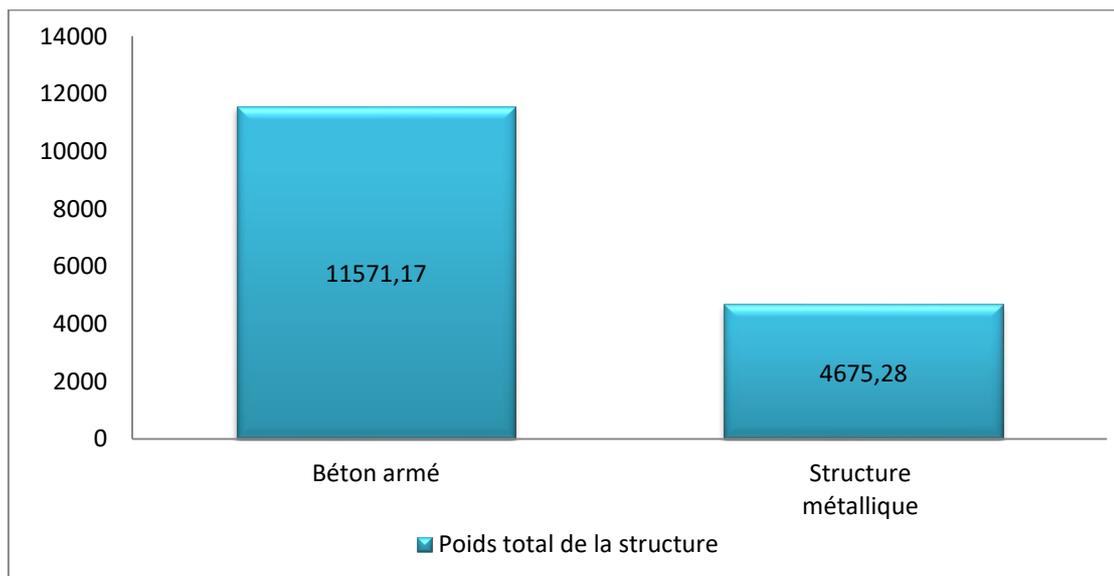


Figure II.1. Comparaison entre la structure métallique et la structure béton armé.

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

L'histogramme de la figure II.1. montre la différence entre le poids de la structure métallique et la structure béton armé. Ce qui paraît l'hypothèse de la légèreté des structures métalliques.

Grâce au poids total de la structure métallique, les charges à transmettre au sol sont inférieures à celle d'une construction en béton armé, il en résulte des économies non seulement sur la structure elle-même, mais aussi sur l'infrastructure et les fondations.

II.2 Poids de chaque structure

II.2.1 Structure en béton armé

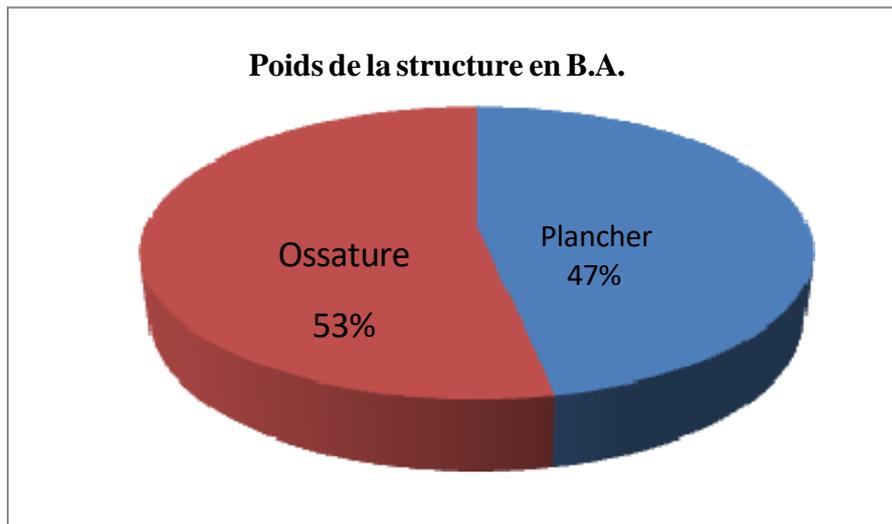


Figure II.2. Pourcentage du poids de l'ossature et des planchers de la structure béton armé.

D'après la figure II.2, nous remarquons que l'ossature représente 47% du poids total de la structure.

II.2.2 Structure métallique

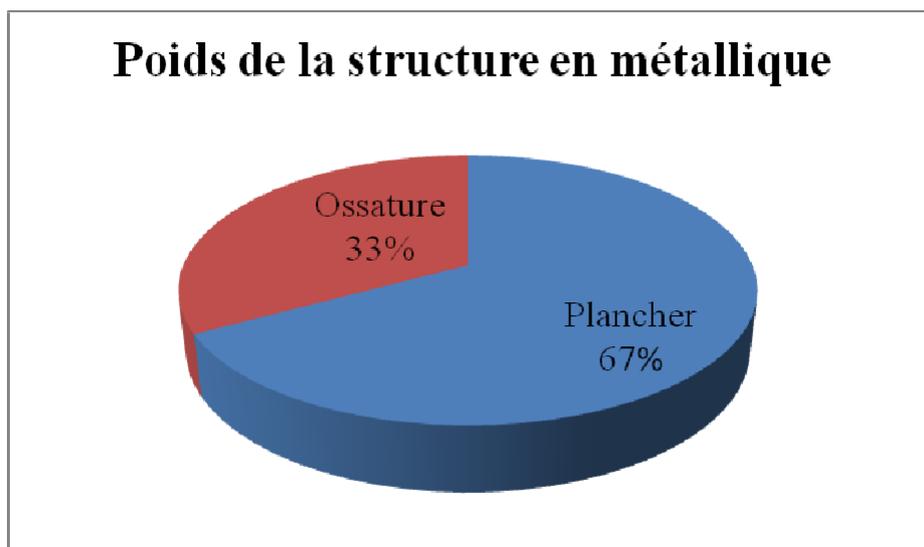


Figure II.3. Pourcentage du poids de l’ossature et des planchers de la structure métallique.

On remarque d’après la figure II.3. que l’ossature représente seulement 33% du poids total de la structure métallique.

➤ Conclusion

D’après les résultats trouvés, on constate que le poids de l’ossature dans la structure métallique est très faible ce qui confirme la légèreté de ce type de structure.

II.3 Evaluation du coût

Tableau II.2. Devis quantitatif et estimatif des éléments de la structure en béton armé.

DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
Plancher en corps creux	M ²	628.74	1650,00	1037421.00
Dalle pleine e = 16 cm	M ³	21.35	30 000,00	640500.00
Poutres et chaînages,	M ³	77.103	30 000,00	2313090.00
voiles	M ³	52.326	30 000,00	1569780.00
Poteaux	M ³	49.57	30 000,00	1487160.00

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

Tableau II.3. Devis quantitatif et estimatif des éléments de la structure métallique

DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
TN 40	M ²	733.34	3400.00	2493356.00
Béton (0.8 cm)	M ³	183.335	3500.00	641672.5
Ossature	KG	86688	550.00	47678400.00
RBS	U	2020	550.00	1111000

Comparaison

Tableau II.4. Comparaison du montant total des deux structures.

Structure	Montant total (DA)	Rapport
Béton armé	16510873.00	$\frac{B.A}{S.M} = 3.54$

- L'analyse a montré que le coût de la structure métallique est supérieur de 2.19 fois celui de la structure en béton armé.
- Le prix de la superstructure en charpente métallique est moins cher de 40,51% que la construction en béton armé.

➤ Conclusion

Le montant de la structure métallique est très élevé. L'élévation du montant de la structure métallique à cause du coût plus élevé des profilés et la manque des productions, aussi la main d'œuvre plus chère et il n'y pas des entreprises spécialisés.

