

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 : Génie Civil
Option : Structure

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation avec
étage multiples

Réalisé par :

- **BOUTEFNOUCHE Imane**
- **ZALIF Sarra**

Soutenu devant le jury :

Dr. TALEB Hosni Abderrahmane
Dr. BOUKOUR Salima
Dr. BENZAID Mehdi

Président
Examinatrice
Promoteur

Année universitaire : 2021/2022

Remerciements

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos encadrateurs Dr. **BENZAID MEHDI** pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de cet ouvrage. Nous remercions également Dr. **ZIANE SAMI** et **DJAHRA ASSAD** de nous avoir aidé à réaliser ce travail.*

*Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury Dr. **TALEB HOSNI ABDERAHMAN** et Dr. **BOUKOUR SALIMA** d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.*

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en 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, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

DEDICACE

*Je m'incline devant Dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du
savoir et m'a aidé à la franchir*

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 mes frères YAHYA, WAILE.

A ma chère sœur ILHAM.

A toute ma famille sans exception.

A ma chère grande mère et ma tante

*A tous mes amis SOUAD, BOUCHRA, AMIRA, SELMA,
AMINA, DOUNIA, AMEL, NAZIHA, NESRINE,
HADJER...*

A Toute la promotion du génie civil (2021/2022)

*En fin, je remercie mon amie et mon binôme ZAIF SARA qui a
contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A Vous.

IMANE

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

*A la personne la plus précieuse de ma vie, mon cher Grand-Père
«REDJEM » que Dieu lui fasse miséricorde.*

*A ma chère Grand-Mère « HADA » qui m'a soutenu dans toute le
long de mes études.*

*A celui qui a toujours garni mes chemins force et lumière... mon
trop cher père « BELKACEM ».*

*A la plus belle perle au monde qui m'a donné l'amour, le soutien
et le courage ma tendre mère « SAFIA ».*

A mes chers frères : IBRAHIM et YASSIN.

A mes chères sœurs : WARDA, IMANE et MERJEM.

*A mes oncles : ABDELHAFID, HAMOUD, ABDELHAK,
SALEH, LAID, MESSAOUD, OMAR, YUCEF.*

*A mes tantes : HOURIA, DAWIA, SAMRA, HAKIMA,
FARIDA et à toute ma famille.*

A mon amie et mon binôme IMANE BOUTEFNOUCHE.

A toute mes amies sans exception.

*A toute personne qui m'a aidé à franchir un horizon dans ma
vie...*

SARRA

Résumé

L'étude dynamique et sismique c'est une partie prépondérante dans le calcul des ouvrages en génie civil pour vérifier et assurer leurs stabilités.

Le présent travail pour but d'étudier un bâtiment à usage d'habitation composé de Rez-de chaussée plus Cinq étages a contreventement mixte. Ce projet qui devrait être implanté à la wilaya de MILA qui est classée en zone sismique IIa selon RPA/V2003.

Les règlements de calcule comme RPA99V2003, CPA93 et BAEL ont été utilisé pour le calcul et les vérifications nécessaire pour les différents éléments de notre ouvrage. Le logiciel Robot 2014 a été utilisé également pour modéliser la structure et étudier leur réponse sismique sans voiles et avec voiles afin de déterminer les sollicitations (N, M, T) nécessaire pour le ferrailage des éléments structuraux.

Cette étude nous permis de bien appliquer et d'utiliser les règlements de calcule en génie civil ainsi que les logiciels de modélisation.

Abstract

The dynamic and seismic study is an important part in the calculation of civil engineering structures to verify and ensure their stability.

The present work aims to study a building for residential use composed of ground floor plus five floors with mixed bracing. This project should be located in the wilaya of MILA, which is classified in seismic zone IIa according to RPA/V2003.

The regulations of calculation like RPA99V2003, CPA93 and BAEL were used for the calculation and the necessary verifications for the various elements of our work. The software Robot 2014 was also used to model the structure and study their seismic response without walls and with walls to determine the stresses (N, M, T) necessary for the reinforcement of structural elements.

This study allowed us to properly apply and use the regulations of calculation in civil engineering as well as modeling software.

ملخص

تعد الدراسة الديناميكية والزلزالية جزءاً أساسياً في حساب أعمال الهندسة المدنية لفحص وضمان استقرارها. يهدف العمل الحالي إلى دراسة مبنى للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى خمسة طوابق مع دعائم مختلطة. هذا المشروع الذي يجب تنفيذه في ولاية ميله المصنفة في المنطقة الزلزالية ٢ وفقاً للقواعد الجزائرية للزلازل اصدار ٢٠٠٣. تم استخدام لوائح الحساب مثل القواعد الجزائرية للزلازل اصدار ٢٠٠٣ والوثيقة التقنية CBA93 وقواعد الخرسانة المسلحة في الحالات المحددة للحساب والتحقق اللازم للعناصر المختلفة لعملا. تم استخدام برنامج التحليل الإنشائي ٢٠١٤ أيضاً لنمذجة الهيكل ودراسة استجابتها الزلزالية بوجود حائط مسلح او بدونه من أجل تحديد الضغوط (العزوم، القوى المسامية، القوى الناعمية) اللازمة لتقوية العناصر الهيكلية. سمحت لنا هذه الدراسة بتطبيق واستخدام لوائح حساب الهندسة المدنية وكذلك برامج النمذجة بشكل صحيح.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....3

I.1	INTRODUCTION.....	3
I.2	PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	3
I.3	CONCEPTION STRUCTURELLE.....	6
I.4	OSSATURE ET SYSTEME CONSTRUCTIF ADOPTE.....	6
I.4.1	OSSATURE.....	6
I.4.2	LES PLANCHERS.....	7
I.4.3	REVETEMENT.....	7
I.4.4	ESCALIERS.....	8
I.4.5	MAÇONNERIE.....	8
I.4.6	ISOLATION.....	8
I.4.7	L'ACROTERE.....	9
I.4.8	LES VOILES.....	9
I.5	DONNEES DU SITE.....	9
I.6	CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX.....	10
I.6.1	LE BETON.....	10
I.6.2	ACIERS.....	15
I.7	ETATS LIMITES.....	19
I.7.1	ELUR.....	20
I.7.2	ELS.....	22
I.7.3	SOLlicitATIONS DE CALCUL VIS-A-VIS DES ETATS LIMITES.....	22
I.8	REGLES DE CALCUL.....	23
I.9	METHODOLOGIE DE CALCUL.....	23

CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE 25

II.1	PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	25
II.1.1	INTRODUCTION.....	25
II.1.2	PRE-DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER A CORPS CREUX.....	25
II.1.3	PLANCHER A DALLE PLEINE.....	27
II.1.4	PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS.....	28
II.1.5	PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES (ART 7.7.1/ RPA 99 VERSION 2003).....	30
II.1.6	PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	32
II.1.7	PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	35
II.2	DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES (DTRB.C.2-2).....	36
POUR PRE DIMENSIONNER LES ELEMENTS (PLANCHERS, ACROTERES, POTEAUX...), ON DOIT D'ABORD DETERMINER LE CHARGEMENT SELON LE REGLEMENT.....		36
II.2.1	CHARGES PERMANENTES.....	36
II.2.2	PLANCHER (TERRASSE).....	36
II.2.3	PLANCHER (ETAGE – COURANT).....	37
II.2.4	DALLE PLEINE.....	37
II.2.5	MAÇONNERIE.....	38
II.2.6	MURS INTERIEURS.....	39
II.2.7	L'ACROTERE.....	39

II.2.8	ESCALIERS	40
II.2.9	VOILE.....	41
II.2.10	SURCHARGES D'EXPLOITATIONS.....	41
II.3	DESCENTE DE CHARGES.....	41
II.3.1	CHARGES ET SURCHARGES REVENANT AU POTEAU LE PLUS SOLLICITE :.....	41
II.3.2	LOI DE DEGRESSION DES CHARGES.....	42
II.3.3	DESCENTE DE CHARGES	44
II.3.4	VERIFICATION DE LA SECTION DES POTEAUX.....	45
II.4	CONCLUSION	47

CHAPITRE III. FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....49

III.1	INTRODUCTION.....	49
III.2	ACROTERE.....	49
III.2.1	DEFINITION	49
III.2.2	LE ROLE DE L'ACROTERE	49
III.2.3	CALCUL DE L'ACROTERE	50
III.3	ÉTUDE DES DALLES PLEINES	56
III.3.1	INTRODUCTION	56
III.3.2	CALCUL DE LA DALLE PLEINE	56
III.3.3	CALCUL DU FERRAILLAGE.....	57
III.3.4	FERRAILLAGE DE LA DALLE	61
III.3.5	SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	65
III.4	LES ESCALIERS	65
III.4.1	LES CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES.....	65
III.4.2	CALCUL DES SOLLICITATIONS	66
III.4.3	SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	75
III.5	CALCUL DE LA POUTRE PALIERE.....	75
III.5.1	INTRODUCTION	75
III.5.2	EVALUATION DES CHARGES	75
III.5.3	FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE A LA FLEXION SIMPLE.....	76
III.5.4	CALCUL LA POUTRE PALIERE A LA TORSION	80
III.5.5	SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	83
III.6	LES PLANCHERS.....	84
III.6.1	INTRODUCTION	84
III.6.2	EVALUATION DES CHARGES APPLIQUEES A CHAQUE NERVURE	84
III.6.3	DISPOSITION ET TYPE DES POUTRELLES	85
III.6.4	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	85
III.6.5	FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION (BAEL B.6.8, 423)	107
III.7	CONCLUSION	109

CHAPITRE IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE DU BATIMENT ...111

IV.1	INTRODUCTION.....	111
IV.2	OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE.....	111
IV.3	PRESENTATION DES DIFFERENTES METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMQUES.....	111
IV.3.1	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE.....	112
IV.3.2	METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE	112
IV.3.3	METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMME	113
IV.4	CALCUL DES ACTIONS SISMQUES (SELON LA METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE).....	113
IV.4.1	PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL.....	113

IV.4.2	DESCRIPTION DE LOGICIEL ROBOT.....	113
IV.4.3	BUTS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	114
IV.4.4	SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL : RPA 2003 (ARTICLE 4.3.3)	114
IV.5	ANALYSE DE LA STRUCTURE EN PORTIQUE (CONTREVENTEE)	123
IV.5.1	POSITIONNEMENT DES VOILES	123
IV.5.2	RESULTAT DE L'ANALYSE DE LA STRUCTURE EN PORTIQUE (CONTREVENTEE)	123
LES DIFFERENTS MODES PROPRES DE VIBRATION DE LA STRUCTURE SONT PRESENTES DANS LE TABLEAU SUIVANT :		123
IV.6	VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES	125
IV.6.1	PERIODE FONDAMENTALE THEORIQUE	125
IV.6.2	VERIFICATIONS DE L'INTERACTION PORTIQUES-VOILES : SELON RPA 99 VERSION 2003 (ART 3.4.4.A) P 19	125
IV.6.3	JUSTIFICATION SELON RPA 99-V 2003 (ART : 3.4.4A).....	125
IV.6.4	CALCUL DE L'EXCENTRICITE :	126
IV.6.5	RESULTANTE DES FORCES SISMQUES	127
IV.6.6	VERIFICATIONS DES SOLLICITATIONS NORMALES	127
REMARQUE :		128
IV.6.7	JUSTIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT.....	128
IV.6.8	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER- ETAGES	130
IV.6.9	JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET $P - \Delta$	131
IV.7	CONCLUSION	132

CHAPITRE V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....131

V.1	INTRODUCTION.....	131
V.2	FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	131
V.2.1	RECOMMANDATIONS DE RPA (ARTICLE 7.4.2.1)	132
V.2.2	LES SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.....	134
V.2.3	FERRAILLAGE DES POTEAUX	134
V.2.4	VERIFICATIONS	136
V.3	FERRAILLAGE DES POUTRES	141
V.3.1	CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES	141
V.3.2	VERIFICATION A L'ELU	144
V.3.3	CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES	145
V.3.4	VERIFICATION A L'ELS.....	147
V.3.5	SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRES	150
V.4	ETUDE DES VOILES.....	152
V.4.1	INTRODUCTION.....	152
V.4.2	RECOMMANDATION DU RPA (ARTICLE 7.7).....	153
V.4.3	DISPOSITION DES VOILES.....	154
V.4.4	SOLLICITATIONS DANS LES VOILES	154
V.4.5	FERRAILLAGE DES VOILES.....	155
V.4.6	EXEMPLE DE CALCUL	155
V.4.7	EXEMPLES DE FERRAILLAGES DES VOILES	164
V.5	CONCLUSION	164

CHAPITRE VI. CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE165

VI.1	INTRODUCTION.....	165
VI.2	TYPES DE FONDATIONS	165
VI.3	CARACTERISTIQUES DU SOL.....	165
VI.4	CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS.....	166
VI.5	CALCUL LA SECTION DES SEMELLES	166

VI.6	VERIFICATION DU CHEVAUCHEMENT.....	167
VI.7	CALCUL DE LA CONTRAINTE	167
VI.7.1	CAS STATIQUE A L'ELS	168
VI.7.2	CAS STATIQUE A L'ELU	168
VI.7.3	CAS DYNAMIQUE A L'ELA.....	168
VI.8	SEMELLE FILANTE (CONTINUE) SOUS PLUSIEURS POTEAUX	169
VI.8.1	SEMELLE FILANTES SOUS VOILE.....	169
VI.8.2	SEMELLE FILANTES SOUS POTEAU	175
VI.8.3	CALCUL FERRAILLAGE DES NERVURES	181
VI.9	CALCUL DE VOILE PERIPHERIQUE.....	187
VI.9.1	INTRODUCTION.....	187
VI.9.2	DIMENSIONNEMENT	187
VI.9.3	DETERMINATION DES SOLlicitATIONS	187
VI.9.4	CALCUL DE LA POUSSEE DES TERRES	187
VI.9.5	VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	189
VI.9.6	VERIFICATION AU CISAILLEMENT A L'ELU	189
VI.9.7	ESPACEMENT	189
VI.9.8	SCHEMA DE FERRAILLAGE	190
VI.10	LONGRINES D'APRES LE RPA 99 (ART 10-1-1 PAGE 79) :.....	190
VI.10.1	GENERALITE	190
VI.10.2	DIMENSIONNEMENT	190
VI.10.3	FERRAILLAGE	190
VI.10.4	LES ARMATURES LONGITUDINALES	191
VI.10.5	SCHEMA DE FERRAILLAGE	192
VI.11	CONCLUSION	193
CONCLUSION GENERALE		ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES		ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
ANNEXES.....		ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Plan de RDC.....	4
Figure I.2 Plan d'étages courant	4
Figure I.3 Façade principale	5
Figure I.4 Coupe A-A	5
Figure I.5 Coupe B-B.....	6
Figure I.6 Plancher dalle pleine... ..	7
Figure I.7 Dalle à corps creux.....	7
Figure I.8 Mur simple cloison.....	8
Figure I.9 Mur extérieur et Mur intérieur	8
Figure I.10 Isolation.	9
Figure I.11 Les voiles.	9
Figure I.12 Diagramme parabole rectangle	13
Figure I.13 Diagramme rectangulaire simplifié	14
Figure I.14 Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimental	17
Figure I.15 Diagramme contraintes déformations de l'acier réel	18
Figure I.16 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.	21
Figure II.1 Plancher à corps creux	26
Figure II.2 Dimensions d'une poutrelle	27
Figure II.3 Schéma de l'escalier	28
Figure II.4 Vue en plan de l'escalier.....	29
Figure II.5 Coupe de voile en plan.....	30
Figure II.6 Dimensionnements d'un voile	32
Figure II.7 Dimension des poutres principales et secondaires.....	34
Figure II.8 Hauteur libre d'étage	35
Figure II.9 Eléments constituant le «plancher-terrasse»	36
Figure II.10 Eléments constituant le plancher «étage-courant».....	37
Figure II.11 Eléments constituant la dalle pleine.....	37
Figure II.12 Coupe verticale d'un mur extérieur	38
Figure II.13 Coupe verticale d'un mur intérieur	39
Figure II.14 Schéma de l'acrotère.....	40
Figure II.15 Surface afférente du poteau.	42

Figure II.16 Schéma statique de la descente de charge	45
Figure III.1 Acrotère.....	50
Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère.....	51
Figure III.3 Section de Calcul d acrotère	52
Figure III.4 Schéma statique de calcul.....	52
Figure III.5 Schéma statique de calcul.....	52
Figure III.6 Ferrailage d'Acrotère	56
Figure III.7 Schéma de ferrailage du balcon type 1.....	60
Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis.....	65
Figure III.9 Schéma d'escalier.....	66
Figure III.10 Evaluation des charges	67
Figure III.11 Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.....	68
Figure III.12 Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.	69
Figure III.13 Section à ferrailer	72
Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'escalier.....	75
Figure III.15 Evaluation des charges	76
Figure III.16 Coupe de la poutre.....	81
Figure III.17 Schéma de ferrailage de la poutre palière.	83
Figure III.18 Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées	87
Figure III.19 Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées	88
Figure III.20 Schéma statique	89
Figure III.21 Evaluation des moments et efforts tranchants	91
Figure III.22 Schéma statique.....	91
Figure III.23 Evaluation des moments et efforts tranchants.....	93
Figure III.24 Schéma statique	93
Figure III.25 Evaluation des moments et efforts tranchants	95
Figure III.26 Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	109
Figure III.27 Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).	109
Figure III.28 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	110
Figure IV.1 Simulation de la force sismique	114
Figure IV.2 Spectre de réponse de calcule.....	115
Figure IV.3 Structure sans voile en 3D.....	121
Figure IV.4 Vue en plan de la structure en 3D	121
Figure IV.5 Mode 01 Translation	122