II.4 La durée de réalisation

II.4.1 La durée de réalisation des constructions métalliques

- ❖ La possibilité de l'organisation de chantier d'une façon facile, ne demande pas beaucoup de matériel.
- ❖ La possibilité de demander les éléments composés ou standard.
- ❖ La possibilité de monter toute l'ossature (poutres, poteaux, contreventements) avant le collage des planchers.
- ❖ Les planchers collaborant donnent une possibilité de couler plusieurs dalles en même temps donc une gagne du temps.

II.4.2 La durée de réalisation des constructions en béton armé

- ❖ L'organisation de chantier demande beaucoup des moyens de matériel et d'espace (le coffrage, l'acier de ferrailage,...etc.).
- ❖ La durée de la mise en prise et le durcissement de béton nécessite beaucoup de temps (28jour).
- ❖ Au contraire du montage d'ossature métallique ne pouvons pas coller toute l'ossature dans une fois, il faut coller l'ossature étage par étage donc nous perdons beaucoup de temps.
- ❖ Le coffrage et le ferrailage des éléments structuraux a besoin de temps.

Observation

On remarque que le délai de réalisation de la structure métallique est inférieur par apport au temps de la structure en béton armé.

Conclusion

La durée de réalisation des constructions joue un rôle économique très important, à partir de ce rôle nous voyons que les constructions métalliques plus rapides. La construction métallique constituée d'éléments préfabriqués montés sur chantier. Le montage d'éléments ne touche pas par le changement climatique par apport à la construction béton armé presque tous les saisons.

II.5 Les autres critères

II.5.1 Résistance au feu

Les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie aboutit au 2 heures, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures.

Par contre les constructions métalliques ont mauvaises réputation dans le contexte d'un incendie, une faible résistance aux températures élevées et de faciliter la propagation du feu par conduction de chaleur.

II.5.2 Aspect environnemental

Les structures métalliques sont classées dans la filière dite sèche, à l'atelier comme sur les chantiers, cela signifie sans eau, sans boue, sans poussière. Évitant tout rejet dans la nature avec un matériau recyclable à 100% l'acier économise les ressources naturelles.

En revanche les structures en béton armé polluent l'environnement avec les débris des briques, des matériaux, déplacement de camion, risque d'accident ...ect.

Dance les constructions métalliques plus respects l'environnement.

II.6 Conclusion

D'après tous la conclusion précédent nous avons conclu que :

Les constructions métalliques se comportent bien lors d'un séisme grâce à sa flexibilité et sa légèreté, les effondrements d'ensemble et les nombres des victimes limités.

Les constructions métalliques offert une durée de réalisation plus rapide. Les constructions en béton moins chère que les constructions métalliques.

Les constructions en béton à un poids plus grand que les constructions métalliques.

En fin on résume quelque avantage et inconvénient des types de construction ci-dessus

Tableau II.5. Les avantages et les inconvénients.

Béton armé	Structure métallique
Avantages	
Très bonne isolation acoustique	légèreté
La souplesse d'utilisation	Installation rapide au chantier
Economie d'entretien	Construction par temps froid relativement facile
Résistance au feu	Relativement économique

Résistance aux efforts accidentels	Possibilité de longue portées
Choix de textures architecturales possibles	Flexibilité de design
Inconvénients	
Très lourds impact sur fondation et sol	Faible résistance au feu.
L'exécution (lenteur de construction)	faible résistance acoustique
Brutalité des accidents	Nécessite beaucoup de main d'œuvre spécialisé.
Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé	
Résistance thermique relativement faible (Cycle gel-dégel)	Résistances aux températures élevées

PARTIE III. ETUDE COMPARATIVE

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

Chapitre I. Les Critères Technique

I.1 Introduction

Notre étude se limite au comportement linéaire des structures, et nous interprétons uniquement les résultats généraux tels que : les modes propres, les participations massiques, les déplacements, les efforts dans les éléments barres, ... etc., nous n'aborderons pas les calculs des sections (dimensionnement et/ou ferrailage).

Selon les résultats obtenus, nous mettrons en relief les points communs entre les deux structures et les points de divergence avec des explications dans le cas échéant, afin de permettre aux futurs utilisateurs le bon choix de ces deux structures selon le type de structure à étudier.

I.2 Résistance

I.2.1 La période fondamentale d'oscillations

I.2.1.1 Structure en béton armé

Le tableau I.1 représente la période fondamentale de la structure en béton armé :

Le tableau I.1. La période fondamentale de la structure en béton armé.

Mode	Période (s)	Masse modale U _x (%)	Masse modale U _y (%)	Nature
1	0,30	71,72	0,00	71,72
2	0,17	71,72	72,61	0,00
3	0,12	71,76	72,61	0,05

I.2.1.2 Structure métallique

Le tableau I.2 représente la période fondamentale de la structure métallique :

Le tableau I.2. La période fondamentale de la structure métallique.

Mode	Période (s)	Masse modale U _x (%)	Masse modale U _y (%)	Nature
1	0,48	75,42	0,00	75,42
2	0,25	75,43	74,52	0,00
3	0,17	75,43	74,53	0,01

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

I.2.1.3 Comparaison

Le Figure I.1 représente Comparaison entre les périodes fondamentale des deux structures

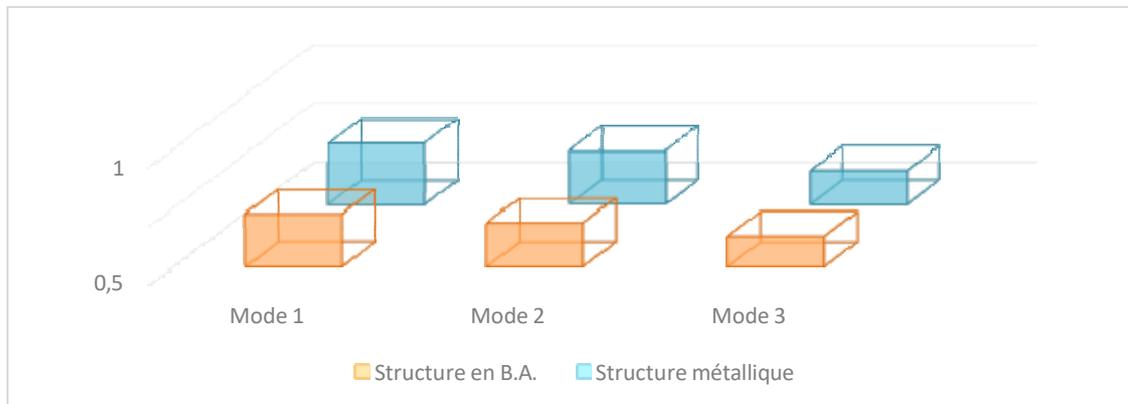


Figure I.1. Comparaison entre les périodes fondamentale des deux structures.

Tableau I.3. Rapport des périodes fondamentales dans différents modes.

Le rapport	Mode 1	Mode 2	Mode 3
$\frac{C.M}{B.A}$	1,6	1,47	1,41

D'après le tableau précédent, nous remarquons que le rapport des périodes est presque constant et tourne autour de 1,50 ce qui prouve bien que les structures métalliques sont plus souples que les structures en béton armé.

➤ Conclusion

La structure en béton armé est plus rigide que la structure métallique.

I.2.2 Déplacements

Le tableau I.4 représente la période fondamentale de la structure en béton armé :

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

Tableau I.4. Déplacement inter étage des deux structures.