Figure IV.6 Mode 02 Torsion.	122
Figure IV.7 Mode 03 Torsion	122
Figure IV.8 Dispositions des voiles en 3D et vue en plan	123
Figure IV.9 Mode 01 Translation.	124
Figure IV.10 Mode 02 Translation	124
Figure IV.11 Mode 03 Torsion.	124
Figure V.1 La zone nodale.....	132
Figure V.2 Section d'un poteau	138
Figure V.3 Longueur de recouvrement Poteaux	139
Figure V.4 Disposition constructive des armatures des poteaux	140
Figure V.5 Croquis des de ferrailages poteaux.....	140
Figure V.6 Résultat de sollicitation de PP à ELU.....	142
Figure V.7 Résultat de sollicitation de PS à ELU.....	143
Figure V.8 Longueur de recouvrement.....	146
Figure V.9 Disposition constructive des armateurs dans les poutres.....	150
Figure V.10 Coupe 1-1 PP.....	151
Figure V.11 Coupe 2-2 PP.....	151
Figure V.12 Disposition constructive des armateurs dans les poutres secondaires...	150
Figure V.13 Coupe 1-1 PS	151
Figure V.14 Coupe 2-2 PS.....	151
Figure V.15 Disposition des armatures verticales (vue en plan). ..	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.16 Disposition des voiles.....	153
Figure V.17 Voile Vy1, Vy2.....	154
Figure VI.1 Résultats des sollicitations	171
Figure VI.2 Schéma de ferrailage	175
Figure VI.3 Résultats des sollicitations	177
Figure VI.4 Schéma de ferrailage	180
Figure VI.5 La poussée des terres sur voile périphérique.....	186
Figure VI.6 Ferrailage du voile périphérique	186
Figure VI.7 La poussée des terres sur voile périphérique.....	187
Figure VI.8 Ferrailage du voile périphérique.	190
Figure VI.9 Ferrailage de longrine.	192

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	3
Tableau I.2 Coefficient d'application	13
Tableau I.3 Les types d'aciers.....	16
Tableau I.4 Coefficient d'application	13
Tableau I.5 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	3
Tableau I.6 Coefficient d'application	13
Tableau II.1 Descente des charges (terrasse inaccessible).	36
Tableau II.2 Descente des charges (Plancher étage courant, RDC)	37
Tableau II.3 Charge permanents des dalles pleines	37
Tableau II.4 Charge permanents des murs extérieurs	38
Tableau II.5 Charge permanents des murs intérieurs.....	39
Tableau II.6 Charge permanents de palier.	40
Tableau II.7 Charge permanents de Paillasse	40
Tableau II.8 Charge permanents des voiles	41
Tableau II.9 Charges d'exploitations	41
Tableau II.10 dégression des charges	43
Tableau II.11 Descente de charge du poteau	44
Tableau II.12 Vérification de flambement de poteau	47
Tableau III.1 Récapitulatif des résultats.....	53
Tableau III.2 Récapitulatif des résultats	57
Tableau III.3 Récapitulatif des résultats.....	59
Tableau III.4 Récapitulatif des résultats	59
Tableau III.5 Récapitulatif des résultats.....	61
Tableau III.6 Vérification de la contrainte en béton a L'ELS	63
Tableau III.7 Vérification de la contrainte en béton a L'ELS	64
Tableau III.8 Evaluation de charges escalier	67
Tableau III.9 Tableau de ferrailage à l'ELU.....	70
Tableau III.10 Tableau de ferrailage à l'ELU	70
Tableau III.11 Vérification des contraintes à l'ELS	73
Tableau III.12 Vérification des contraintes à l'ELS	73

Tableau III.13 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	78
Tableau III.14 Vérification a l'ELS de la poutre palière.....	80
Tableau III.15 Les combinaisons d'action	84
Tableau III.13 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	78
Tableau III.14 Vérification a l'ELS de la poutre palière.....	80
Tableau III.15 Les combinaisons d'action	84
Tableau III.16 Les sollicitation pour ferrailer les poutrelles	96
Tableau III.17 Les résultats de ferrailage des poutrelles	97
Tableau III.18 Tableau récapitulatif des résultats	99
Tableau III.19 Vérification des contraintes à l'ELS	100
Tableau III.20 Sollicitation des poutrelles à l'étage courant	102
Tableau III.21 Les résultats de ferrailage des poutrelles.....	103
Tableau III.22 Tableau récapitulatif des résultats	105
Tableau III.23 Vérification des contraintes à l'ELS	106
Tableau IV.1 Valeurs des facteurs de qualité.	107
Tableau IV.2 Calcule de la force sismique	117
Tableau IV.3 Période et pourcentage des masses modales effectives (structure non contreventé).	122
Tableau IV.4 Période et pourcentage des masses modales effectives (structure contreventé)	124
Tableau IV.5 L'effort réduit sur les poteaux et les voiles.....	125
Tableau IV.6 Valeurs centre de masse et centre de torsion	126
Tableau IV.7 L'excentricité théorique et accidentelle	126
Tableau IV.8 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	127
Tableau IV.9 Vérifications des Sollicitations normales	128
Tableau IV.10 Vérification au renversement (sens X).....	129
Tableau IV.11 Vérification au renversement (sens-Y)	129
Tableau IV.12 Vérification des déplacements latéraux inter-étages (sens-X).....	130
Tableau IV.13 Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-Y).....	130
Tableau IV.14 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-X).....	132
Tableau IV.15 Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y).....	132
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	133
Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	134

Tableau V.3 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.4 Les armatures transversales dans les poteaux	136
Tableau V.5 Vérification du flambement pour les poteaux.	137
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.	138
Tableau V.7 Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux	139
Tableau V.8 Les armatures longitudinales dans les poutres.	144
Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentiellles.	145
Tableau V.10 Vérification des contraintes dans le béton.	147
Tableau V.11 Vérification au cisaillement x	148
Tableau V.12 Vérification de l'état limite de compression du béton.	148
Tableau V.13 Vérification des conditions de la flèche	149
Tableau V.14 Moments résistants dans les poteaux	150
Tableau V.15 Moments résistants dans les poutres.	150
Tableau V.16 Vérification des zones nodales	152
Tableau V.17 Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC).	155
Tableau V.18 Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC)	158
Tableau V.19 Ferrailage des voiles à yy et xx (N1).	158
Tableau V.20 Ferrailage des voiles à yy et xx (N2)	159
Tableau V.21 Ferrailage des voiles à yy et xx (N3)	160
Tableau V.22 Ferrailage des voiles à yy et xx (N4).	161
Tableau V.23 Ferrailage des voiles à yy et xx (N5)	163
Tableau VI.1 Distribution des contraintes à l'ELS.....	169
Tableau VI.2 Distribution des contraintes à l'ELU	170
Tableau VI.3 Résultats des sollicitations à ELS.....	170
Tableau VI.4 Résultats des sollicitations à ELU	173
Tableau VI.5 Distribution des contraintes à l'ELS.....	175
Tableau VI.6 Distribution des contraintes à l'ELU	176
Tableau VI.7 Résultats des sollicitations à ELS.....	179
Tableau VI.8 La section d'armatures du voile périphérique.....	178
Tableau VI.9 valeur de α	189

SYMBOLES ET NOTATIONS

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_{vj} 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).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues 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.

Δ_{ftadm} : 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 = 28j.

g : Densité des charges permanentes.

h : Hauteur totale d'une section.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de BA.

j : Nombre de jours.

l_r : 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.

B_r : Section réduite.

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

C : La cohésion du sol (KN/m²).

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 (m⁴).

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/m³).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

B : 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.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste, il englobe les travaux publics et le bâtiment. Le système structurel est l'un de ces domaines en génie civil, l'étude de ce dernier est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent, pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure, quels que soient les types de bâtiments en béton armé.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, etc.) aux différentes sollicitations (compression, flexion, etc.) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- ✓ **Le Premier chapitre** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- ✓ **Le deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- ✓ **Le troisième chapitre** est consacré au calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.
- ✓ **Le quatrième chapitre** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- ✓ Dans **Le cinquième chapitre** nous verrons le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT.
- ✓ **Le Sixième chapitre** et dernier chapitre nous avons calculé et dimensionné l'infrastructure pour la détermination du type de fondations.

CHAPITRE I.

***PRESENTATION DE L'OUVRAGE
ET CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX***

CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation de type **(R+5)**, le bâtiment est implanté à la wilaya de Mila, classée par le règlement parasismique Algérienne **RPA99 au zone IIa** (zone de moyenne sismicité).

L'objet de ce projet de calcul est de présenter l'étude structurelle d'un bâtiment (R+5) en béton armé, le bâtiment se compose de rez-de-chaussée et de Cinq étages, avec terrasse inaccessible.

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données ci-dessous :

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

Dimensions en plan	$(22.30 \times 9.85) \text{ m}^2$
Hauteur du RDC	3.10 m
Hauteur d'étage courant	3.10 m
Hauteur totale du bâtiment	18.60 m
Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère	19.30 m

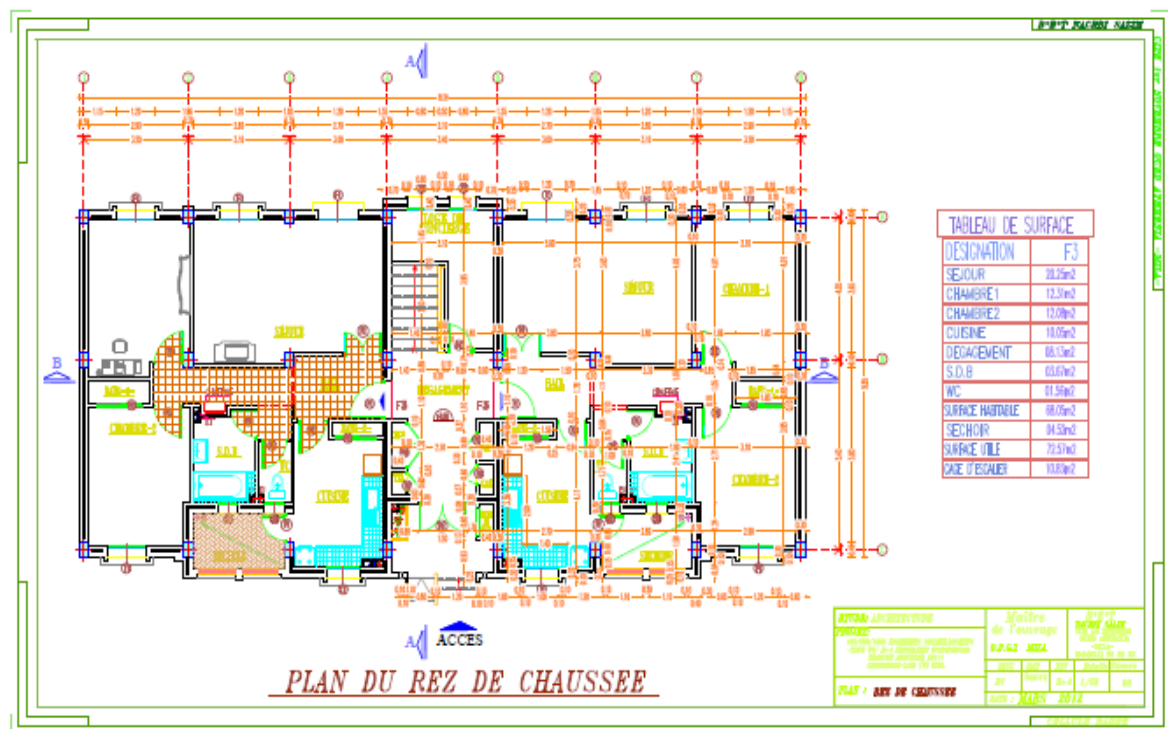


Figure I.1 Plan de RDC.

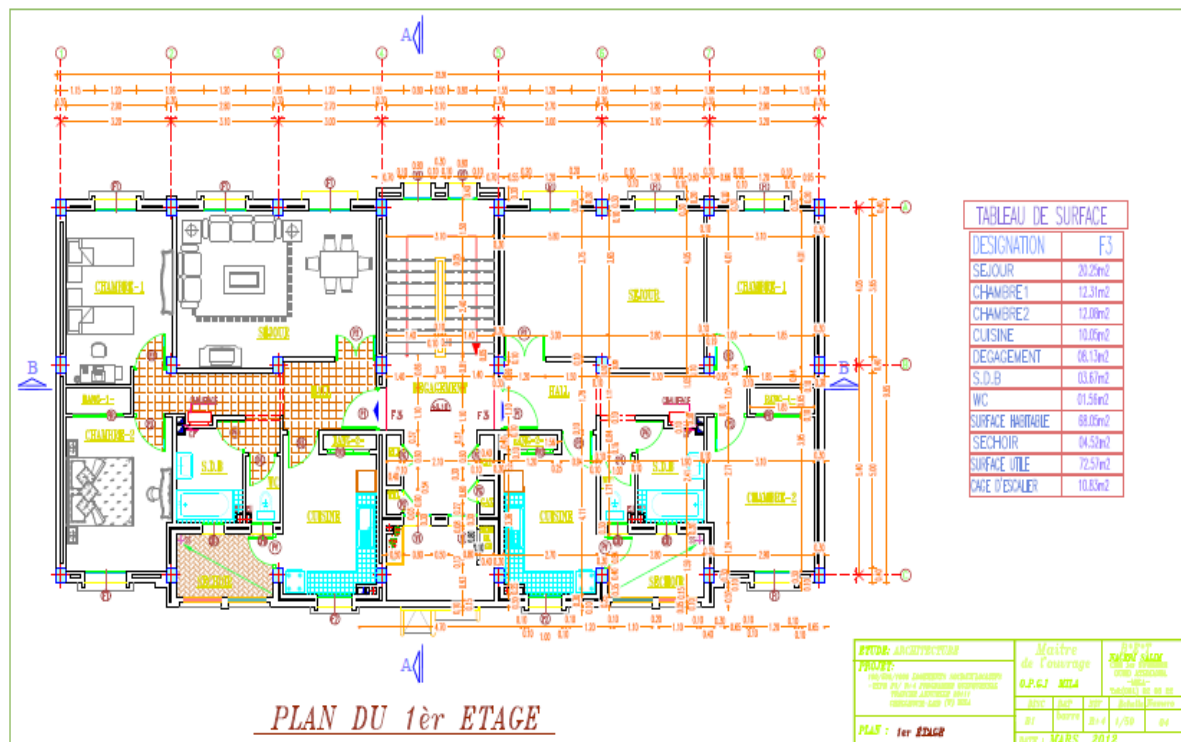


Figure I.2 Plan d'étages courant.

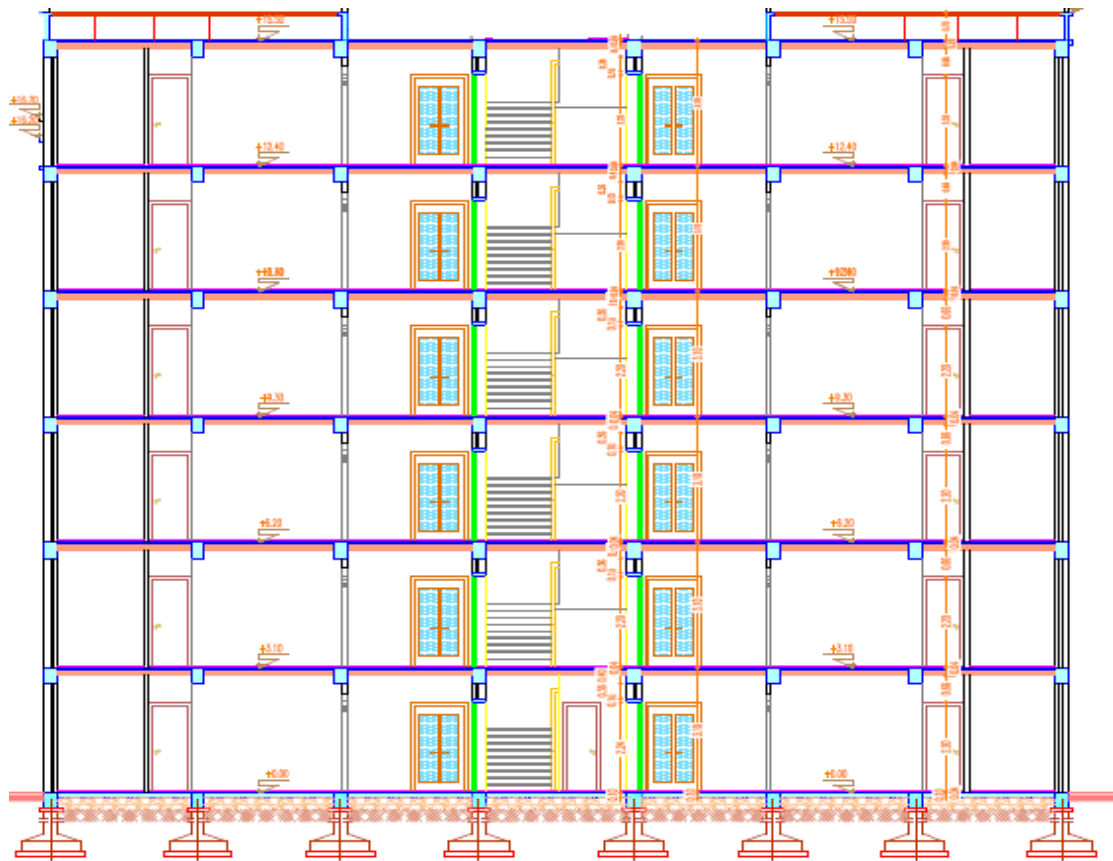


Figure I.5 Coupe B-B.

I.3 Conception structurale

❖ Choix du contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse quatre niveaux (8m), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile.

I.4 Ossature et système constructif adopté

I.4.1 Ossature

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le **RPA 99/version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2 Les planchers

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- ✦ Facilité de réalisation.
- ✦ Les portées de notre projet ne sont pas importantes.
- ✦ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ✦ Raison économique.

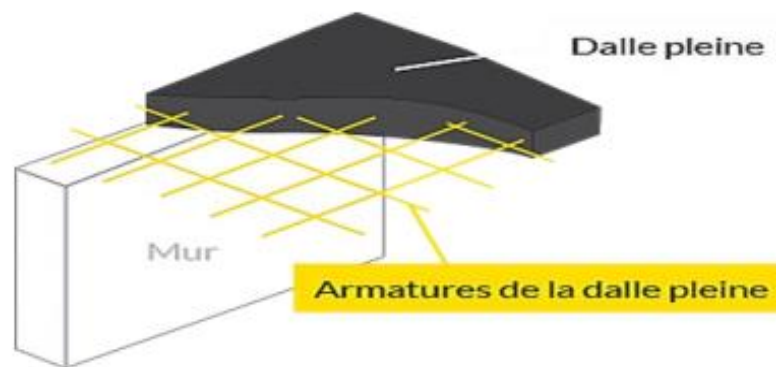


Figure I.6 Plancher dalle pleine.

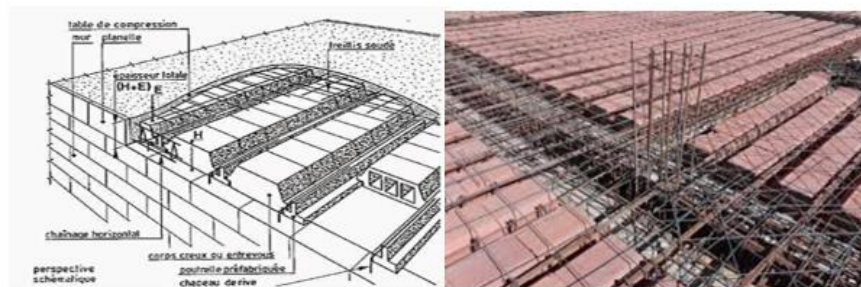


Figure I.7 Dalle à corps creux.

I.4.3 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.

- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable en évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.4 Escaliers

Pour accéder d'un étage à l'autre on a opté pour des escaliers de béton armé coulé sur place, de type droite 2 volées et un palier s'appuyant sur les poutres des étages seulement.

I.4.5 Maçonnerie

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm, 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses.

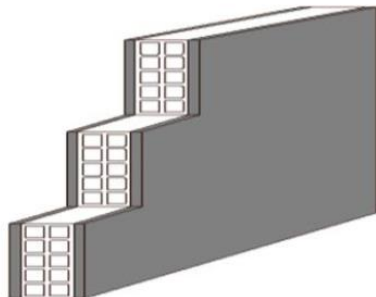


Figure I.8 Mur simple cloison.

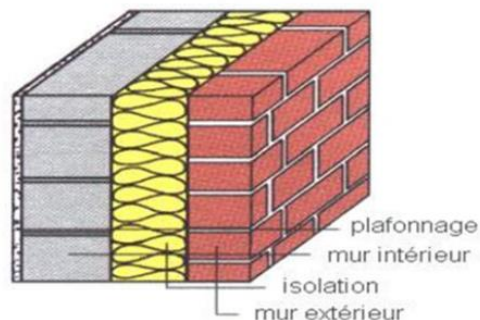


Figure I.9 Mur extérieur et Mur intérieur.

I.4.6 Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs, l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.



Figure I.10 Isolation.

I.4.7 L'acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8 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 horizontale.



Figure I.11 Les voiles.

I.5 Données du site

Le projet susmentionné est un bâtiment situé dans la Wilaya de Mila. Il est classé en **Zone IIa (Selon RPA 99/2003)**.

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).

- Contrainte admissible du sol = 2.0 bars.

I.6 Caractéristique mécanique des matériaux

I.6.1 Le béton

I.6.1.1 Définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.6.1.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de ailer tous les effets.

I.6.1.2 Résistance mécanique

I.6.1.2.1 Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la

formule : $f_{cj} = \frac{j}{a+bj} f_{c28}$

Avec :

Pour : $f_{c28} \leq 40$ MPa $a = 4,76$ $b = 0,83$

$40 < f_{c28} \leq 60$ MPa $a = 1,40$ $b = 0,95$

Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa.

I.6.1.2.2 Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définit par la relation $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa.

I.6.1.3 Méthode de calcul

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

I.6.1.3.1 Définition des états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **Sa ruine totale ou partielle.**

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

- **Etat limite ultime (ELU)**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier
exemple : non rupture par écrasement du béton.

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

- **Etat limite de service (ELS)**

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

I.6.1.4 Déformation et contrainte de calcul

I.6.1.4.1 Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure des amplifications un diagramme rectangulaire.

- **Diagramme parabole rectangle (BAEL91 modifié 99.p80) :**

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de ELU (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

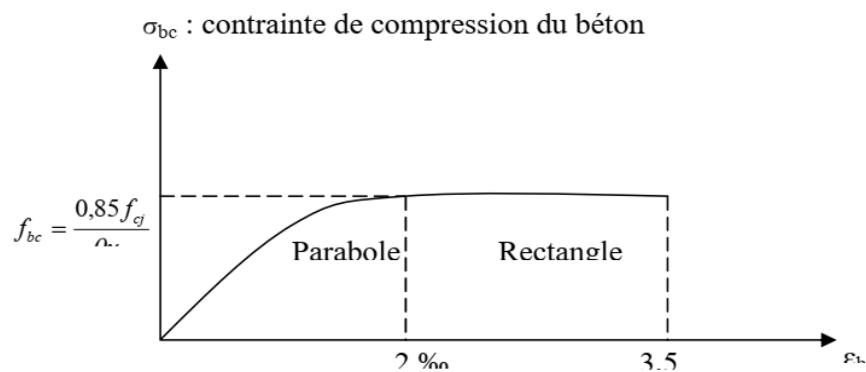


Figure I.12 Diagramme parabole rectangle.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \dots \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4 - 103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \dots \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau).

Tableau I.2 Coefficient d'application.

θ	Durée d'application
1	> 24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	< 1h

ELS : La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa.}$$

• **Diagramme rectangulaire (BAEL91 modifié 99.p81) :**

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

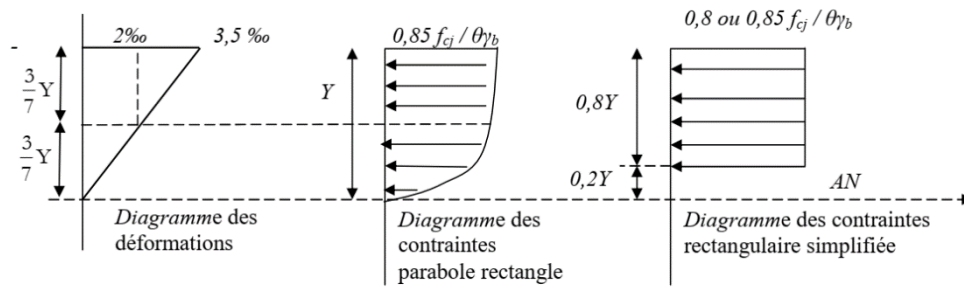


Figure I.13 Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$\frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$: Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I.6.1.5 Contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$ Fissuration peu préjudiciable

$\tau_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à effort tranchant ultime T_u .

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

Avec : b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.6.1.6 Module de déformation longitudinal du béton

I.6.1.6.1 Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \text{ Avec : } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

I.6.1.6.2 Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \text{ Avec : } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.6.1.6.3 Module de déformation transversale

Coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{(\Delta d / d)}{(\Delta L / L)}$$

Avec : $(\Delta d / d)$: Déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: Déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0.2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0.0$ pour ELU (béton fissuré).

I.6.2 Aciers

I.6.2.1 Définition

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500.
- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Selon le RPA99/2003, les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

Tableau I.3 Les types d'aciers.

Type	Nuance	Limité élastique f_e (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	310 – 490	22
	FeE500	500	390 – 490	25
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	550	12
	FeE215	215	480	14
Treillis soudés (TS)	FeE500	500	550	12

- **Dans notre ouvrage** :

On utilisera :

Aciers de haute adhérence FeE400 ... armatures longitudinales et transversales.

Acier FeE235 ... armatures transversales.

Treillis soudés (TS) FeE400 ... Dalles de compression.

I.6.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

- **Etats limites ultimes (ELU)** : Pour le calcul in utilise le diagramme contrainte déformation expérimentale, ce diagramme se compose de deux parties :

- **Droite de Hooke** : ($E_s = 2.105 \text{ MPa}$) indépendante de la nuance.
- **Droite horizontale** : limitée 10‰ (Déformation maximale.)

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \text{pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰}$$

$$\delta_s = E_s \times \varepsilon_s \dots \text{pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_s}{\gamma_s \times E_s} \dots \text{ (BAEL99, art A.2.2.2)}$$

Avec :

$\gamma_s = 1,15 \dots$ Pour une situation courante.

$\gamma_s = 1 \dots$ Pour une situation accidentelle.

ε_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 2 \times 105 \text{ MPA}$.

- **Pour le cas de ce projet :**

$\delta_s = 348 \text{ MPa} \dots$ Pour une situation courante.

$\delta_s = 400 \text{ MPa} \dots$ Pour une situation accidentelle.

- **Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimental :**

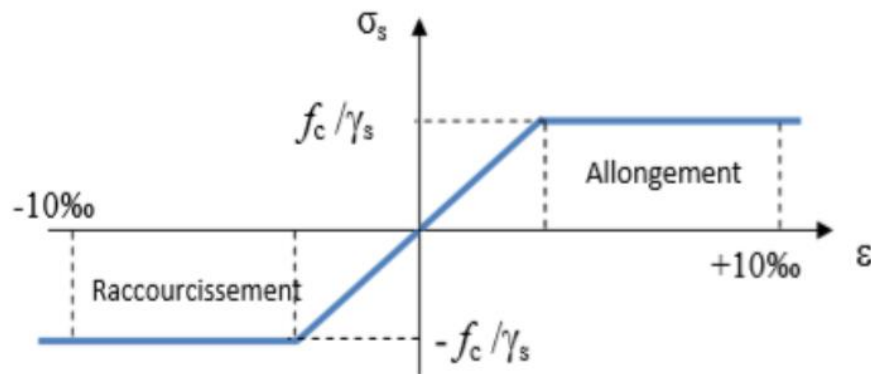


Figure I.14 Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimental.

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

- **Diagramme contrainte déformation réel :**

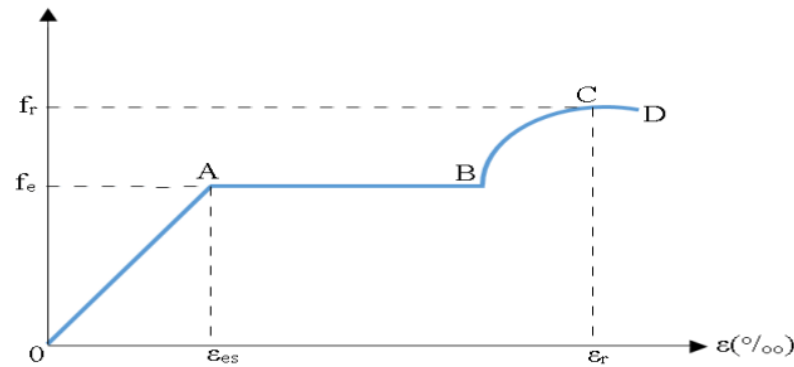


Figure I.15 Diagramme contraintes déformations de l'acier réel.

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent quatre parties :

- ✓ **Zone OA** : Domaine élastique linéaire.
- ✓ **Zone AB** : Domaine plastique.
- ✓ **Zone BC** : Domaine de raffermissement.
- ✓ **Zone CD** : Domaine de striction.
- **L'état limite de service (ELS)** : Afin de réduire les risques d'ouvertures des Fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :
 - **Fissuration peu préjudiciable (BAEL91, Art A.4.5.32)** : (pas de limitation dans les contraintes).

$$\overline{\delta_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa.}$$

- **Fissuration préjudiciable (BAEL91, Art A.4.5.33)** : cas des éléments exposés aux agressions non sévères (Chimiques, atmosphériques,...etc).

$$\overline{\delta_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ MPa.}$$

Avec :

n : Coefficient de fissuration :

- $n = 1,6$ pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.
- $n = 1,3$ pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre $\leq 6\text{mm}$.
- $n = 1$ pour les aciers ronds lisses.

Pour : $\{n = 1.6 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201.6\text{MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}\}$.

- **Fissuration très préjudiciable (BAEL91, Art A.4.5.34) :** cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\delta}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{MPa.}$$

Pour : $\{n = 1.6 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\delta}_{st} = 165\text{MPa}; f_e = 400 \text{ MPa} \}$.

- **Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit contrôler à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer ou aux brouillards salins pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, ainsi que canalisations).
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

❖ **Poids volumique :**

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

I.7 Etats limites

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance ELUR.
- Etats limite de service.

I.7.1 ELUR

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériens RPA 99 version 2003. On doit par ailleurs vérifier qu'ELUR n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.7.1.1 Hypothèse de calcul

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.

$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple.

- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

I.7.1.2 Règle des trois pivots(B.A.E.L91modifié99.p83)

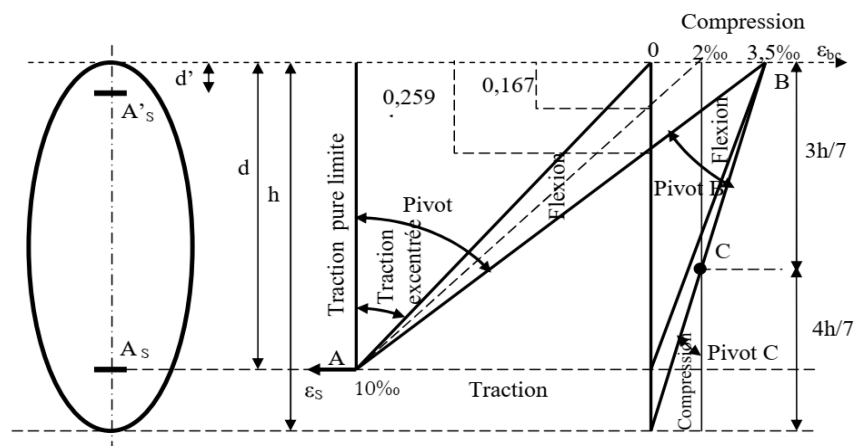


Figure I.16 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

- **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.
- L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.
- **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10‰$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0.

Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

- **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$.
- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha AB = 3,5/(10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.
- Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) \Rightarrow \alpha = 0,167$.
- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.
- La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.
- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.
- **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2‰$.

- La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2 ‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$ Sur la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} \leq 2 ‰$ Sur la fibre la plus moins comprimée.

❖ En résumé :

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composée.

I.7.2 ELS

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- Hypothèse de calcul

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

- Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalence »}$$

I.7.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35 G + 1,5 Q$.

- **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{array}{lll} G + Q + E & & G : \text{charge permanente} \\ G + Q \pm 1,2 E & \text{Avec} & Q : \text{charge d'exploitation} \\ 0,8G + E & & E : \text{effort de séisme} \end{array}$$

I.8 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**).
- 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.9 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**.

CHAPITRE II.

PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

CHAPITRE II. Pré dimensionnement et descente de charge

II.1 Pré-dimensionnement des éléments

II.1.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections et épaisseurs des éléments de notre structure : (poutres, poteaux, voile, escalier, planchers, balcon) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Le pré dimensionnement des éléments porteurs est une étape très importante dans un projet de génie civil. Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement sera fait selon des formules empiriques utilisées par les règlements, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA 99 VERSION 2003** » et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.1.2 Pré-dimensionnement du plancher à corps creux

Ce type de plancher est adopté pour tous les étages car ils Présentent les avantages suivants :

- Facilité de réalisation.
- Légèreté des planchers et par conséquence les forces sismiques.
- Bonne isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le cout de coffrage.

Il est constitué de :

- ✓ **Corps creux** : dont le rôle est le coffrage, isolation phonique et sonore, aucune fonction de résistance.
- ✓ **Poutrelles** : ce sont les éléments résistants du plancher. Elles servent à repartir les charges sur les poutres principales.
- ✓ **Dalle de compression** : c'est une dalle en béton armé. Sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

Elle sert à repartir uniformément les charges et les surcharges sur les

poutrelles.

- ✓ **Treillis soudé** : il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction.

En vérifiant la condition suivante d'après le CBA 93 (**Art B.6.8.4.2.4**) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

$L_{\max}$: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = \min (310, 500) \rightarrow L = 310 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{310}{22.5} = 13,78 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{table de compression} \\ h_t - h_0 = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{corps creux.} \end{cases}$$

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

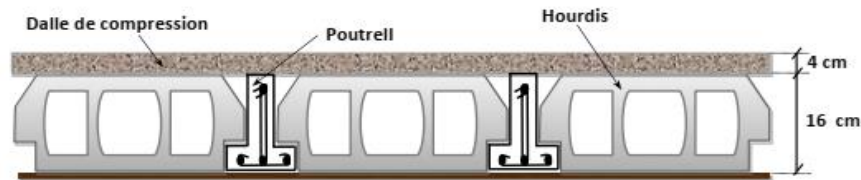


Figure II.1 Plancher à corps creux.

❖ Les poutrelles :

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

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{310}{10} = 31 \text{ cm} \end{cases}$$

L_0 : La distance entre nus de deux nervures.

L : la largeur de la nervure.

Donc : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

- La largeur de la table de compression est définie par :

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

$$0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20$$

$$8 \leq b_0 \leq 16$$

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

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

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

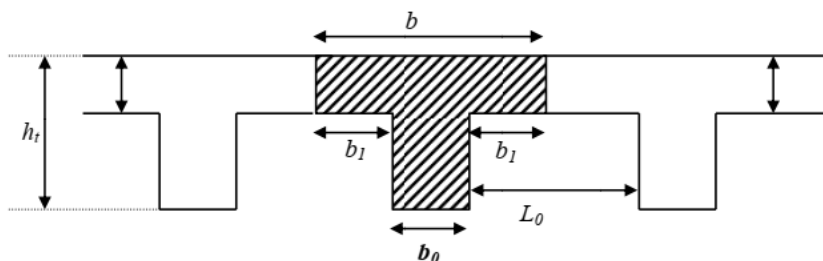


Figure II.2 Dimensions d'une poutrelle.

II.1.3 Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions (largeur et longueur). Elle peut reposer avec ou sans continuité sur **deux** ou **plusieurs appuis** constitués par des poutres, murs ou voiles. Dans notre structure, nous avons opté pour des dalles pleines pour la réalisation des balcons en porte à faux.

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poutres, murs ou voiles. Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

➤ **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 $0.4 \leq \rho \leq 1$: $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

➤ **Résistance au feu :**

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

➤ **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation

acoustique.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 2 appuis, On prend les dimensions du panneau le plus sollicité : $L_x = 0.80 \text{ m}$; $L_y = 2.80 \text{ m}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.80}{2.80} = 0.29 \leq 0.4$$

Donc la dalle pleine travail selon un seul sens ($// L_x$)

$$\frac{80}{35} < e < \frac{80}{30}$$
$$2.29 < e < 2.67$$

On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu

On adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$.