Etage	Structures			
	Béton armé		.métallique	
	k		k	
	sens x	sens y	sens x	sens y
RDC	0,184	0,066	0.878	0.248
1	0,499	0,168	1.322	0.306
2	0,878	0,289	1.290	0.335
3	1,278	0,415	1.090	0.338
4	1,660	0,536	0.640	0.268

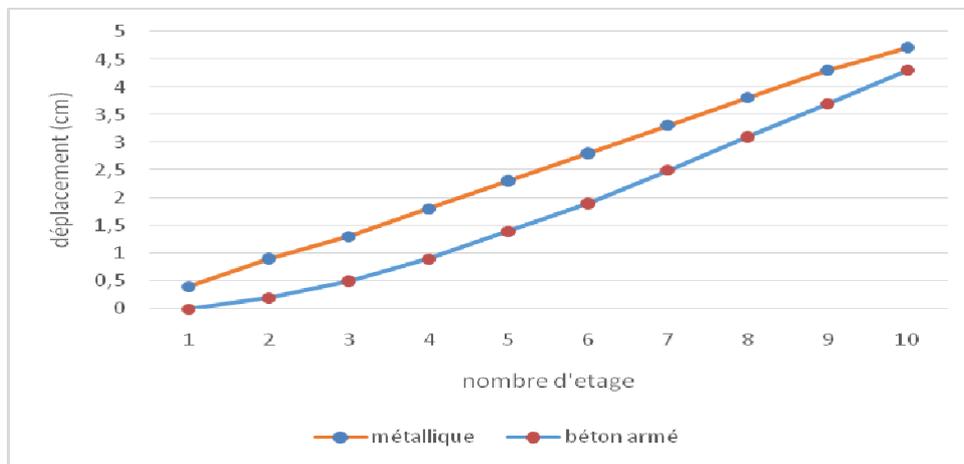


Figure I.2. Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens y-y).

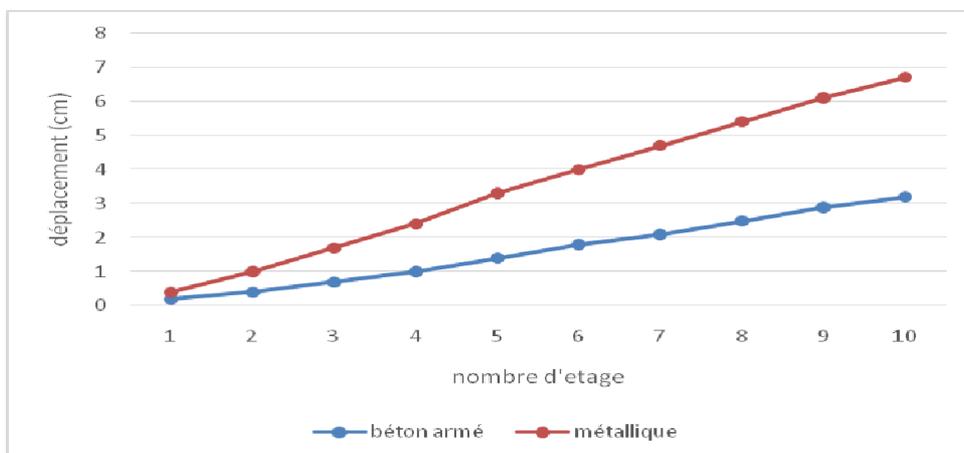


Figure I.3. Déplacement en fonction de nombre d'étages (sens x-x).

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

D'après les figures ci-dessus, On remarque que les déplacements des deux structures augmentent proportionnellement avec le nombre étage.

A partir de, l'écart des déplacements enregistré devient plus important d'où les déplacements trouvés dans les deux sens au dernier étage de la structure métallique représentent presque 2 fois ceux de la structure en béton armé.

➤ Conclusion

L'ossature métallique subit de grands déplacements à cause de sa souplesse.

Chapitre II. L'économie

II.1 Le poids total

Le poids des deux structures est donné par le logiciel Robot 2018 :

Tableau II.1. Le poids total des éléments structuraux des deux structures.

Structure	Poids total de la structure (kN)
Béton armé	11571,17
Structure métallique	4675.28

Rapport :

$$\frac{B.A}{S.M} = \frac{11571.17}{4675.28} = 2.47$$

❖ Observation

D'après le tableau ci-dessus le poids total de la structure du béton armé est supérieur de 50 % à celui de la structure métallique.

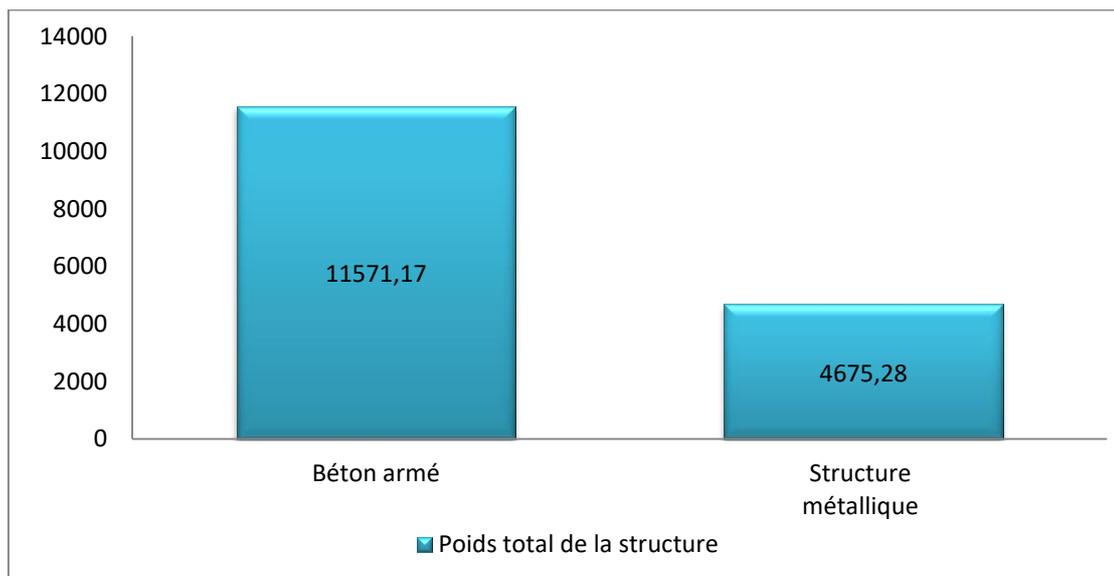


Figure II.1. Comparaison entre la structure métallique et la structure béton armé.

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

L'histogramme de la figure II.1. montre la différence entre le poids de la structure métallique et la structure béton armé. Ce qui paraît l'hypothèse de la légèreté des structures métalliques.

Grâce au poids total de la structure métallique, les charges à transmettre au sol sont inférieures à celle d'une construction en béton armé, il en résulte des économies non seulement sur la structure elle-même, mais aussi sur l'infrastructure et les fondations.

II.2 Poids de chaque structure

II.2.1 Structure en béton armé

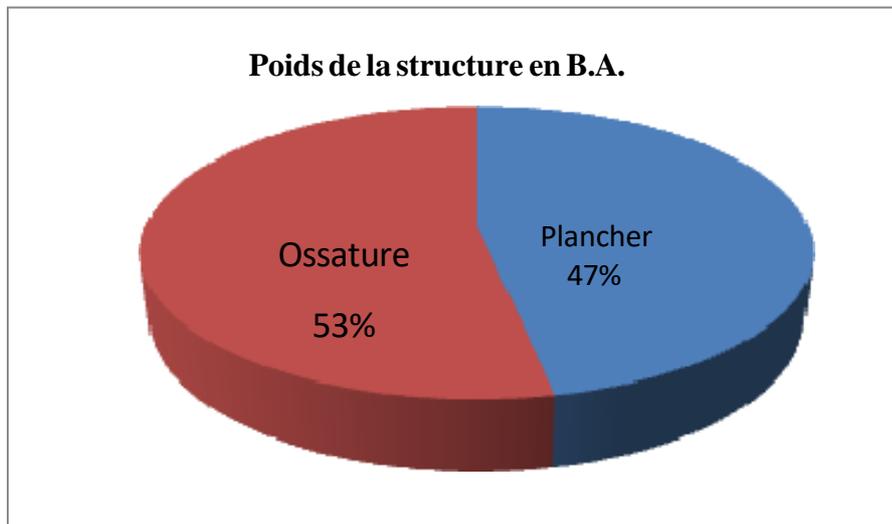


Figure II.2. Pourcentage du poids de l'ossature et des planchers de la structure béton armé.

D'après la figure II.2, nous remarquons que l'ossature représente 47% du poids total de la structure.

II.2.2 Structure métallique

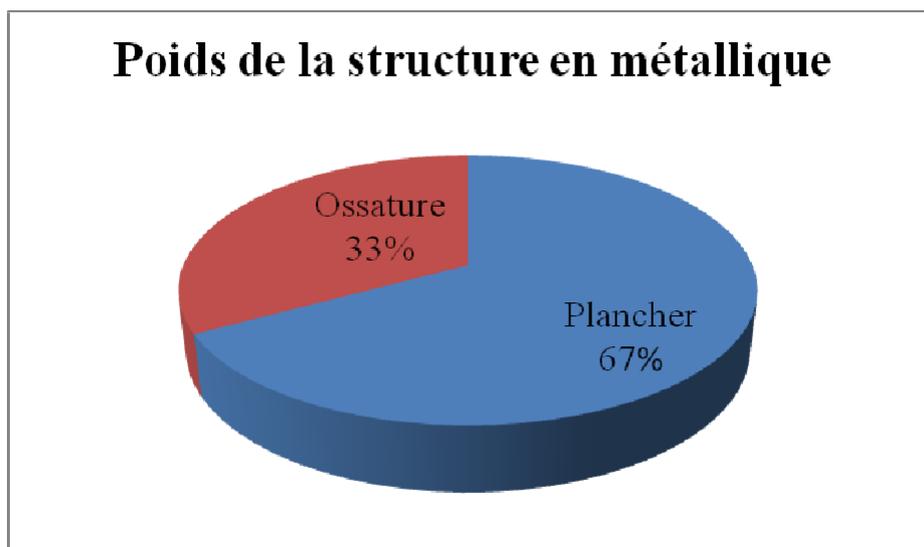


Figure II.3. Pourcentage du poids de l'ossature et des planchers de la structure métallique.

On remarque d'après la figure II.3. que l'ossature représente seulement 33% du poids total de la structure métallique.

➤ Conclusion

D'après les résultats trouvés, on constate que le poids de l'ossature dans la structure métallique est très faible ce qui confirme la légèreté de ce type de structure.

II.3 Evaluation du coût

Tableau II.2. Devis quantitatif et estimatif des éléments de la structure en béton armé.

DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
Plancher en corps creux	M ²	628.74	1650,00	1037421.00
Dalle pleine e = 16 cm	M ³	21.35	30 000,00	640500.00
Poutres et chaînages,	M ³	77.103	30 000,00	2313090.00
voiles	M ³	52.326	30 000,00	1569780.00
Poteaux	M ³	49.57	30 000,00	1487160.00

PARTIE 4. ETUDE COMPARATIVE

Tableau II.3. Devis quantitatif et estimatif des éléments de la structure métallique

DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
TN 40	M ²	733.34	3400.00	2493356.00
Béton (0.8 cm)	M ³	183.335	3500.00	641672.5
Ossature	KG	86688	550.00	47678400.00
RBS	U	2020	550.00	1111000

Comparaison

Tableau II.4. Comparaison du montant total des deux structures.

Structure	Montant total (DA)	Rapport
Béton armé	16510873.00	$\frac{B.A}{S.M} = 3.54$

- L'analyse a montré que le coût de la structure métallique est supérieur de 2.19 fois celui de la structure en béton armé.
- Le prix de la superstructure en charpente métallique est moins cher de 40,51% que la construction en béton armé.

➤ Conclusion

Le montant de la structure métallique est très élevé. L'élévation du montant de la structure métallique à cause du coût plus élevé des profilés et la manque des productions, aussi la main d'œuvre plus chère et il n'y pas des entreprises spécialisés.

II.4 La durée de réalisation

II.4.1 La durée de réalisation des constructions métalliques

- ❖ La possibilité de l'organisation de chantier d'une façon facile, ne demande pas beaucoup de matériel.
- ❖ La possibilité de demander les éléments composés ou standard.
- ❖ La possibilité de monter toute l'ossature (poutres, poteaux, contreventements) avant le collage des planchers.
- ❖ Les planchers collaborant donnent une possibilité de couler plusieurs dalles en même temps donc une gagne du temps.

II.4.2 La durée de réalisation des constructions en béton armé

- ❖ L'organisation de chantier demande beaucoup des moyens de matériel et d'espace (le coffrage, l'acier de ferrailage,...etc.).
- ❖ La durée de la mise en prise et le durcissement de béton nécessite beaucoup de temps (28jour).
- ❖ Au contraire du montage d'ossature métallique ne pouvons pas coller toute l'ossature dans une fois, il faut coller l'ossature étage par étage donc nous perdons beaucoup de temps.
- ❖ Le coffrage et le ferrailage des éléments structuraux a besoin de temps.

Observation

On remarque que le délai de réalisation de la structure métallique est inférieur par apport au temps de la structure en béton armé.

Conclusion

La durée de réalisation des constructions joue un rôle économique très important, à partir de ce rôle nous voyons que les constructions métalliques plus rapides. La construction métallique constituée d'éléments préfabriqués montés sur chantier. Le montage d'éléments ne touche pas par le changement climatique par apport à la construction béton armé presque tous les saisons.

II.5 Les autres critères

II.5.1 Résistance au feu

Les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie aboutit au 2 heures, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures.

Par contre les constructions métalliques ont mauvaises réputation dans le contexte d'un incendie, une faible résistance aux températures élevées et de faciliter la propagation du feu par conduction de chaleur.

II.5.2 Aspect environnemental

Les structures métalliques sont classées dans la filière dite sèche, à l'atelier comme sur les chantiers, cela signifie sans eau, sans boue, sans poussière. Évitant tout rejet dans la nature avec un matériau recyclable à 100% l'acier économise les ressources naturelles.

En revanche les structures en béton armé polluent l'environnement avec les débris des briques, des matériaux, déplacement de camion, risque d'accident ...ect.

Dance les constructions métalliques plus respects l'environnement.

II.6 Conclusion

D'après tous la conclusion précédent nous avons conclu que :

Les constructions métalliques se comportent bien lors d'un séisme grâce à sa flexibilité et sa légèreté, les effondrements d'ensemble et les nombres des victimes limités.

Les constructions métalliques offert une durée de réalisation plus rapide. Les constructions en béton moins chère que les constructions métalliques.

Les constructions en béton à un poids plus grand que les constructions métalliques.

En fin on résume quelque avantage et inconvénient des types de construction ci-dessus

Tableau II.5. Les avantages et les inconvénients.