II.1.4 Pré dimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

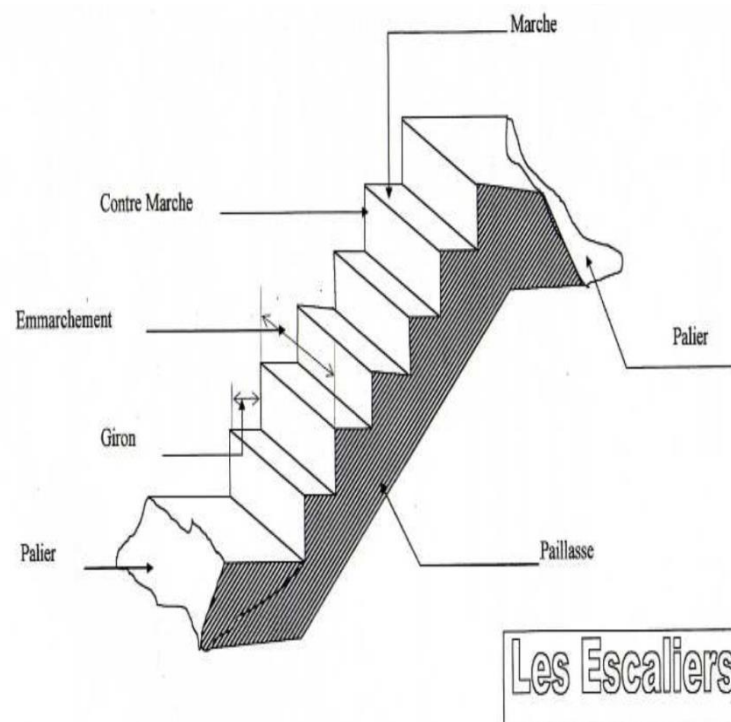


Figure II.3 Schéma de l'escalier.

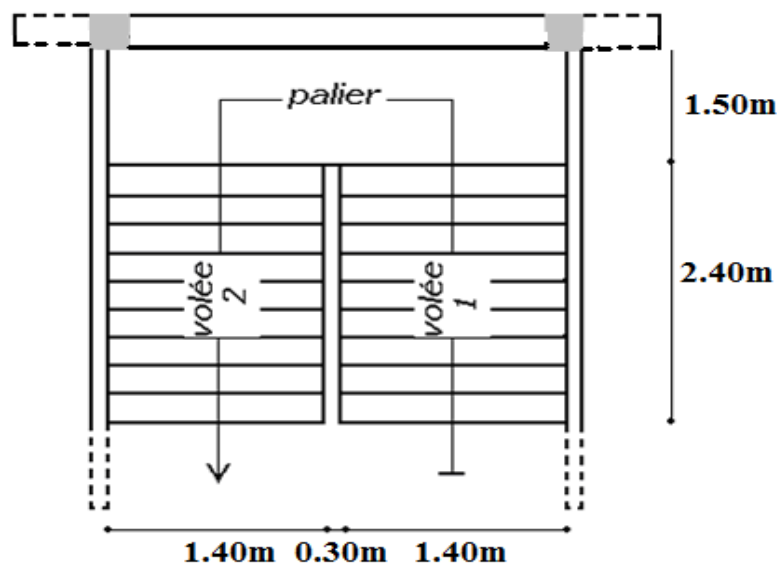


Figure II.4 Vue en plan de l'escalier.

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

On a :

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

$$g = \frac{L}{n - 1}$$

Avec :

$$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour une bonne réalisation on prend : $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$$

On a :

$$m = 2h + g = 2(17) + 30 = 64$$

$$59 \text{ cm} \leq m = 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- La hauteur de volée est égale à :

$$H_V = \frac{H}{2} = \frac{3,10}{2} = 1,55 \text{ m}$$

- Nombre des contres marches :

$$n = \frac{H_v}{h} = \frac{155}{17} = 9 \rightarrow n = 9 \text{ contres marches.}$$

- Nombre des marches :

$$N_m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \rightarrow N_m = 8 \text{ marches.}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f}$$

$$L_f = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 2,4 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,55}{2,4} = 0,646$$

$$\alpha = 32,856^\circ$$

- La longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) est :

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{1,55}{0,543} = 2,855$$

- L'épaisseur de la paillasse est :

$$L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 2,855 + 1,50 = 4,355 \text{ m}$$

Selon la condition suivante :

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

$$\text{Donc : } 0,15 \text{ m} \leq e \leq 0,22 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } e = 15 \text{ cm.}$$

On adopte la même épaisseur de palier et paillasse.

II.1.5 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 :

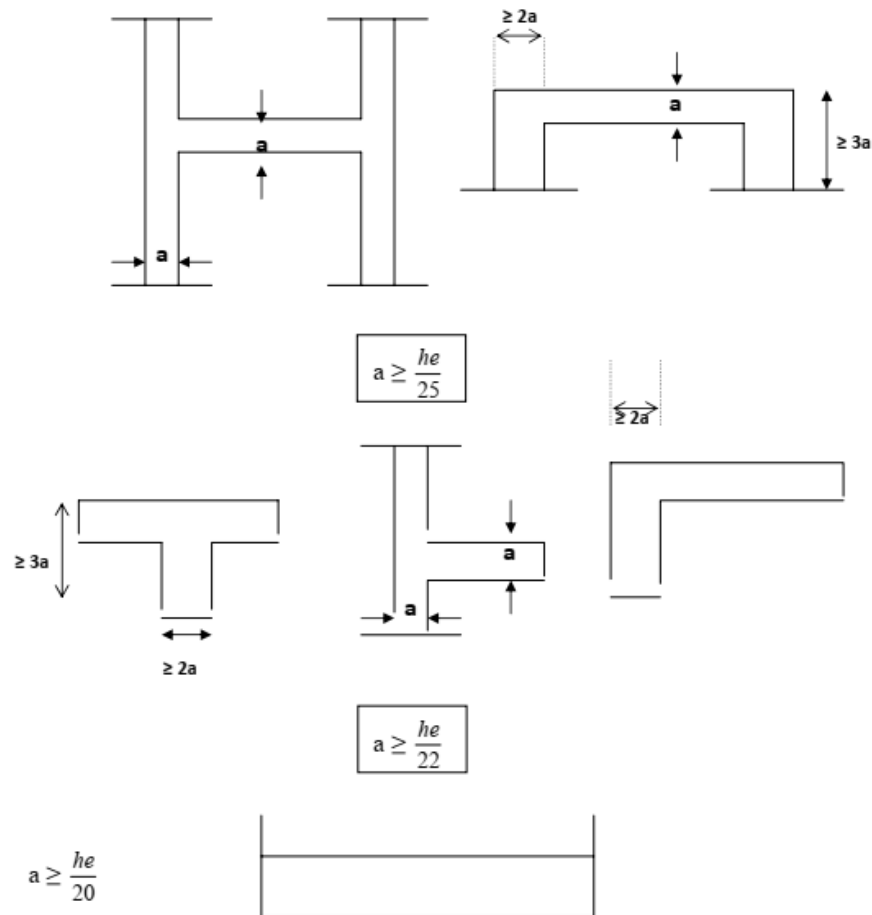


Figure II.5 Coupe de voile en plan.

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 voiles ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$).

h_e : Hauteur libre d'étage.

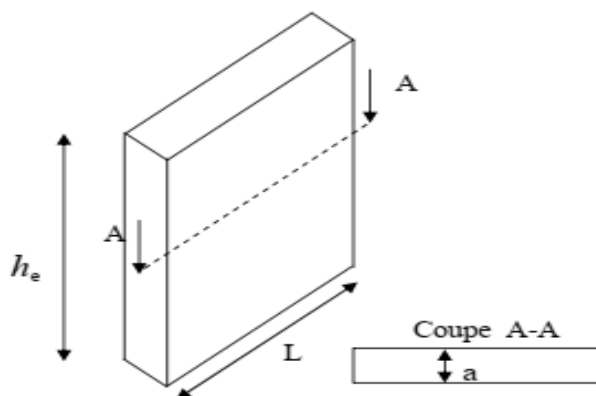


Figure II.6 Dimensionnements d'un voile.

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

A partir de la hauteur d'étage $H = 3.10$ m, et la rigidité aux extrémités on a :

La hauteur libre d'étage $h_e = H - h_{\text{poutre}} = 3.10 - 0.40 = 2.70$ m

$$\begin{cases} a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{270}{25} = 10.8 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{270}{22} = 12.27 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{270}{20} = 13.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq \max(15 ; 10.8 ; 12.27 ; 13.5) \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte : **a = 20 cm.**

• 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.1.6 Pré dimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types de poutres :

- Les poutres principales :

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement et descente de charge

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

➤ Les poutres secondaires (Chaînages) :

- Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de **BAEL 91** on a :

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

Avec :

- ✓ L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- ✓ h : hauteur de la poutre.

D'après le **RPA 99** version **2003** :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

- ✓ h : la hauteur de la poutre.
- ✓ b : la largeur de la poutre.
- ✓ L : la portée de la poutre.

II.1.6.1 Poutres principales

D'après les règles de **BAEL 91** : avec $L_{\max} = 540 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm} \text{ Donc on adopte : } h = 40 \text{ cm.}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \text{ Donc on adopte : } b = 30 \text{ cm.}$$

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

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} & h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \rightarrow & \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \rightarrow & \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 & \rightarrow & \text{CV} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

II.1.6.2 Poutres secondaires

D'après les règles de **BAEL 91** : avec $L_{\max} = 340 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 22.66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm} \text{ Donc on adopte : } h = 35 \text{ cm.}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \text{ Donc on adopte : } b = 30 \text{ cm.}$$

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

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} & h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \rightarrow & \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \rightarrow & \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 & \rightarrow & \text{CV} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

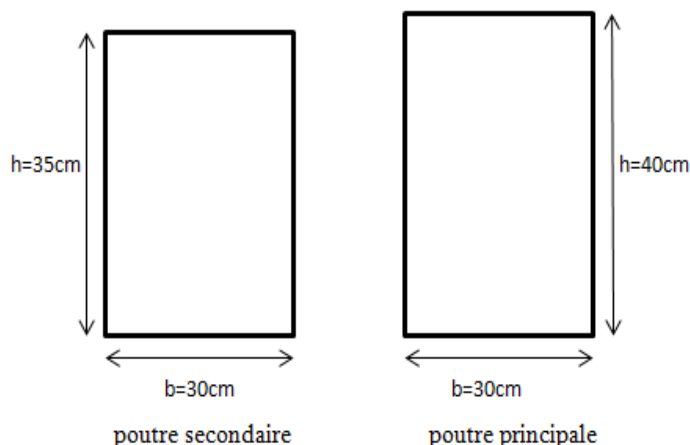


Figure II.7 Dimension des poutres principales et secondaires.

II.1.6.3 Poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiée en considérant le **RAP 99 version 2003**.

D'après les règles de **BAEL 91** : avec $L_{\max} = 340 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 22.66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm} \text{ Donc on adopte : } h = 35 \text{ cm.}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \text{ Donc on adopte : } b = 30 \text{ cm.}$$

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

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} & h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \rightarrow & \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \rightarrow & \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 & \rightarrow & \text{CV} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

II.1.7 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

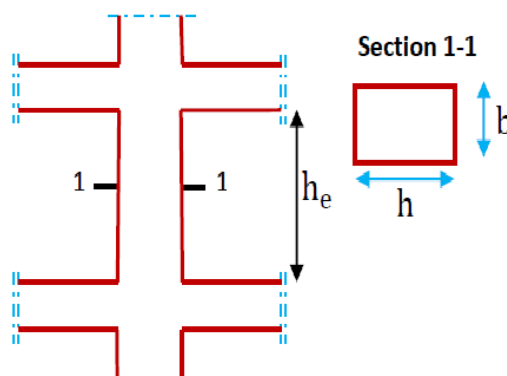


Figure II.8 Hauteur libre d'étage.

D'après **RPA99 version 2003 (Article 7.4.1)** :

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Avec (b; h) : section de poteau.

h_e : Hauteur d'étage ($h_e = 3.10 - 0.40 = 2.70 \text{ m}$).

On prend (b; h) = (30, 40) cm²

$$\begin{cases} \text{Min (30, 40)} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} & \dots \text{ CV} \\ \text{Min (30, 40)} \geq \frac{270}{20} \rightarrow 30 \text{ cm} > 13.5 \text{ cm} & \dots \text{ CV} \\ \frac{1}{4} = 0,25 < \frac{30}{40} = 0,75 < 4 & \dots \text{ CV} \end{cases}$$

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

II.2 Détermination des charges et surcharges (DTRB.C.2-2)

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II.2.1 Charges permanentes

II.2.2 Plancher (terrasse)

On a la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

D'où le tableau suivant :

Tableau II.1 Descente des charges (terrasse inaccessible).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuille de polystyrène	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle en corps creux	16+4	14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 5.46

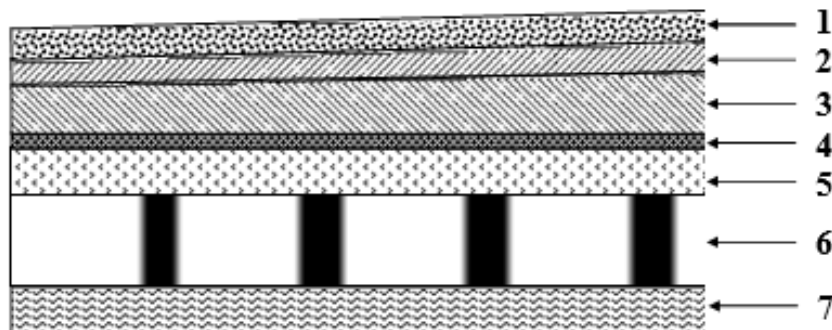


Figure II.9 Eléments constituant le «plancher-terrasse».

II.2.3 Plancher (étage – courant)

Tableau II.2 Descente des charges (Plancher étage courant, RDC).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9
				G = 5.10

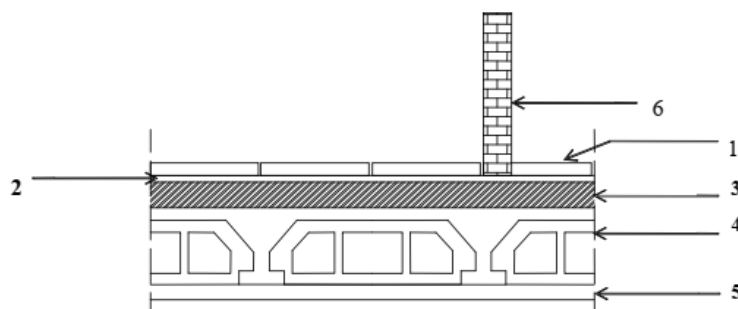


Figure II.10 Eléments constituant le plancher «étage-courant».

II.2.4 Dalle pleine

Tableau II.3 Charge permanents des dalles pleines.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
				G = 5.39

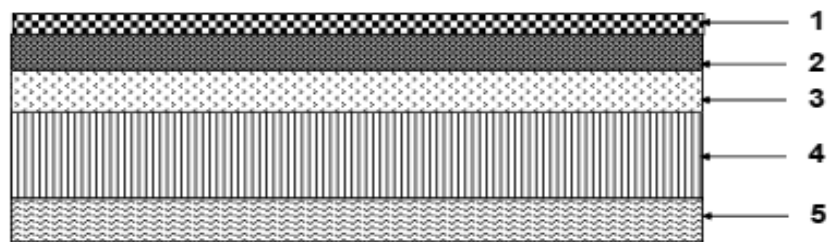


Figure II.11 Eléments constituant la dalle pleine.

II.2.5 Maçonnerie

✓ Murs extérieurs

Tableau II.4 Charge permanents des murs extérieurs.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2.44

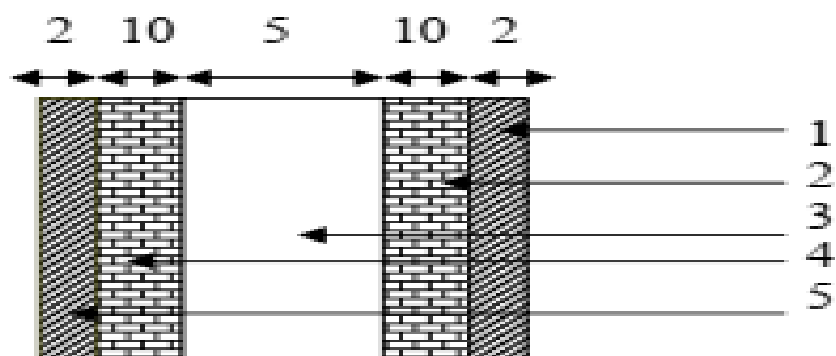


Figure II.12 Coupe verticale d'un mur extérieur.

II.2.6 Murs intérieurs

Tableau II.5 Charge permanents des murs intérieurs.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Charges (KN/m²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G = 1.3

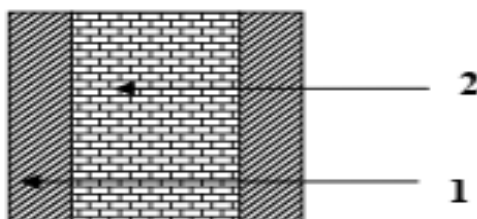


Figure II.13 Coupe verticale d'un mur intérieur.

II.2.7 L'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute. Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m est :

$$G_{ac} = S \times \rho$$

G_{ac} : Poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.

ρ : Poids volumique du béton ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$).

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

$$S = (0,7 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) - \frac{0,05 \times 0,1}{2} \rightarrow S = 0.0775 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = 0.0775 \times 25 \rightarrow G_{ac} = 1.94 \text{ KN/m}$$

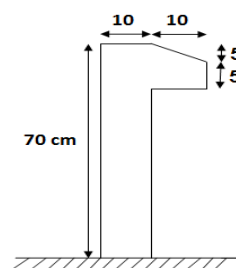


Figure II.14 Schéma de l'acrotère.

II.2.8 Escaliers

❖ Palier

Tableau II.6 Charge permanents de palier.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
				G = 5.31

❖ Paillasse

Tableau II.7 Charge permanents de Paillasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage horizontale	2	22	0.44
2	Carrelage verticale	2	22	0.44
3	mortier horizontale	2	20	0.4
4	mortier verticale	2	20	0.4
5	Lit de sable	2	18	0.36
6	Paillasse	15/cos32.856	25	4.46
7	Marche	17/2	22	1.87
8	Enduit de ciment	2	18	0.36
9	Garde-corps	/	/	0.6
				G = 9.33

II.2.9 Voile

Tableau II.8 Charge permanents des voiles.

N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Béton armé	0,25	25	6,25
2	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
3	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
				G = 6.89

II.2.10 Surcharges d'exploitations

Tableau II.9 Charges d'exploitations.

Éléments	Surcharges d'exploitations (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant (habitation)	1,5
Dalle pleine	3,5
Acrotère	1
Les escaliers	2,5

II.3 Descente de charges

II.3.1 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

Poteau le plus sollicitée :

La surface afférente :

$$S = (2.5 * 1.35) + (2.5 * 1.55) + (1.825 * 1.35) + (1.825 * 1.55).$$

$$S = 2.5 * (1.35 + 1.55) + 1.825 * (1.35 + 1.55).$$

$$S = 12.54 \text{ m}^2$$

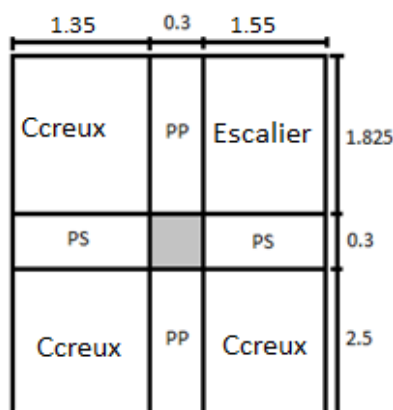


Figure II .15 Surface afférente du poteau.

Les charges et surcharges :

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 12.54 \times 5.46 = 68.47 \text{ KN} \\ Q = 12.54 \times 1 = 12.54 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 12.54 \times 5.10 = 63.95 \text{ KN} \\ Q = 12.54 \times 1.5 = 18.81 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{PP} = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 4.325 \times 25 = 12.975 \text{ KN} \\ G_{PS} = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 2.9 \times 25 = 7.613 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poteaux :

$$G_{Pot} = b \times h \times h_e \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 3.10 \times 25 = 9.3 \text{ KN}$$

Escalier :

$$S = 1.4 \times 1.825 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Paillasse : } \begin{cases} G = 23.88 \text{ KN} \\ Q = 6.4 \text{ KN} \end{cases}$$

II.3.2 Loi de dégression des charges

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement et descente de charge

tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers (DTR BC 2-2/6-1) soit :

Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment : Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivants :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le premier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + [(3+n)/2n] (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Tableau II .10 dégression des charges.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5 ^{ème}	Q_0	1
4 ^{ème}	$Q_0 + Q_1$	2.5
3 ^{ème}	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
2 ^{ème}	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
1 ^{ème}	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
RDC	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7

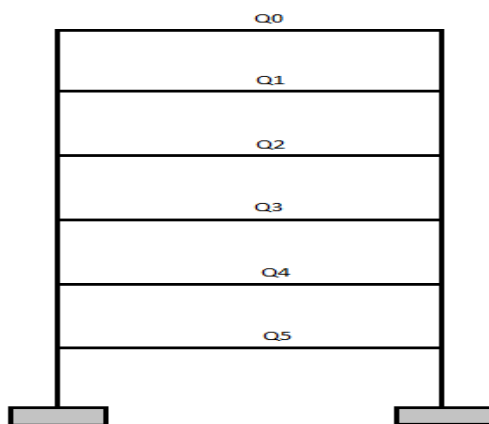


Figure II .16 Schéma statique de la descente de charge.

II.3.3 Descente de charges

Tableau II.11 Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse	68.47	12.54
	Gpp (30 x 40) cm ²	12.975	
	Gps (30 x 35) cm ²	7.613	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.3	
	Total	98.358	12.54
N ₂	Venant N ₁	98.358	12.54
	Plancher étage	63.95	18.81
	Gpp (30 x 40) cm ²	12.975	
	Gps (30 x 35) cm ²	7.613	
	Escalier	23.88	6.4
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.3	
	Total	216.076	37.75
N ₃	Venant N ₂	216.076	37.75
	Plancher étage	63.95	18.81
	Gpp (30 x 40) cm ²	12.975	
	Gps (30 x 35) cm ²	7.613	
	Escalier	23.88	6.4
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.3	
	Total	333.794	61.70
N ₄	Venant N ₃	333.794	61.70
	Plancher étage	63.95	18.81
	Gpp (30 x 40) cm ²	12.975	
	Gps (30 x 35) cm ²	7.613	
	Escalier	23.88	6.4
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.3	
	Total	451.512	84.39
N ₅	Venant N ₄	451.512	84.39
	Plancher étage	63.95	18.81
	Gpp (30 x 40) cm ²	12.975	

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement et descente de charge

	Gps (30 x 35) cm ²	7.613	6.4
	Escalier	23.88	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.3	
	Total	569.23	105.82
N ₆	Venant N ₅	569.23	105.82
	Plancher étage	63.95	18.81
	Gpp (30 x 40) cm ²	12.975	6.4
	Gps (30 x 35) cm ²	7.613	
	Escalier	23.88	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.3	
	Total	686.948	125.99

Donc : $G_{\text{total}} = 686.948 \text{ KN}$

$Q_{\text{total}} = 125.99 \text{ KN}$

II.3.4 Vérification de la section des poteaux

II.3.4.1 L'effort normal ultime

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 686.948 + 1.5 \times 125.99 = 1116.36 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **15%** tel que : $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc : $N_u = 1.15 \times 1116.36 = 1283.81 \text{ KN}$.

II.3.4.2 Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$B_c \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B_c \geq \frac{1283.81 \times 10^{-3}}{15} = 0.09 \text{ m}^2$$

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

$B = 0.12 \text{ m}^2 > B_c = 0.09 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

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

II.3.4.3 Vérification au flambement

On doit faire la vérification suivante :

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

Avec :

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

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

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

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

$$B_r = (0.3 - 0.02) \times (0.4 - 0.02) = 0.1064 \text{ m}^2$$

γ_b : coefficient de sécurité de béton : $\gamma_b = 1.5$.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers : $\gamma_s = 1.15$.

α : coefficient en fonction de l'élancement λ .

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

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

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 .12 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	3.10	2.17	0.0016	0.115	18.87	0.803	0.1064

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_{r_{calcul}} \geq \frac{1283.81 \times 10^{-3}}{0.803 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)}$$

Donc :

$$B_{r_{calcul}} = 0.07 \text{ m}^2 \leq B_r = 0.1064 \text{ m}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

A : La section d'acier comprimé.

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

Selon BAEL :

$$A_{BAEL} = \max (4\text{cm}^2/\text{m de périmètre}; 0.2\%B)$$

$$A_{BAEL} = \max (4 \times (0.3 + 0.4) \times 2; 0.2 \times \frac{30 \times 40}{100})$$

$$A_{BAEL} = \max (5.6 ; 2.4)$$

$$A_{BAEL} = 5.6 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 :

$$A_{RPA} = 0.8\%B \dots \dots \dots (\text{Zone IIa})$$

$$A_{RPA} = 0.8 \times \frac{30 \times 40}{100} = 9.6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max (5.6 \text{ cm}^2 ; 9.6 \text{ cm}^2)$$

$$A = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$\overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow \overline{N_u} = 0.803 \left[\frac{106400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{960 \times 400}{1.15} \right]$$

$$\overline{N_u} = 1850.34 \text{ KN}$$

$$N_u = 1283.81 \text{ KN} \leq \overline{N_u} = 1850.34 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

II.4 Conclusion

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance. Les conditions étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

CHAPITRE III.

***FERRAILLAGE DES ELEMENTS
SECONDAIRES***

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments secondaires

III.1 Introduction

On peut distinguer deux types d'éléments dans un bâtiment ou une structure quelconque :

Les éléments porteurs principaux qui ont pour rôle de reprendre les différentes charges de la structure et contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous étudierons les éléments secondaires qui suivent : les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon.

Le calcul se fait généralement sans tenir compte en premier plan de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie du structure. Ils seront calculés sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 99 version 2003**.

III.2 Acrotère

III.2.1 Définition

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher chargé par son poids et la surcharge due à la main courante. Elle sera donc calculée comme une console encastrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifiée à la condition du **RPA99V2003**.

III.2.2 Le rôle de l'acrotère

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

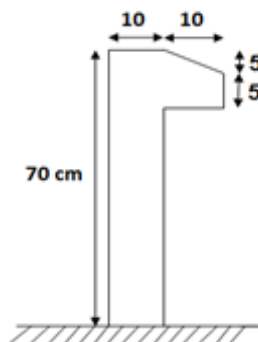


Figure III.1 Acrotère.

III.2.3 Calcul de l'acrotère

III.2.3.1 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.2.3.2 Evaluation des charges

a) La charge permanente

Poids propre : $G_1 = 1.94 \text{ KN}$

Poids de enduite : $G_2 = 0.02 \times 18 \times 0.6 \times 1.00 = 0.216 \text{ KN}$

Poids total: $G = G_1 + G_2 = 1.94 + 0.216 = 2.16 \text{ KN}$

b) La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN}$

III.2.3.3 Charge horizontale (charge sismique)

D'après le RPA99 version 2003 (**Article 6.2.3**) .Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4. A. C_p. W_p$$

Avec :

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids de l'élément.

A = coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2).

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le groupe d'usage 2 et zoneone IIa (Mila)} \rightarrow A = 0.15 \\ \text{élément en console} \rightarrow C_p = 0.8 \\ \text{poids de l'acrotère} \rightarrow W_p = 1.94 \text{ KN.ml} \end{array} \right.$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.94 = 0.93 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.93 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.93 \leq 1.5Q = 1.5 \dots \text{vérifie.}$$

Alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations Q, W_p .

III.2.3.4 Sollicitations

ELU :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.16 = 2.92 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 Qh = 1.5 \times 1 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_s = G = W = 2.16 \text{ KN}$$

$$M_s = Q h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

- **Diagramme des efforts :**

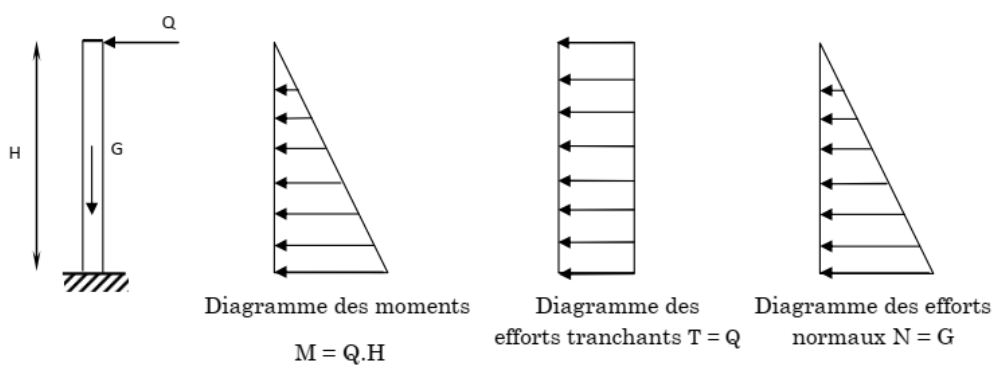


Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère.

III.2.3.5 Ferrailage de l'Acrotère

On considère une section $(b \times h)$ cm² soumis à la flexion composé.

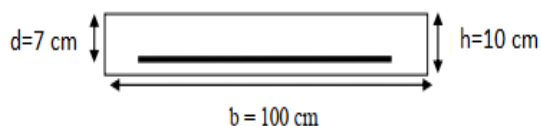


Figure III.3 Section de Calcul d acrotère.

h : Epaisseur de la section : ($h = 10$ cm).

b : largeur de la section : ($b = 100$ cm).

c : enrobage : ($c = 3$ cm).

d : hauteur utile : $d = h - c = 10 - 3 = 7$ cm.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendue.

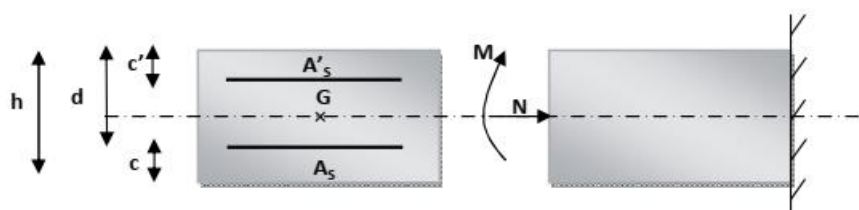


Figure III.4 Schéma statique de calcul.

❖ Calcul d'Excentricité

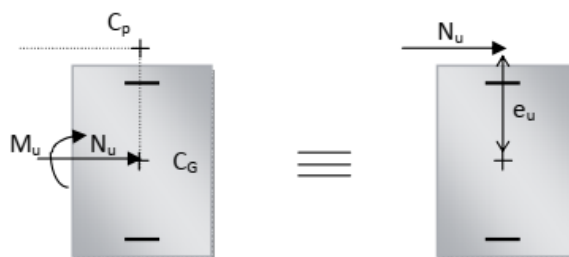


Figure III.5 Schéma statique de calcul.

$$e_{ou} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.92} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2.16} = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

a. Calcul des Armatures à L'ELU

$$e_{ou} = 0.36 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$e_{ou} > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

❖ Calcul en Flexion Simple

Tableau III.1 Récapitulatif des résultats.

$f_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$f_{t28}(\text{MPa})$	$d \text{ (cm)}$	$c \text{ (cm)}$
25	14.17	348	400	2.1	7	3

❖ Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{6} \right)$$

$$M_f = 1.05 + 2.92 \left(0.07 - \frac{0.1}{6} \right) = 1.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} \text{ Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ et } \theta = 1 \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{1.21 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.17} = 0.017$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \text{ (Pour feE400)} \rightarrow A' = 0 \text{ La section est simplement armée.}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.0214$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) \rightarrow Z = 70 (1 - 0.4 \times 0.0214) = 69.40 \text{ mm}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1.21 \times 10^6}{69.40 \times 348} = 50.10 \text{ mm}^2 \rightarrow A_f = 0.50 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendues est alors (A_s) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 50.10 - \frac{2.92 \times 10^3}{348} = 41.71 \text{ mm}^2 \rightarrow A_u = 0.42 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification a L'ELU

- Condition de Non Fragilité [BAEL91 Article A.4.2.1]

$$A_{\min} \geq 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 70 \times \frac{2.1}{400} = 84.53 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u = 0.42 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximale :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8 = 1.51 cm²

➤ Espacement maximale :

$$S_t = \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91 Article 5.1.1]**

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

→ $\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$ (Fissuration préjudiciable)

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$... Condition vérifiée.

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Calcul à l'ELS

$$e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2.16} = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

$$e_{os} = 0.32 > \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$e_{os} > \frac{h}{6}$ 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.

$$M_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ser} = 0.7 + 2.16 \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.74 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment limite de service M_1

$$M_1 = \mu_r b d^2 \overline{\sigma}_{bc}$$

La contrainte du béton à L'ELS est : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$\alpha_r = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

La contrainte de l'acier à L'ELS (La fissuration est préjudiciable).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad (\text{CBA 93 article A.4.5.3.3}).$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$\mu_r = 0.265 \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) = 0.22$$

$$M_1 = 0.22 \times 1000 \times (70)^2 \times 15 = 1.62 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_1 = 16.20 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.7 \text{ KN.m} < M_1 = 16.20 \text{ KN.m}$$

→ ($A' = 0$) : La section sans acier comprimé.

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 70 \times \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) = 32.9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z_r \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.7 \times 10^6}{32.9 \times 201.63} = 105.52 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{st}} = 105.52 - \frac{2.16 \times 10^3}{201.63} = 94.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{ser} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{ser}; A_{min} = 1.05 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.05 \text{ cm}^2$$

On adopter : $A_s = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$

III.2.3.6 Schéma de ferrailage

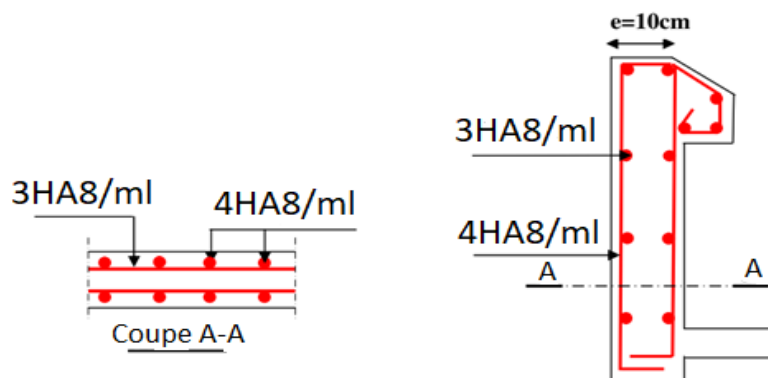


Figure III.6 Ferrailage d'Acrotère.

III.3 Étude des dalles pleines

III.3.1 Introduction

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

III.3.2 Calcul de la dalle pleine

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$\rho \leq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

- **Caractéristiques de la dalle**

$$G = 5.39 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Evaluation des charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

$$q_u = 1,35 G + 1.5 Q \times 1\text{ml} \Rightarrow q_u = 12.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q \times 1\text{ml} \Rightarrow q_s = 8.89 \text{ KN/ml}$$

✓ Type 1 : Dalle sur deux appuis (séchoir)

$$L_x = 0.80 \text{ m}$$

$$L_y = 3.10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.80}{3.10} = 0.25$$

$\rho < 0.4$ Donc La dalle travaille dans un seul sens (comme une console).

Remarque : Le calcul de la dalle est assimilé à celui d'une console, soumise à la flexion simple. Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions L_x et L_y .

❖ Calcul des moments

Le calcul des moments dans les panneaux de dalles en console se fait comme suit
(Calcul de RDM)

$$M_0^x = \frac{q l_x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_0^x = 8 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0^x = 2.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = q_u l = 12.53 \times 0.8 = 10.024 \text{ KN}$$

III.3.3 Calcul du ferrailage

Le panneau soumis à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

Tableau III.2 Récapitulatif des résultats.