Béton armé	Structure métallique
Avantages	
Très bonne isolation acoustique	légèreté
La souplesse d'utilisation	Installation rapide au chantier
Economie d'entretien	Construction par temps froid relativement facile
Résistance au feu	Relativement économique

Résistance aux efforts accidentels	Possibilité de longue portées
Choix de textures architecturales possibles	Flexibilité de design
Inconvénients	
Très lourds impact sur fondation et sol	Faible résistance au feu.
L'exécution (lenteur de construction)	faible résistance acoustique
Brutalité des accidents	Nécessite beaucoup de main d'œuvre spécialisé.
Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé	
Résistance thermique relativement faible (Cycle gel-dégel)	Résistances aux températures élevées

PARTIE III. ETUDE COMPARATIVE

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail concernant l'étude de comparaison entre deux types (en charpente constructions métallique et en béton armé) nous permet de conclure les point suivant :

- Les structures en charpente métallique se comportent bien lors d'un séisme dans les régions ou les risques de tremblement de terre sont élevés. l'utilisation de ce types de construction dans les zones sismiques pour limité les dommages financiers et les pertes humaines.
- Les constructions en charpente métallique sont plus chères 2 fois que les constructions en béton armé mais la durée de la réalisation des constructions en charpente métallique est plus rapide et donc ça peut couvrir ce problème de coût.
- La demande croissante des logements en Algérie nous oblige à construire dans un temps plus court, puisque les constructions en béton armé ont besoin de temps peut être prêts donc la solution réside dans l'utilisation des constructions en charpente métallique qui présentent l'avantage de la rapidité de constructions et sa durabilité.
- Il reste que le respect des principes et les règles parasismiques c'est la manière la plus importante pour construire des constructions plus efficaces.

A la fin nous pensons que ce travail nous sert pour donner des nouvelles notions sur notre activité professionnelle, et donc pour un meilleur avenir des générations futures.

Une construction mal calculer et bien construire c'est mieux qu'une construction bien calculer et mal construire.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] : BALADIER. P, Le séisme et les bâtiments, document d'information à l'usage des constructeurs, Direction départementale de l'équipement de la Guadeloupe-Direction régionale de l'environnement de Guadeloupe, volume 3.
- [2] : BALADIER. P, conception parasismique des bâtiments (structures), introduction à la dynamique des structures.
- [3] : BALADIER. P, Le séisme et les bâtiments, document d'information à l'usage des constructeurs, Direction départementale de l'équipement de la Guadeloupe-Direction régionale de l'environnement de Guadeloupe, volume 3.
- [4] : KACIMI N , Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte(portiques + voiles) , Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, 2013.
- [5] : MILAN Z, Conception parasismique, 2004.
- [6] : L. ZEGHICHI, MERZOUGUI, B. MEZGHICHE, lecture dans le règlement parasismique
- [7] : CHERAIT algérien, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie, 2005
Y, conception des bâtiments en zone sismique, direction de la publication universitaire de Guelma 2012
- [8] : ABDELHAMID F, Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique, Mémoire de magister, Université Hadj Lakhdar-Batna.
- [9] : Frédéric VISA, la préparation de chantier les temps

Règlements :

- Règlement Parasismiques Algériennes **RPA99**/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**.
- Règles de Conception et Dimensionnement des structures mixtes acier-béton **EUROCODE 4**
- Règles de Charges permanentes et Charges d'exploitation.
- Règles de Conception et de Calcul des structures en acier **EUROCODE 3**
- Règlement neige et vent **RNV99**
- Règle de calcul des constructions en acier **CM66**.

Logiciels :

- ROBOT 2014
- AUTO CAD 2013
- EXPERT 2010
- Revit 2020

Annexes

Annexe I

Charges et surcharges :

- Les charges de charpente métallique :

Charge permanente :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

Plancher courant :

Tableau II.1 : Charge permanente d'un plancher courant.

Plancher courant	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m ²)
Cloison de répartition	0.1	9	100	90
Revêtement intérieur	0.02	20	100	40
Mortier thermique	0.02	20	100	40
Isolant thermique	0.04	4	100	16
Poids de la dalle	0.12	25	100	300
Hi-Bond	0.55	0.24	100	13
Faux plafond				10
$\Sigma =$				509

Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2 : Charge permanente pour la toiture

Plancher courant	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m ²)
Tuiles canal				50
Isolant thermique	0.04	4	100	16
Poids de la dalle	0.18	25	100	200
Hi-Bond	0.55	0.24	100	13
Faux plafond				10
$\Sigma =$				289

Escalier :

Volé :

Volé	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m ²)
Tôle strié	0.05	9	100	45
Mortier en pose	0.02	20	100	40
Revêtement	0.02	20	100	40

$\Sigma=$	125
-----------	-----

Palier :

Palier :	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m ²)
Hi-bond	0.55	9	100	45
Poids de la dalle :	0.08	25	100	200
Mortier en pose	0.02	20	100	40
Revêtement	0.02	20	100	40
$\Sigma=$				293

Murs extérieurs : (double parois)

La maçonnerie utilisée est en briques creuse (double cloison) avec 30 % d'ouvertures :

Tableau II.5 : Charge permanente des murs extérieurs.

Mure extérieur	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m ²)
Brique doublée	0.55	9	100	45
Revêtement intérieur	0.08	25	100	200
Mortier en pose	0.02	20	100	40
Revêtement	0.02	20	100	40
$\Sigma=$				293

En considérant les 30 % d'ouvertures.

Ouvertures	Poids	%	Poids (kG/m ²)
30% Mure extérieur	208	30	62.4
$\Sigma=$			145,6

Murs intérieurs :

La maçonnerie utilisée est en briques creuse (double cloison) avec 10 % d'ouvertures :

Tableau II.6 : Charge permanente pour les murs intérieurs.

Mure extérieur	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m ²)
Brique solo	0.1	9	100	90
Revêtement intérieur	0.02	20	100	40
$\Sigma=$				130

Surcharges d'exploitations :

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

Eléments	Poids (kG/m ²)
toiture	100
Plancher étage courant	250
Escalier	150
Balcon	350

- **Les charges de béton:**

Les charges des planchers:

Plancher terrasse : (inaccessible)

Charges permanentes:

Matériaux	épaisseur	G(KN/m ³)	G(KN/m ²)
protection d'étanchéité en gravillon (5cm)	0,05	21	1,05
couche d'isolation en liégé (4cm)	0,04	4	0,16
forme de pente (10cm)	0,1	20	2
étanchéité multicouche (2cm)	0,02	6	0,12
plancher en corps creux (16+4)			2,65
enduit de plâtre (2cm)	0,02	14	0,28
$\Sigma=$			6,26

Plancher d'étage courant

Matériaux	épaisseur	G(KN/m ³)	G(KN/m ²)
carlage (2cm)	0,02	22	0,44
mortier de pose (2cm)	0,02	20	0,4
lit de sable (3cm)	0,02	18	0,36
plancher en corps creux (16+4)			2,65
enduit de plâtre (2cm)	0,02	14	0,28
cloisons intérieurs.(10cm)	0,01		1
$\Sigma=$			5,13

Dalle pleine

Charges permanentes:

Matériaux	épaisseur	G(KN/m ³)	G(KN/m ²)
carlage (2cm)	0,02	22	0,44
mortier de pose (2cm)	0,02	20	0,4
lit de sable (3cm)	0,02	18	0,36
dalle pleine(15cm)	0,15	25	3,75
cloisons intérieurs.(10cm)	0,01		1
$\Sigma=$			5.95

Balcon
Charges permanentes

Matériaux	épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
carlage (2cm)	0,02	22	0,44
mortier de pose (2cm)	0,02	20	0,4
lit de sable (3cm)	0,02	18	0,54
dalle pleine(15cm)	0,15	25	3,75
enduit de ciment (2cm)	0,02	20	0,4
$\Sigma=$			5,53

Escaliers

Charges permanentes

Matériaux	épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
pois propre de la paillasse (12cm)	0,12	25	3,03
pois de marche (17cm)	0,17	22	1,87
carlage (2cm)	0,02	22	0,44
mortier de pose (2cm)	0,02	20	0,4
enduit de plâtre (2cm)	0,02	13	0,2
garde corps métallique			0,1
$\Sigma=$			6,10

Palier:

Matériaux	épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
carlage (2cm)	0,02	22	0,44
mortier de pose (2cm)	0,02	20	0,4
lit de sable (3cm)	0,02	18	0,54
dalle pleine(15cm)	0,15	25	3,75
enduit de ciment (2cm)	0,02	13	0,26
$\Sigma=$			5,39

Murs extérieurs

Matériaux	épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
maçonnerie (15+15)	0.30	9	2,7
enduit en plâtre.(1.5cm)	0.015	13	0,195
enduit de ciment (1.5cm)	0.015	20	0,3
$\Sigma=$			3.195

Murs extérieurs :

maçonnerie	épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
maçonnerie (10)	0.1	9	0.9
enduit de ciment (1.5cm)	0.015	20	0.6
$\Sigma =$			1.5

Annexe2

Section en cm² de N armature de diamètre Ø en mm :

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 3

1. Exposé de la méthode forfaitaire

A. Calcul des moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

- $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$: Moment isostatique d'une travée supposée indépendante.
- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- M_t : Moment en travée.