Désignation	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	$A^{cal}(\text{cm}^2)$
Travée	8	0.033	0.04	12.79	1.80

❖ Condition de non fragilité (BAEL A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal})$$

$$\text{Donc } A^{cal} = 1.80 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement

Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{CV} \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \dots \dots \text{CV} \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

❖ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA8} = 2 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

❖ Vérification de l'effort tranchant (BAEL A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{10.024 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.077 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\overline{\tau_u} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.077 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Evaluation des sollicitations à l'ELS

La dalle se trouve à l'extérieur, alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st} :

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8.89 \text{ KN/ml}$$

❖ État limite d'ouverture de fissure

La dalle se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A's - nAst(d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA's(d - y)^2 + nAst(d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie ; n = 15

Tableau III.3 Récapitulatif des résultats.

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
2.84	2	2.51	3828.3	1.86	CV

❖ **Vérification des contraintes dans les aciers à l'ELS**

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) ; \eta = 1.6 ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

On doit recalculer la section des aciers (AS) en ELS :

Tableau III.4 Récapitulatif des résultats.

$M_{ser}(KN.m)$	$Y(cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma}_s(MPa)$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
2.84	2.51	3828.3	116.73	201.63	CV

$$\overline{\alpha} = \frac{n \overline{\sigma}_{bc}}{n \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$y_1 = \overline{\alpha} \times d = 0.527 \times 13 = 6.85 \text{ cm}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3}\right) = 13 \times 0.824 = 10.71 \text{ cm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b \times y_1 \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 55.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 2.84 < M_{rsb} = 55.02 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_{st}} = \frac{2.84}{10.71 \times 201.63} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$A_l^x = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 20 cm.

$$A_t^y = \frac{A_l^x}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

❖ Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{0.8} = 0.19 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.15}{0.8} = 0.19 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.1 \quad \text{CV} \\ \frac{1.3}{100 \times 13} = 0.001 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

h_t : Épaisseur de la dalle ($h_t = 15 \text{ cm}$).

M_t : Moment maximale en travée à l'ELS ($M_t = 2.84 \text{ KN.m}$).

A_t : Section d'armature en travée ($A_t = 1.3 \text{ cm}^2$).

L : longueur de la travée considérée (selon sens x-x) ($L_x = 0.80 \text{ m}$).

M_0 : Moment isostatique à l'ELS (M_0 (selon sens y - y) = 2.84 KN.m).

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

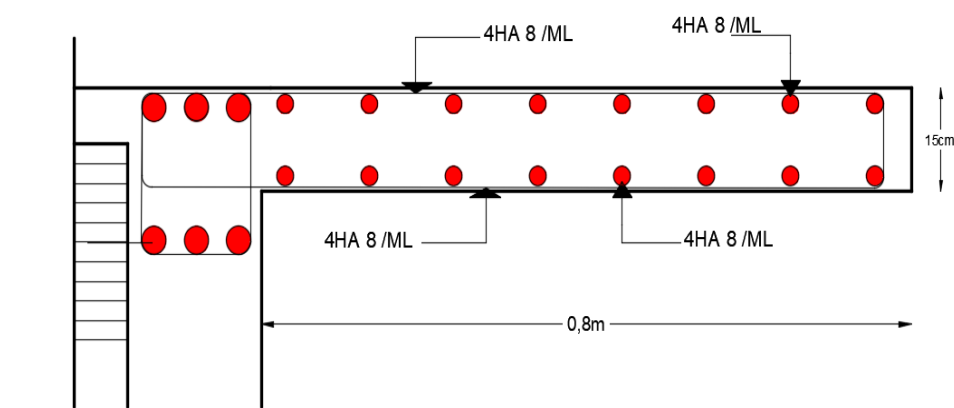


Figure III.7 Schéma de ferrailage du balcon type 1.

✓ Type 2 : Dalle sur deux appuis (Balcon)

$$\begin{cases} l_x = 0.80 \text{ m} \\ l_y = 1.70 \text{ m} \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.53 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 8.89 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.80}{1.70} = 0.47 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

Le calcul se fait pour une bande de 1ml :

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments secondaire

$$q_u = 1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 3.5 = 12.53 \text{ KN}$$

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

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_{x2}$

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{a l'ELU} \\ 0.2 & \text{a l'ELS} \end{cases}$

$\mu_x ; \mu_y$: Sont donnés par l'abaque (Pigeaud) de calcul des dalles rectangulaires.

$$P = 0.47 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0988 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_{x2} = 0.20 \text{ KN.m}$$

❖ Moments en travées (panneau considéré continue au-delà de ses appuis)

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.15 \text{ KN.m}$$

❖ Moments sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 0.3 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Ferrailage de la dalle

Calcul du ferrailage à l'ELU

Le ferrailage de la dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1ml, suivant l'organigramme du BAEL.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

Tableau III.5 Récapitulatif des résultats.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{Adp} (cm ²)
Travée	x-x	0.60	0.0025	0.003	12.98	1.33	1.57	4HA8	2
	y-y	0.15	0.0006	0.0008	12.99	0.33	1.57	4HA8	2
Appuis	x-x	0.3	0.0012	0.0015	12.99	0.66	1.57	4HA8	2
	y-y								

a) Espacement

Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \dots \dots \text{CV} \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \dots \dots \text{CV} \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

b) Condition de non fragilité

On a : $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h = e = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.52 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} \text{ Pour les barres HA} \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.47 \end{cases}$

Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2 \text{ cm} > A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV} \\ \text{sens } y - y : A_y = 2 \text{ cm} > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2 \text{ cm} > A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV} \\ \text{sens } y - y : A_y = 2 \text{ cm} > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

c) Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = 5.16 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = 3.34 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 5.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{5.16 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.04 \leq \bar{\tau}_u = 1.75 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

A l'ELS

- Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\rho = 0.47 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1019 \\ \mu_y = 0.349 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 2.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1.25 \text{ KN.m}$$

❖ Moments en travées (panneau considéré continue au-delà de ses appuis)

$$M_{tx} = 0.75M_x = 2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75M_y = 0.94 \text{ KN.m}$$

❖ Moments sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 1.34 \text{ KN.m}$$

a. Evaluation à l'état limite d'ouverture de fissure

La dalle D1 se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st} .

- Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A's - nA_{st}(d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA's(d - y)^2 + nA_{st}(d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

$$n = 15$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III.6 Vérification de la contrainte en béton a L'ELS.

		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	x-x	2	2	2.51	3828.31	0.13	Vérifiée
	y-y	0.94	2	2.51	3828.31	0.062	
Appuis		1.34	2	2.51	3828.31	0.09	

- Vérification des contraintes à l'ELS

Les vérifications se font comme pour la dalle calculée précédemment (dalle D1), nous aurons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) ; \eta = 1.6 ; f_e = 400 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Tableau III.7 Vérification de la contrainte en béton à l'ELS.

		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st}(\text{MPa})$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
Travée	x-x	2	2.51	3828.31	82.20	201.63	Vérifiée
	y-y	0.94	2.51	3828.31	46.00	201.63	
Appuis		1.34	2.51	3828.31	55.08	201.63	

- Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{0.8} = 0.19 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.15}{0.8} = 0.19 \geq \frac{0.6}{10 \times 0.79} = 0.07 \quad \text{CV} \\ \frac{2}{100 \times 13} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

h_t : Épaisseur de la dalle ($h_t = 15 \text{ cm}$).

M_t : Moment maximale en travée à l'ELS $M_t = 0.6 \text{ KN.m}$.

A_t : Section d'armature en travée $A_t = 2 \text{ cm}^2$.

L : longueur de la travée considérée (selon sens x-x) : $L_x = 0.8 \text{ m}$.

M_0 : Moment isostatique à l'ELS M_0 (selon sens x-x) = 0.79 KN.m .

Donc la flèche est vérifiée.

Sens y-y :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{1.7} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.7} = 0.09 \geq \frac{0.15}{10 \times 0.2} = 0.075 \\ \frac{2}{100 \times 13} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{cases} \begin{matrix} \text{CV} \\ \text{CV} \\ \text{CV} \end{matrix}$$

h_t : Épaisseur de la dalle ($h_t = 15$ cm).

M_t : Moment maximale en travée à l'ELS $M_t = 0.94$ KN.m.

A_t : Section d'armature en travée $A_t = 2\text{cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée (selon sens y-y) $L_y = 1.7$ m.

M_0 : Moment isostatique à l'ELS M_0 (selon sens y-y) = 0.2 KN.m.

Donc la flèche est vérifiée.

III.3.5 Schéma de ferrailage

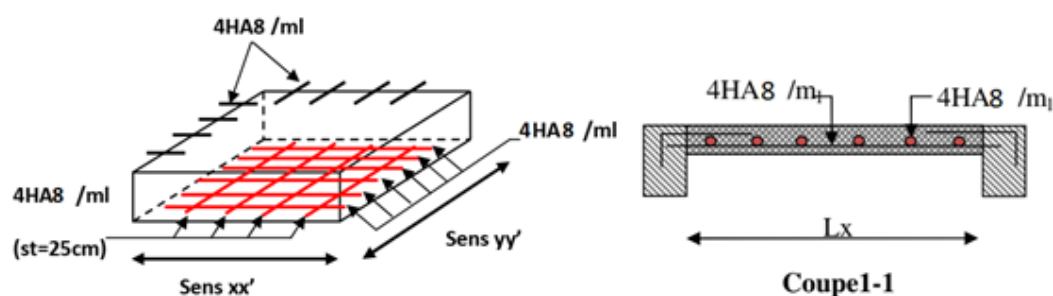


Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis.

III.4 Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre. Il est soumis à ses poids propres et aux surcharges.

III.4.1 Les caractéristiques dimensionnelles

- **La marche** : est surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc. Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est

parfois saillie sur la contre marche. Le nombre de contre marche est donnée par : $n = H/h$.

- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeurs varie généralement entre 13 et 17 cm.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successive. $22 \text{ cm} \leq g \leq 33$.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours ou la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.
- **La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marche d'épaisseur e_p .

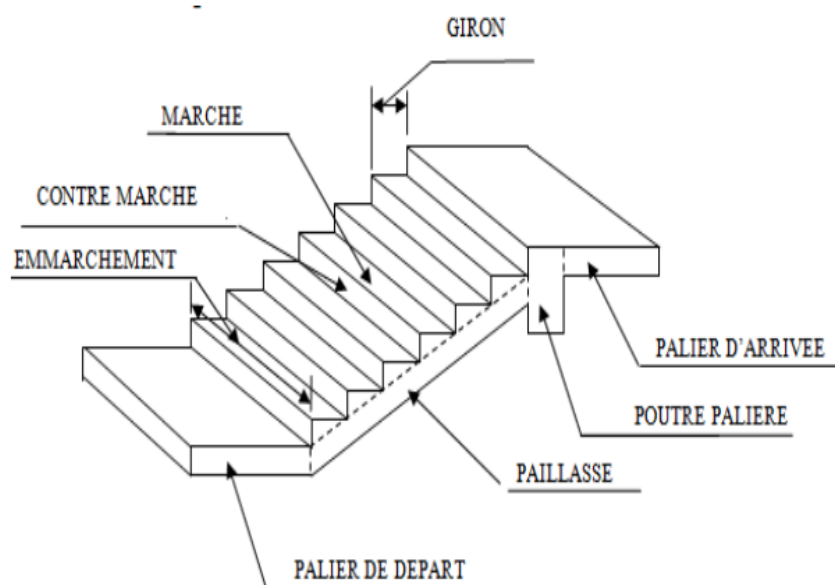


Figure III.9 Schéma d'escalier.

III.4.2 Calcul des sollicitations

III.4.2.1 Evaluation des charges

On fait le calcul pour 1 ml

ELU

- Palier

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.92 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 10.92 \text{ KN/m}$$

- Paillasse

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 9.33 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.35 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 16.35 \text{ KN/m}$$

ELS

- Palier

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.31 + 2.5) \times 1 = 7.81 \text{ KN/m}$$

$$p_s = 7.81 \text{ KN}$$

- Paillasse

$$p_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (9.33 + 2.5) \times 1 = 11.83 \text{ KN/m}$$

$$p_s = 11.83 \text{ KN}$$

Tableau III.8 Evaluation de charges escalier.

Désignation	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
ELU	16.35	10.92
ELS	11.83	7.81

III.4.2.2 Calcul des sollicitations

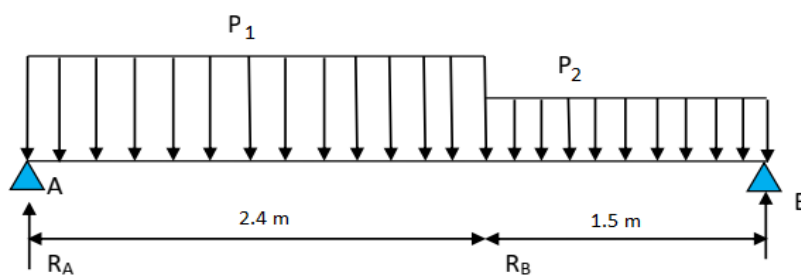


Figure III.10 Evaluation des charges.

a- ELU

Détermination de sollicitation

La charge équivalente

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times l_1 + P_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{16.35 \times 2.4 + 10.92 \times 1.5}{2.4 + 1.5} = 14.26 \text{ KN/m}$$

Le moment isostatique

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times l^2}{8} = \frac{14.26 \times 3.9^2}{8} = 27.11 \text{ KN/m}$$

L'effort tranchant

$$T_u = \frac{P_{eq} \times l}{2} = \frac{14.26 \times 3.9}{2} = 27.81 \text{ KN}$$

Le moment sur appuis

$$M^a = 0.3M_0 = 8.133 \text{ KN/m}$$

Le moment sur travée

$$M^t = 0.85M_0 = 23.04 \text{ KN.m}$$

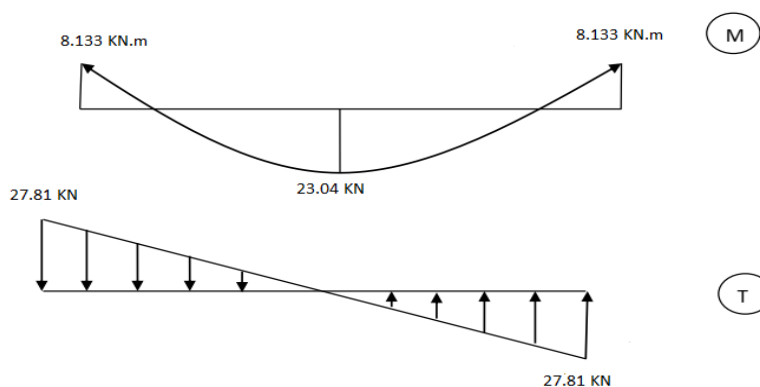


Figure III.11 Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.

b- ELS

Détermination de sollicitation

- La charge équivalente

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times l_1 + P_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{11.83 \times 2.4 + 7.81 \times 1.5}{2.4 + 1.5} = 10.28 \text{ KN/m}$$

- Le moment isostatique

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times l^2}{8} = \frac{10.28 \times 3.9^2}{8} = 19.54 \text{ KN/m}$$

- L'effort tranchant

$$T_s = \frac{P_{eq} \times l}{2} = \frac{10.28 \times 3.9}{2} = 20.046 \text{ KN}$$

- Le moment sur appuis

$$M^a = 0.3M_0 = 5.86 \text{ KN.m}$$

- Le moment sur travée

$$M^t = 0.85M_0 = 16.61 \text{ KN.m}$$

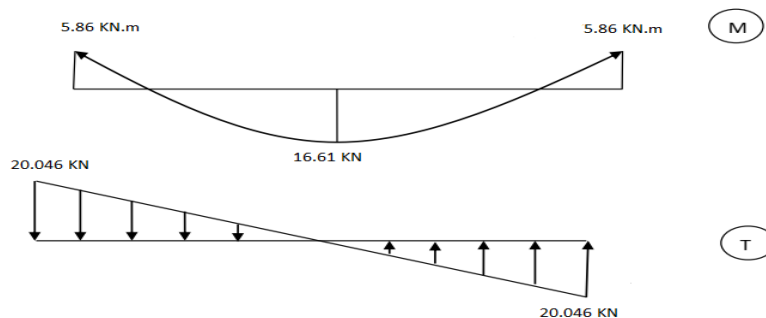


Figure III.12 Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

III.4.2.3 Calcul de Ferrailage

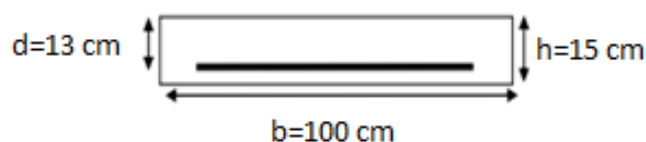


Figure III.13 Section à ferrailer.