- **Les moments en travées**

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1 + 0.3 \times \alpha; 1.05) \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{pour une travée de rive.}$$

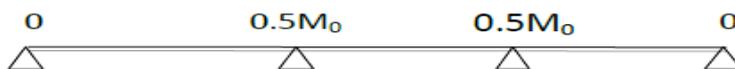
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{pour une travée intermédiaire.}$$

- **Les moments en appuis**

- Cas d'une poutre continue à deux travées



- Cas d'une poutre continue à trois travées



- Cas d'une poutre continue à plus de trois travées



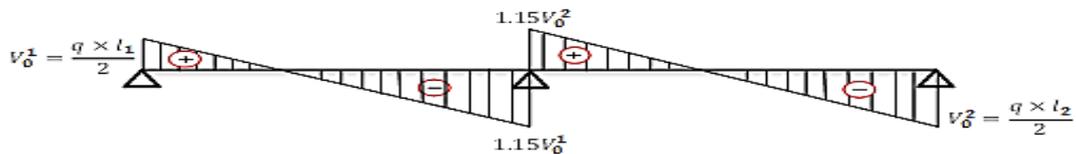
Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) cependant le BAEL91 exige de prévoir une quantité d'armature équilibrant un moment égale à : $0.15 \times M_0$

M_0 : Moment isostatique de la travée de rive.

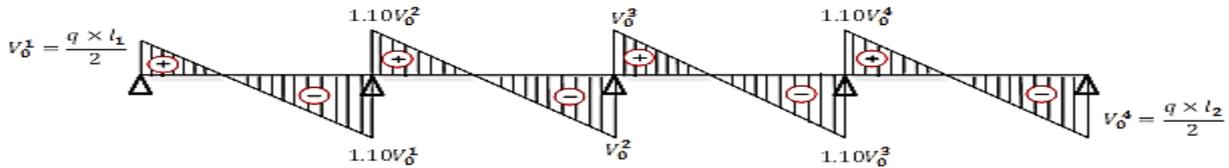
B. Calcul des efforts tranchants Vu

Dans le calcul des efforts tranchants aux appuis on suppose la discontinuité entre les travées. L'effort tranchant hyperstatique est égal à l'effort tranchant isostatique qui a pour valeur $V = \frac{q \times l}{2}$ sauf les premiers appuis intermédiaires, on majore l'effort tranchant isostatique de :

- 15% pour une poutre a deux travées.



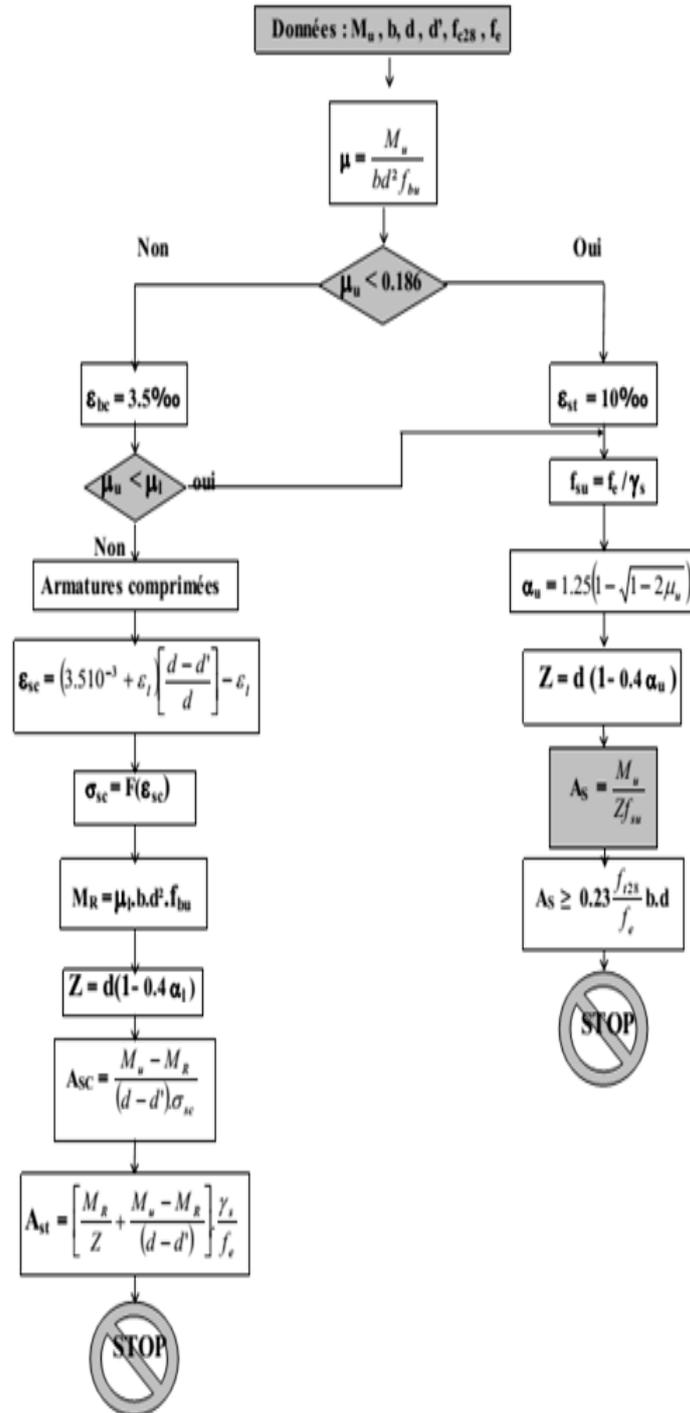
- 10% pour une poutre a plusieurs travées.