❖ En appuis

$$M_a = 8.133 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2\mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{8.133 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.034$$

$$\mu_{bu} = 0.034 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.034 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \quad \rightarrow z = 130(1 - 0.4 \times 0.043) = 127.76 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.133 \times 10^6}{127.76 \times \frac{400}{1.15}} = 183.02 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.83 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments secondaire

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.98 \text{ mm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 1.83; A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : 3HA10} \rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximal

$$S_t \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \leq 33\text{cm} \quad \dots\dots \text{CV}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximale

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 33\text{cm} \quad \dots\dots \text{Vérifié}$$

Tableau III.9 Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{\text{cal}}(\text{ cm}^2)$	$A_{\min}(\text{ cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{ cm}^2)$	S_t
8.133	0.034	0.043	127.76	1.83	1.57	3HA10 = 2.36	25

❖ Sur travée

$$M_t = 23.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2\mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{23.04 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.096$$

$$\mu_{bu} = 0.096 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.096 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments secondaire

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.126$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 130(1 - 0.4 \times 0.126) = 123.45 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{23.04 \times 10^6}{123.45 \times \frac{400}{1.15}} = 536.57 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 5.36 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.98 \text{ mm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_{\text{cal}} = 5.36 \text{ cm}^2; A_{\min} = 1.36 \text{ cm}^2)$

On adopte : 5HA12 soit $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

- Espacement maximale

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \leq 33 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

- Espacement maximale

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Tableau III.10 Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{\text{cal}}(\text{ cm}^2)$	$A_{\min}(\text{ cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{ cm}^2)$	S_t
23.04	0.096	0.126	123.45	5.36	1.57	5HA12 = 5.65	25

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{27.81 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.206 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.206 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(3.33\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.206\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{vérifie.}$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification des contraintes à l'ELS

❖ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

- Position de l'axe neutre

$$\eta = 15 \quad A_s = 0 \quad A_s = 5.65$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(d - y)A_s - n(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13 - y) \times 5.65 = 0$$

$$y = 3.91\text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n(d - y)^2 A_s + n(d - y)A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.91^3 + 15 \times (13 - 3.91)^2 \times 5.65 = 8995.28\text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{16.61 \times 10^6 \times 39.1}{8995.28 \times 10^4} = 7.22\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.22\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les résultats trouvés en travée et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 Vérification des contraintes à l'ELS.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
16.61	5.65	3.91	8995.28	7.22	Vérifié

Les résultats trouvés en appuie et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

❖ **Sur appuis :**

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

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
5.86	2.36	5.40	8173.83	3.87	vérifié

• **Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1)**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{4} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & \text{CNV} \\ \frac{0.15}{4} = 0.038 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.08 & \text{CV} \\ \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \text{CV} \end{cases}$$

Les conditions suivant ne sont pas vérifiées donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

✓ **Calcul de la flèche (BAEL 91)**

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$$y = 3.91 \text{ cm} ; M_{ser} = 19.54 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; M_{ts} = 16.61 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; d = 13 \text{ cm} ; L = 2.4 \text{ m} ;$$

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \bar{f} = L/500$$

$$y = \frac{15 \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t \times d}{b_0 h + 15 A_t}$$

$$y = 7.794 \text{ cm}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 »

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b(h - y_G)^3}{3} + 15 A_t (d - y_G)^2 + 15 A_s' (y_G - d)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 7.794^3}{3} + \frac{100 \times (15 - 7.794)^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13 - 7.794)^2$$

$$I_0 = 30551.59 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} ; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.003 \rightarrow \rho = 0.0043$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0043} = 4.88 \rightarrow \lambda_i = 4.88$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.0043} = 1.95 \rightarrow \lambda_v = 1.95$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \rightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 266.03 \rightarrow \sigma_s = 266.03 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0043 \times 266.03 + 2.1} \right] = 0.44 \rightarrow \mu = 0.44$$

Moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 30551.59}{1 + 4.88 \times 0.44} = 10678.30 \rightarrow I_{fi} = 10678.30 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 30551.59}{1 + 1.95 \times 0.44} = 18087.59 \rightarrow I_{fv} = 18087.59 \text{ cm}^4$$

La flèche

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{19.54 \times 10^6 \times (2.4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 10678.30 \times 10^4} = 3.28 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{19.54 \times 10^6 \times (2.4 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 18087.59 \times 10^4} = 5.80 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 5.80 - 3.28 \leq \frac{2400}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.52 \leq \bar{f} = 4.8 \text{ mm} \dots \text{ CV}$$

III.4.3 Schéma de ferrailage

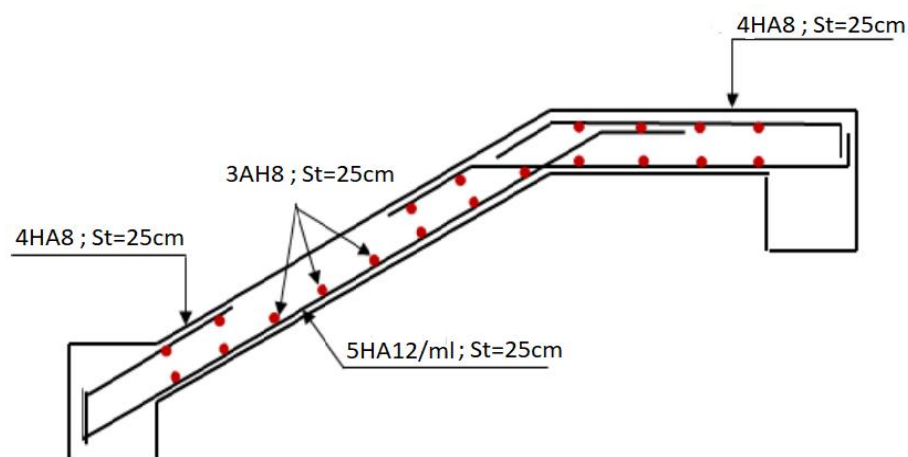


Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.5 Calcul de la poutre palière

III.5.1 Introduction

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 3.40 m.

Le pré-dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

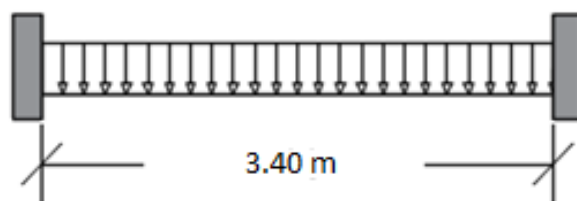


Figure III.15 Evaluation des charges.

III.5.2 Evaluation des charges

III.5.2.1 Détermination des sollicitations

a. Charges et surcharges : La poutre palière est sollicitée par :

Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur : $P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times H_{\text{mur}} = 2.44 \times \left(\frac{3.10}{2} - 0.40\right) = 2.806 \text{ KN/m}$

$$L'effort tranchant à l'appui : \begin{cases} \text{A l'ELU} : T_U = 27,81 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS} : T_S = 20,046 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.5.2.2 Combinaison de charges et surcharges

$$\begin{cases} \text{A l'ELU} : q_u = 1,35G = 1.35(g_0 + P_{\text{mur}}) + T_U = 1.35 \times (2.625 + 2.806) + 27,81 \\ \quad \quad \quad q_u = 35,14 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS} : q_s = G + T_S = (g_0 + P_{\text{mur}}) + T_S = (2.625 + 2.806) + 20.046 \\ \quad \quad \quad q_s = 25,48 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Calcul des moments et l'effort tranchants

ELU

$$q_u = 35.14 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée} : M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = 16.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 16.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui} : M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = 33.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 33.85 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{35.14 \times 3.4}{2} = 59.74 \text{ KN}$$

ELS

$$q_s = 25,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Travée} : M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24} = 12.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 12.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui} : M_{as} = \frac{q_s \times l^2}{12} = 24.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 24.55 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25.48 \times 3.4}{2} = 43.32 \text{ KN}$$

III.5.3 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ d = 0.9 d = 31.5 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ En travée

$$M_{tu} = 16.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{16.93 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.012$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.98$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 315(1 - 0.4 \times 0.98) = 191.52 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{16.93 \times 10^6}{191.52 \times \frac{400}{1.15}} = 254 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 2.54 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 2.54 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : 3HA12 soit } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ Sur appuis

$$M_{au} = 33.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2\mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{33.85 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.024$$

$$\mu_{bu} = 0.024 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow Z = 315(1 - 0.4 \times 0.06) = 307.44 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{33.14 \times 10^6}{307.44 \times \frac{400}{1.15}} = 309.75 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 3.09 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments secondaire

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 3.09 \text{ cm}^2; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

On adopte : 3HA12 soit $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Tableau III.13 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	16.93	30	31.5	0.012	0.98	191.52	2.54	1.14	3HA12=3.39
Appuis	33.85	30	31.5	0.0024	0.06	307.44	3.09	1.14	3HA12=3.39

❖ Vérifications

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{59.74 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.632 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.632 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.632 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ vérifie.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Espacement

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (32.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \leq 33 \text{ cm} \dots \text{Vérifié}$$

- Armatures transversales

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 \times (0.632 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.003 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (0.45; 0.003) = 0.45 \text{ cm}^2$$

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

❖ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

❖ En travée

$$M_{ts} = 12.27 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre

$$\eta = 15 \quad A_s = 0 \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$15y^2 + 50.85y - 1601.78 = 0$$

$$y = 8.78 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 8.78^3 + 15 \times (31.5 - 8.78)^2 \times 3.39 = 33017.05 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.27 \times 10^6 \times 87.8}{33017.05 \times 10^4} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifie.}$$

❖ Sur appuis

$$M_{as} = 24.55 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre

$$\eta = 15 \quad A_s = 0 \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d - y) A_s - \eta(d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$15y^2 + 50.85y - 1601.78 = 0$$

$$y = 8.78 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 8.78^3 + 15 \times (31.5 - 8.78)^2 \times 3.39 = 33017.05 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{24.55 \times 10^6 \times 87.8}{33017.05 \times 10^4} = 6.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifié.}$$

Tableau III.14 Vérification à l'ELS de la poutre palière.

Sections	M(KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	12.27	3.39	8.78	33017.05	3.26	vérifié
Appui	24.55	3.39	8.78	33017.05	6.53	vérifié

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3.4} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.35}{3.4} = 0.103 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.033 \quad \text{CV} \\ \frac{3.26}{30 \times 31.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

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

III.5.4 Calcul la poutre palière à la torsion

- ❖ Armatures longitudinales

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle (b × h) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi(e = Ø/6) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments secondaire

dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

Avec :

M_B : Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à l'ELU.

$$M_{\text{torsion}} = 13.83 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

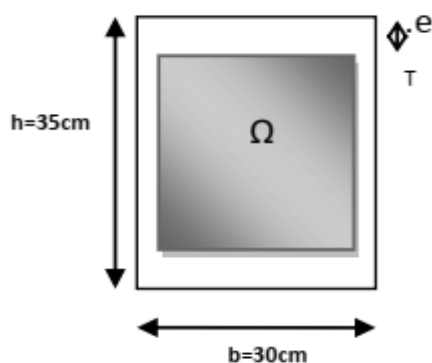


Figure .16 Coupe de la poutre.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que. $\Omega = (b - e) \times (h - e)$

e : Épaisseur de la paroi avec $e = \phi/6$

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section $(b \times h)$

$$\phi = \min(30, 35) \rightarrow \phi = 30 \text{ cm}$$

$$e = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 750 \text{ cm}^2$$

U: Périmètre de la section de la poutre palière :

$$U = 2 [(b - e) + (h - e)] \rightarrow U = 110 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{13.83 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 291.58 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 2.91 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{13.83 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 34.58 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement à la torsion

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{13.83 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 1.84 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{\text{tor}} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(\tau^{\text{flexion}})^2 + (\tau^{\text{torsion}})^2}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(0.632)^2 + (1.84)^2} = 1.95 \text{ Mpa}$$

- Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{ vérifie.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Ferrailage globale

➤ En travée

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 2.54 + \frac{2.91}{2} = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 3.09 + \frac{2.91}{2} = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Armature transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}}$$

- Flexion

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15(0.632 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$\rightarrow A_t \geq 0.009 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (0.45 ; 0.009) = 0.45 \text{ cm}^2$$

- Torsion

$$A_t = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.83 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 34.58 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.45 + 0.35 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit un cadre et un étrier : } A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_{\text{tor}} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\text{tor}} > \left(59.74 + \frac{16.93 \times 10^6}{0.9 \times 315} \right) \times \frac{1.15}{400} = 171.86 \text{ mm}^2 = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 2.91 \text{ cm}^2 > 1.7 \text{ cm}^2$$

III.5.5 Schéma de ferrailage

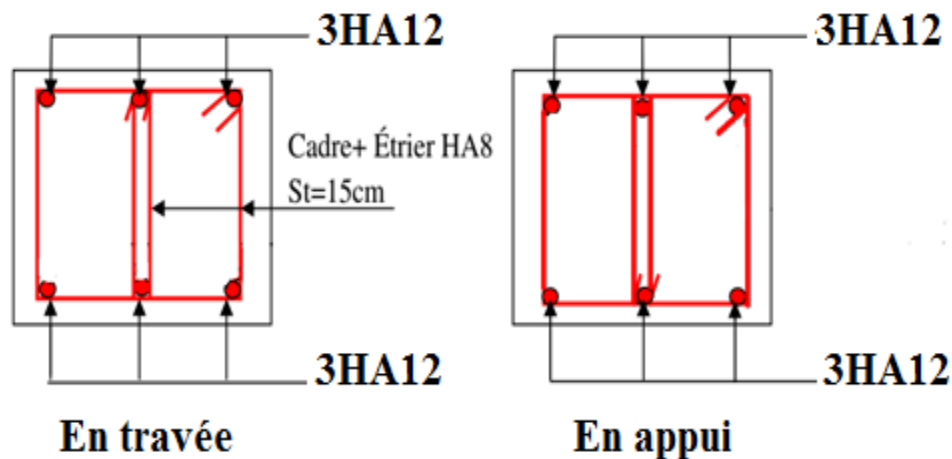


Figure III.17 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 Les planchers

III.6.1 Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilite et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creux ils sont composés de :

- Poutrelles ;
- Hourdis ;
- Dalle de compression de 4 cm.

La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.6.2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure

a) Plancher terrasse (terrasse inaccessible)

$$G_{\text{terrasse}} = 5.46 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = G_{\text{terrasse}} \times b = 5.46 \times 0.65 = 3.55 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = Q_{\text{terrasse}} \times b = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

b) Plancher étage courant

$$G_{\text{étage courant}} = 5.10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = G_{\text{étage courant}} \times b = 5.10 \times 0.65 \\ = 3.315 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = Q_{\text{étage courant}} \times b = 1.5 \times 0.65 \\ = 0.975 \text{ KN/ml}$$

c) Les combinaisons d'action

$$\begin{cases} \text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } P_s = G + Q \end{cases}$$

Tableau III.15 Les combinaisons d'action.

Désignation	Terrasse inaccessible	étage courant
ELU	5.77 (KN/m)	5.94 (KN/m)
ELS	4.2 (KN/m)	4.29 (KN/m)

III.6.3 Disposition et type des poutrelles

❖ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

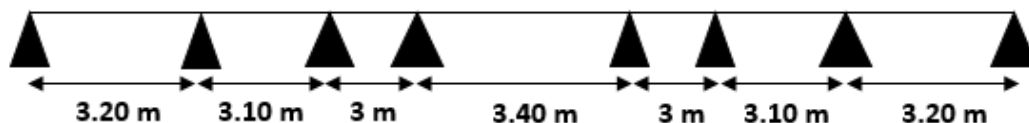
- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

❖ Différents types de poutrelles

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

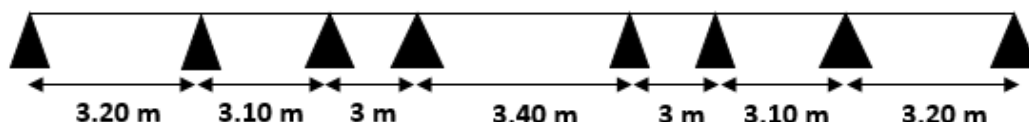
- **Plancher terrasse inaccessible** : on a un type de poutrelles :

Type : poutrelle sur 8 appuis à 7 travées :



- **Plancher étage courant** : on a deux types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 8 appuis à 7 travées :



Type 2 : poutrelle sur 4 appuis à 3 travées :



III.6.4 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'une des méthodes suivantes :

- Méthode de forfaitaire applicable pour les planchers a surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.

- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers a surcharge modérée mais qui ne vérifie pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers a surcharge modérée.

Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode de forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (Méthode forfaitaire).

III.6.4.1 Méthode forfaitaire (BAEL Annexe E1)

a) Conditions d'application

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

- Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- 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.

b) Principe de la méthode

- **M₀** : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;
- **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

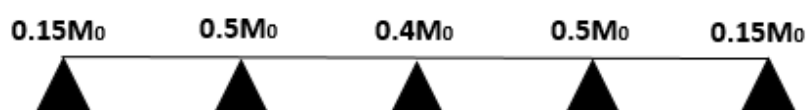
Les appuis de rive : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0,15M_0)$.

Les appuis intermédiaires :

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0,6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :



$(-0,5M_0)$ Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

$(-0,4M_0)$ Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

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

❖ Les efforts tranchants

Pour calculer l'effort tranchant par la méthode forfaitaire, nous supposons que sur tous les appuis l'effort tranchant hyperstatique ' V ' est égale à l'effort tranchant isostatique ' V_0 ' sauf sur les appuis voisins de rive où l'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

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

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

Avec :

V_0 : effort tranchant isostatique.

q_u : la charge sur les poutrelles.

l_i : la longueur de la travée considérée.

Les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans les figures suivantes :

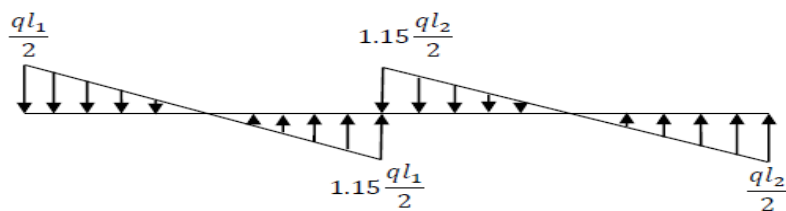


Figure III.18 Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées.

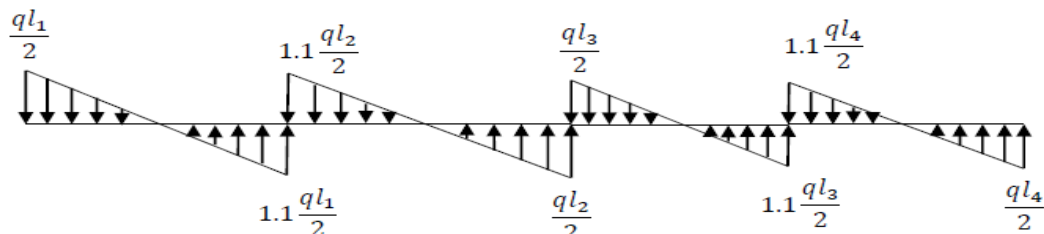


Figure III.19 Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées.

c) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

1) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \max (2G; 5\text{KN/m}^2)$

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 5.46 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \max (2 \times 5.46; 5\text{KN/m}^2) = \max (10.92; 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = 1\text{KN/m}^2 < 10.92 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Plancher étage courant : $G = 5.10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \max (2 \times 5.10; 5\text{KN/m}^2) = \max (10.20; 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 10.20 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Les moments d'inerties elles sont constantes.

3) Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{320}{310} = 1.03 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{310}{300} = 1.03 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{300}{340} = 0.88 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{340}{300} = 1.13 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{300}{310} = 0.97 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{310}{320} = 0.97 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

4) La fissuration est peut nuisible.