ANNEXE 4

Flexion simple:

SECTION RECTANGULAIRE



ANNEXE 5

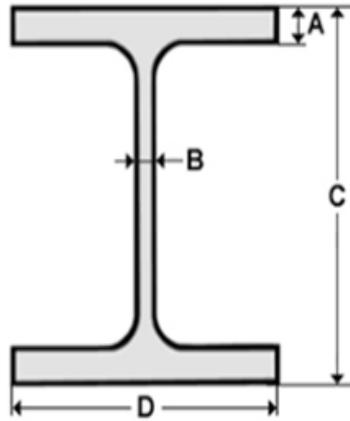
Cas des dalles rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour:

Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport l_x/l_y et du coefficient ν par le tableau suivant:

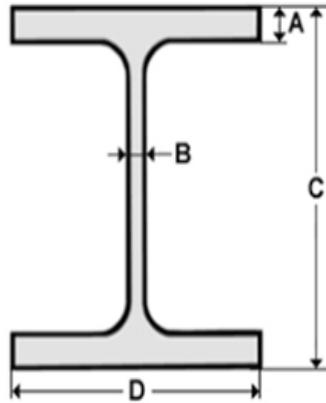
$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.83	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

ANNEXE 6

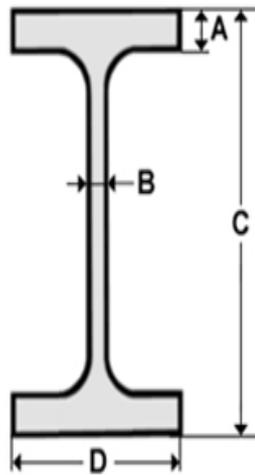
Les caractéristiques des profils



Profils HEA	Dimensions en mm				Poids en kg/ML
	C	D	B	A	
HEA 100	96	100	5	8	16,7
HEA 120	114	120	5	8	19,9
HEA 140	133	140	5,5	8,5	24,7
HEA 160	152	160	6	9	30,4
HEA 180	171	180	6	9,5	35,5
HEA 200	190	200	6,5	10	42,3
HEA 220	210	220	7	11	50,5
HEA 240	230	240	7,5	12	60,3
HEA 260	250	260	7,5	12,5	68,2
HEA 280	270	280	8	13	76,4
HEA 300	290	300	8,5	14	88,3
HEA 320	310	300	9	15,5	97,6
HEA 340	330	300	9,5	16,5	105
HEA 360	350	300	10	17,5	112



Profils HEB	Dimensions en mm				Poids en kg/ML
	C	D	B	A	
HEB 100	100	100	6	10	20,4
HEB 120	120	120	6,5	11	26,7
HEB 140	140	140	7	12	33,7
HEB 160	160	160	8	13	42,6
HEB 180	180	180	8,5	14	51,5
HEB 200	200	200	9	15	61,3
HEB 220	220	220	9,5	16	71,5
HEB 240	240	240	10	17	83,2
HEB 260	260	260	10	17,5	93
HEB 280	280	280	10,5	18	103
HEB 300	300	300	11	19	117
HEB 320	320	300	11,5	20,5	127
HEB 340	340	300	12	21,5	134
HEB 360	360	300	12,5	22,5	142
HEB 400	400	300	13,5	24	155



Profils IPE	Dimensions en mm				Poids en kg/ML
	C	D	B	A	
IPE 080	80	46	3,8	5,2	6
IPE 100	100	55	4,1	5,7	8,1
IPE 120	120	64	4,4	6,3	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	12,8
IPE 160	160	82	5	7,4	15,8
IPE 180	180	91	5,3	8	18,8
IPE 200	200	100	5,6	8,5	22,4
IPE 220	220	110	5,9	9,2	26,2
IPE 240	240	120	6,2	9,8	30,7
IPE 270	270	135	6,6	10,2	36,1
IPE 300	300	150	7,1	10,7	42,2
IPE 330	330	160	7,5	11,5	49,1
IPE 360	360	170	8	12,7	57,1
IPE 400	400	180	8,6	13,5	66,3

Chapitre VII : Etude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

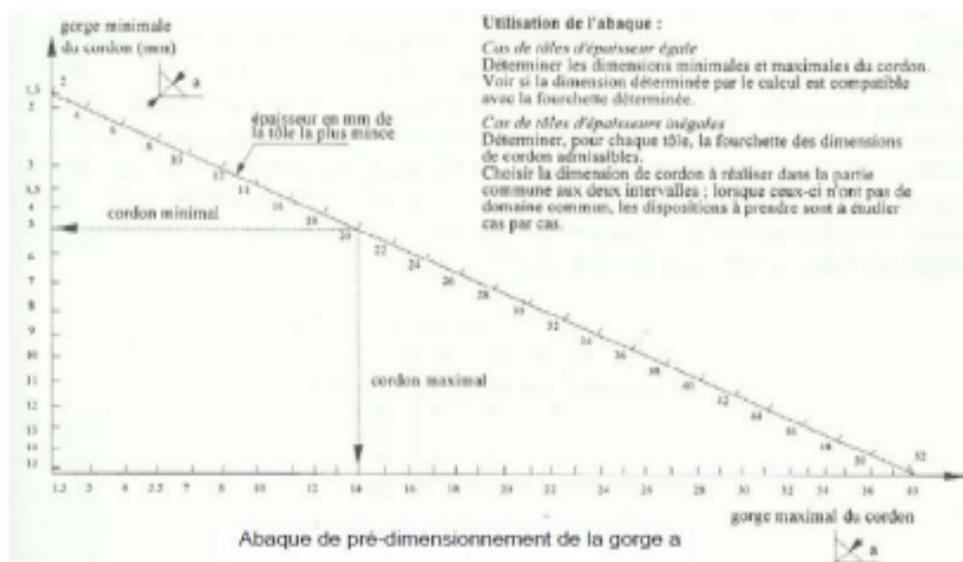
Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

Diamètre nominal d _n (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A _s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

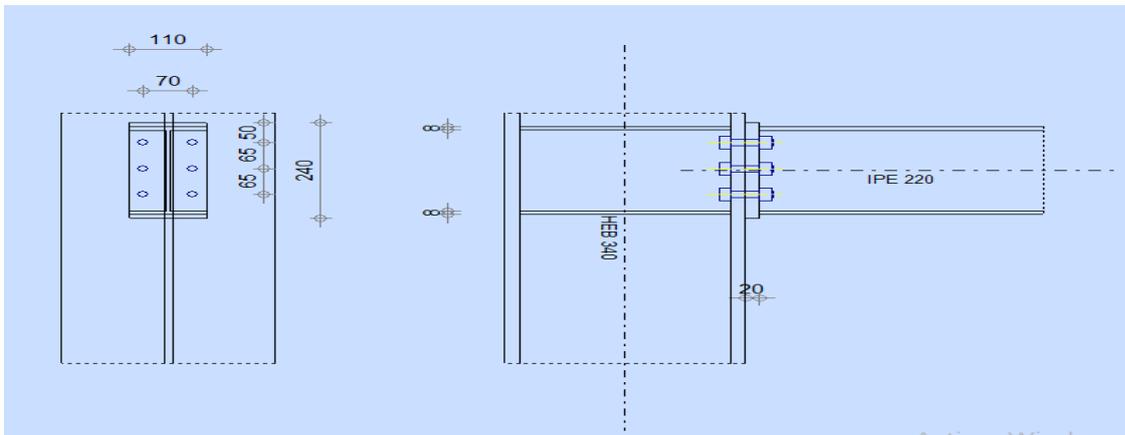
Les Dimensions des différents boulons



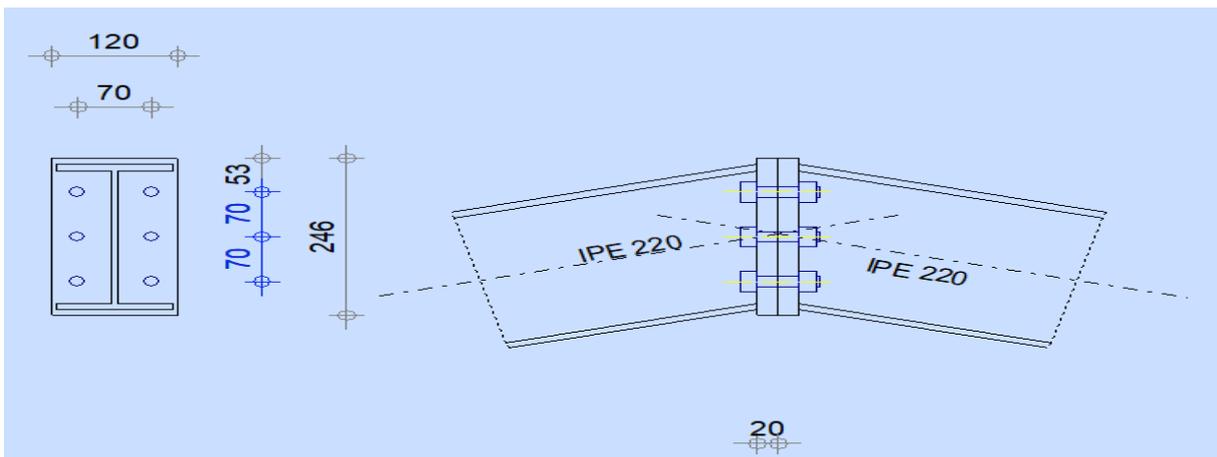
Ac
Acc

Les assemblages

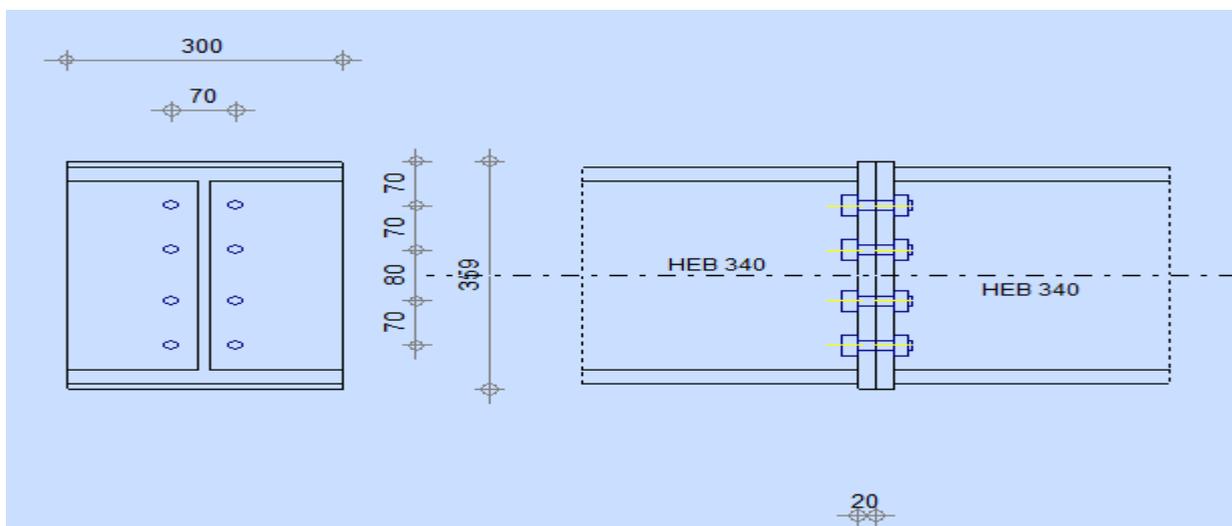
Assemblage Poteau-poutre



Assemblage poutre -poutre



Assemblage poutre -poutre



Calcul de l'économie

- Le métré de la structure en béton armée

GROS ŒUVRES					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U	Montant
TERRASSEMENT :					
	Terrassement en grande masse	M ³	241.33	350,00	84465.00
	Fouilles en tranchées	M ³	101.4	350,00	35490.00
	Remblais ordinaire	M ³	108.35	200,00	36070.00
	Evacuation des terres à la décharge publique	M ³	442.44	300,00	132732.00
	S/Total ...				288757.00
<u>INFRASTRUCTURE:</u>					
GROS-OEUVRES					
INFRASTRUCTURE					
	Béton de propreté dosé à 150Kg/m3 de ciment (CPA)	M ³	20.11	6 000,00	120660.00
	Béton armé dosé à 350kg/m3 de ciment(CPA) en fondation				
	b) Semelles filantes	M ³	101.4	19 000,00	1926600.00
	d) voile périphérique ép0.15m	M ³	12.48	20 000,00	249600.00
	e) Longrines	M ³	2.43	19 000,00	46170.00
	f) Dalle pleine epr 0,15m	M ²	30.16	19 000,00	573040.00
	S/Total ...				2795410.00
SUPERSTRUCTURE					
	Béton armé dosé à 350Kg/M3 de ciment (C.P.A) en élévation.				
	a) Poteaux	M ³	49.572	30000,00	1487160.00
	b) Poutres, chainages	M ³	77.103	30000,00	2313090.00
	c) Voile ep0,15m	M ³	52.326	30000,00	1569780.00
	d) Escaliers	M ³	7.584	30000,00	227520.00

e) Acrotère	M ³	5.82	30000,00	174600.00
f) Dalle pleine de 0,15m d'ép.	M ³	21.35	30000,00	640500.00
g) éléments décoratif pour façade	M ³	64.566	1700,00	1420452.00
Plancher en corps Creux (16 + 5).cm	M ²	628.74	1650,00	1037421.00
S/Total				8 870 523,00
MACONNERIE-ENDUIT				
Maçonnerie en brique creuse double parois eps. 0,30m.		548.55	1 700,00	932535.00
Maçonnerie en brique creuse pour mur de 0,10m d'éps.		40.5	800,00	32400.00
S/Total ...				932859.00
Armatures béton :				
diam: 16mm		57,73	9600.00	5541763.00
diam: 14mm		72,47	9600.00	6957038.00
diam: 12mm		85,46	9600.00	8204527.00
diam: 10mm		49,67	9600.00	476851.00
diam: 8mm		93,16	11600.00	1080595.00
diam: 6mm		1,82	9600.00	1742306.00
TOTAL				3623324.00
Coût total de la structure : 16 510 873.00 DA				

- Le métré de la structure en charpente métallique

GROS ŒUVRES					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix Unitaire	Montant (DA)
1	terrassement				
	déblais	m ³	301.665	350.00	105582.75
	Remblais.	m ³	160.61	200.00	32122.00
	- Fouilles en excavation sur un terrain ordinaire	m ³	40.5	350.00	14175.00
	Transport des terres à la décharge.	m ³	301.515	300.00	90454.5
	S/Total ...				242334.25
2	Béton en infrastructure				
	Béton de propriété e = 0,10m	m ³	18.02	5000.00	90100.00
	Gros béton (fut)	m ³	7.65	4000.00	30600.00
	Semelles isolées	m ³	46.96	38000.00	1784641.5
	Longrine	m ³	17.908	38000.00	680504.00
	S/Total ...				979668.00
3	L'acier				
	CAE 150x18	Kg	8143	550.00	4478650
	CARC 50x50x5	Kg	636	550.00	349800
	HEB 340	Kg	36960	550.00	20328000
	IPE 160	Kg	2105	550.00	1157750
	IPE 180	Kg	9565	550.00	5260750
	IPE 220	Kg	2591	550.00	1425050
	IPE 300	Kg	11923	550.00	6557650
	IPE 400	Kg	20992	550.00	11545600
	S/Total ...				51103250
4	La Peinture				
	Peinture de protection en 2 couches	m ²	1948,48	250	487120
5	Plancher mixte				
	TN 40 (RDC +étages)	m ³	733.34	3400	2493356
	Dalle de compression	m ³	183.335	3500	641672.5
	S/Total ...				3135028.5

6	Les tiges d'ancrages				
	Boulons M16 8.8	U	648	550.00	356400
	Boulon M16 4.8	U	1300	550.00	715000
	Ancrage pieds de poteau	U	72	550	39600
	S/Total ...				1111000
7	La maçonnerie				
	Maçonnerie en brique creuse double parois eps. 0,30m.	m ²	796.4	1700.00	1353880
	Maçonnerie en brique creuse pour mur de 0,10m d'éps.	m ²	141.48	800.00	113184
	TOTAL				1467064
Coût total de la structure : 58495465.75					