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

d) Calcul des sollicitations des poutrelles

a- Plancher terrasse

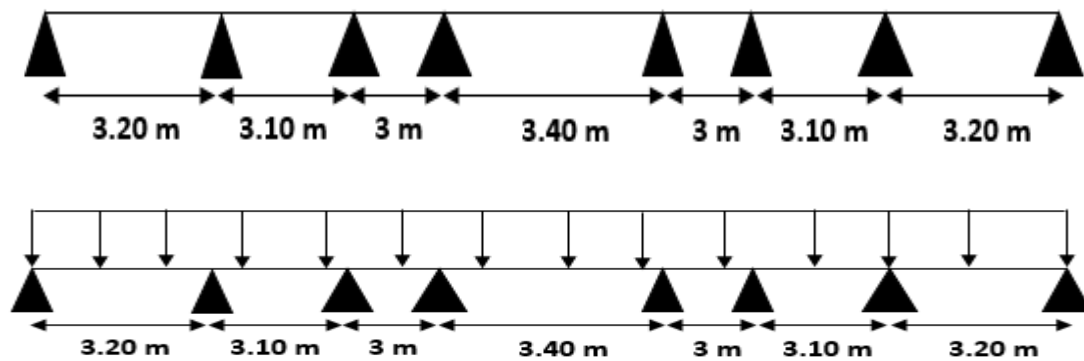


Figure III.20 Schéma statique.

ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 5.46} = 0.15$$

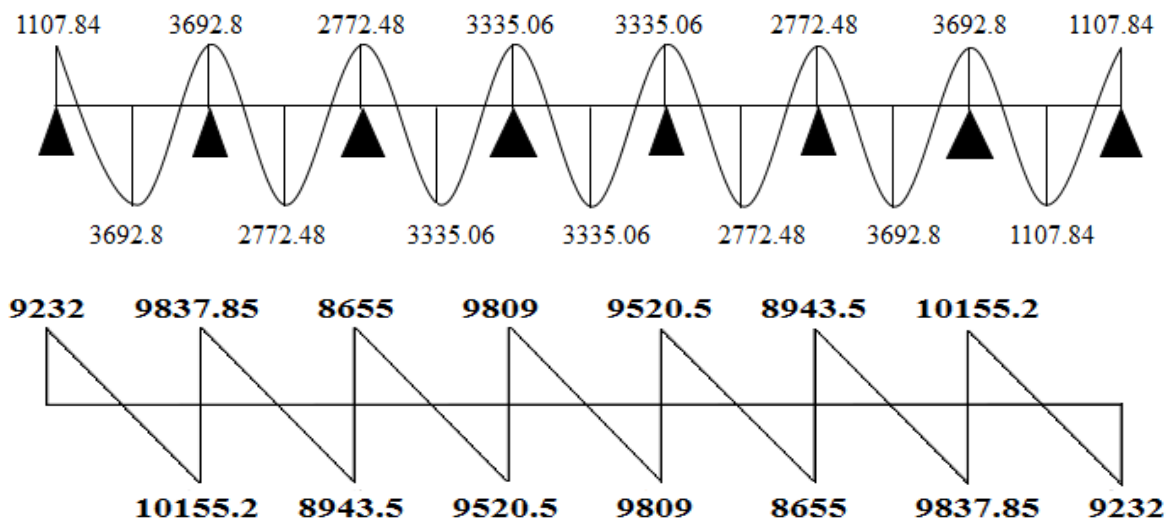
Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
Travée 1	3.20	5770	7385.6	1107.84	3692.8	5354.56	9232	10155.2
Travée 2	3.10	5770	6931.21	3692.8	2772.48	4045.13	9837.85	8943.5
Travée 3	3.00	5770	6491.25	2772.48	3335.06	3762.04	8655	9520.5
Travée 4	3.40	5770	8337.65	3335.06	3335.06	5419.47	9809	9809
Travée 5	3.00	5770	6491.25	3335.06	2772.48	3762.04	9520.5	8655
Travée 6	3.10	5770	6931.21	2772.48	3692.8	4045.13	8943.5	9837.85
Travée 7	3.20	5770	7385.6	3692.8	1107.84	5354.56	10155.2	9232

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments secondaire

ELS :

Travée	L(m)	P _s (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
Travée 1	3.20	4200	5376	806.4	2688	3897.6	6720	7392
Travée 2	3.10	4200	5045.25	2688	2018.1	2944.46	7161	6510
Travée 3	3.00	4200	4725	2018.1	2427.6	2738.4	6300	6930
Travée 4	3.40	4200	6069	2427.6	2427.6	3944.85	7160	7160
Travée 5	3.00	4200	4725	2427.6	2018.1	2738.4	6930	6300
Travée 6	3.10	4200	5045.25	2018.1	2688	2944.46	6510	7161
Travée 7	3.20	4200	5376	2688	806.4	3897.6	7392	6720

ELU :



ELS :

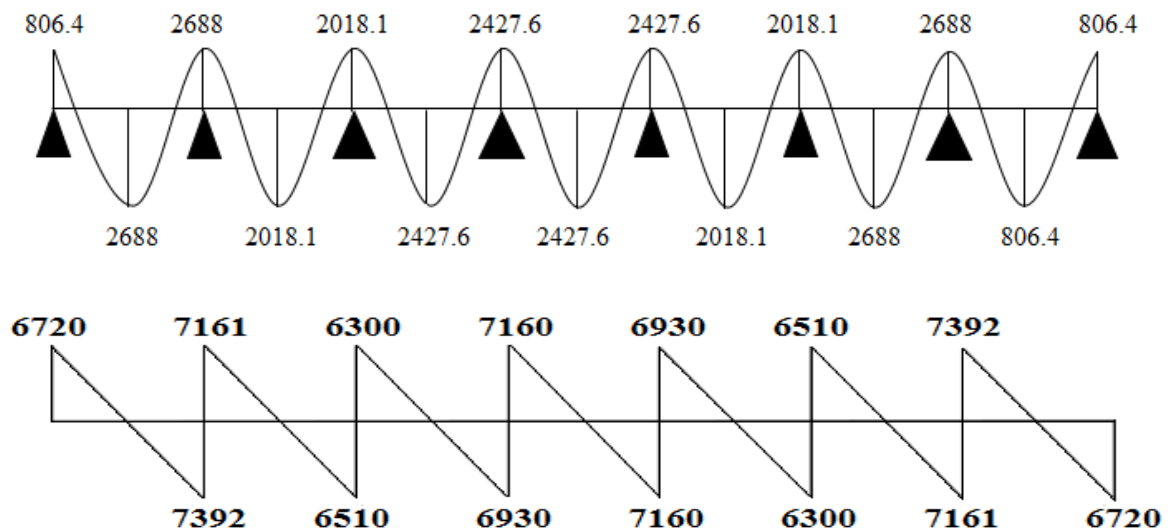


Figure III.21 Evaluation des moments et efforts tranchants.

b- Plancher étage courant

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.10} = 0.23$$

➤ Type 1 :

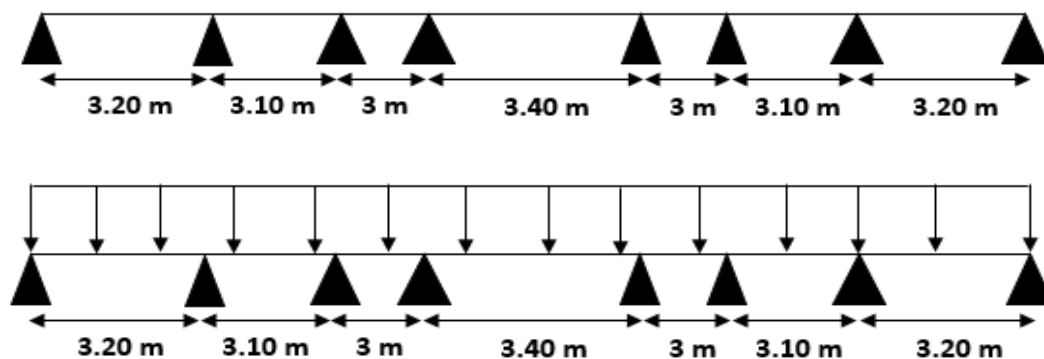


Figure III.22 Schéma statique.

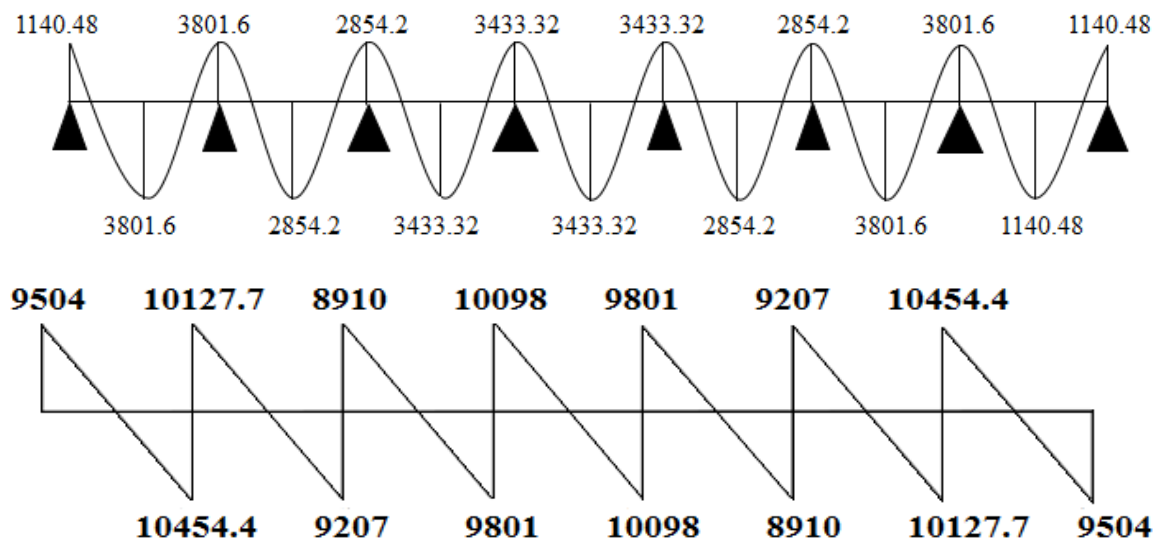
ELU :

Travée	L(m)	P _s (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
Travée 1	3.20	5940	7603.2	1140.48	3801.6	5656.78	9504	10454.4
Travée 2	3.10	5940	7135.43	3801.6	2854.2	4299.87	10127.7	9207
Travée 3	3.00	5940	6682.5	2854.2	3433.32	3999.83	8910	9801
Travée 4	3.40	5940	8583.3	3433.32	3433.32	5742.23	10098	10098
Travée 5	3.00	5940	6682.5	3433.32	2854.2	3999.83	9801	8910
Travée 6	3.10	5940	7135.43	2854.2	3801.6	4299.87	9207	10127.7
Travée 7	3.20	5940	7603.2	3801.6	1140.48	5656.78	10454.4	9504

ELS :

Travée	L(m)	P _s (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
Travée1	3.20	4290	5491.2	823.68	2745.6	4085.45	6864	7550.4
Travée 2	3.10	4290	5153.36	2745.6	2061.34	3105.47	7314.45	6649.5
Travée 3	3.00	4290	4826.25	2061.34	2479.62	2888.78	6435	7078.5
Travée 4	3.40	4290	6199.05	2479.62	2479.62	4147.17	7293	7293
Travée 5	3.00	4290	4826.25	2479.62	2061.34	2888.78	7078.5	6435
Travée 6	3.10	4290	5153.36	2061.34	2745.6	3105.47	6649.5	7314.45
Travée 7	3.20	4290	5491.2	2745.6	823.68	4085.45	7550.4	6864

ELU :



ELS :

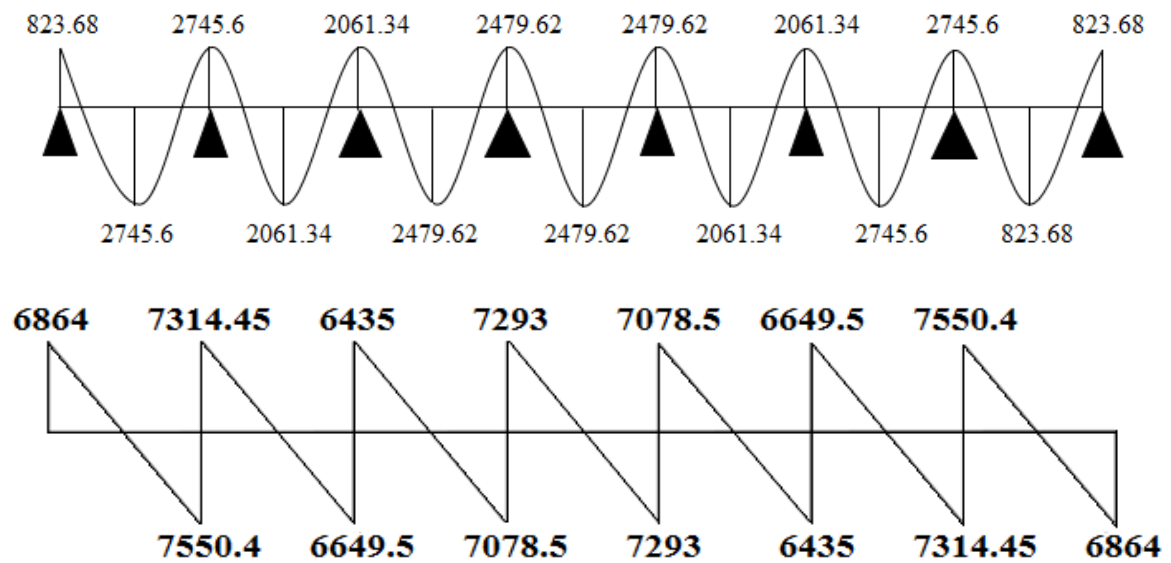
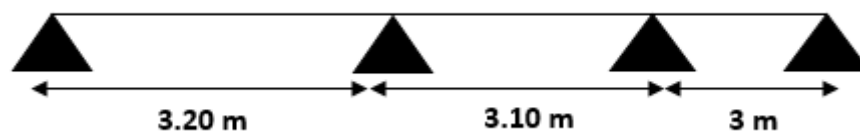


Figure III.23 Evaluation des moments et efforts tranchants.

➤ Type 2 :



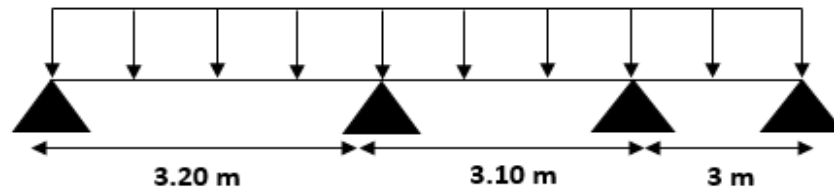


Figure III.24 Schéma statique.

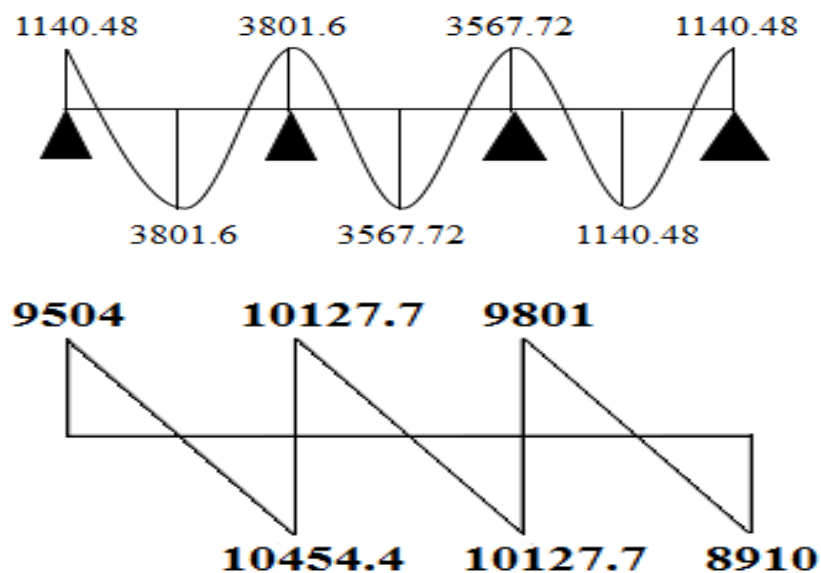
ELU :

Travée	L(m)	P_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
Travée 1	3.20	5940	7603.2	1140.48	3801.6	5656.78	9504	10454.4
Travée 2	3.10	5940	7135.43	3801.6	3567.72	3943.11	10127.7	10127.7
Travée 3	3.00	5940	6682.5	3567.72	1140.48	4789.49	9801	8910

ELS :

Travée	L(m)	P_s (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
Travée 1	3.20	4290	5491.2	823.68	2745.6	4085.45	6864	7550.4
Travée 2	3.10	4290	5153.36	2745.6	2576.68	2847.80	7314.45	7314.45
Travée 3	3.00	4290	4826.25	2576.68	823.68	3459.08	7078.5	6435

ELU :



ELS :

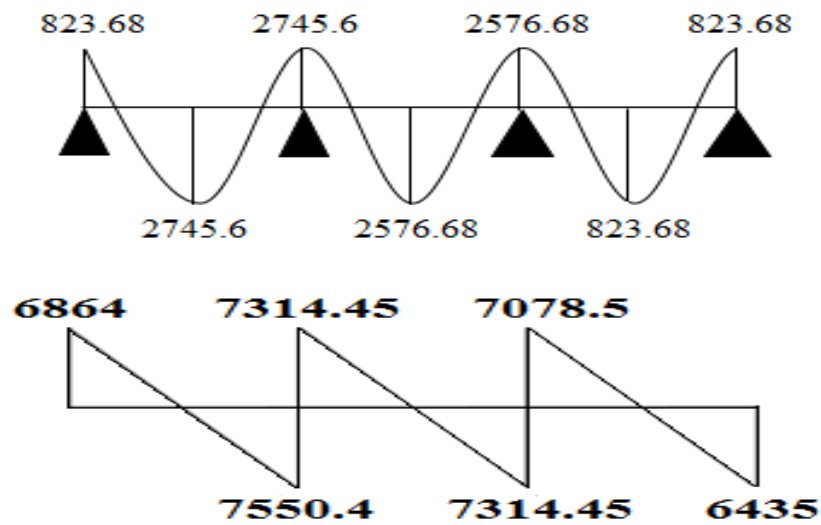


Figure III.25 Evaluation des moments et efforts tranchants.

III.6.4.2 Ferrailage des poutrelles

III.6.4.2.1. Les poutrelles dans la terrasse

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Tableau III.16 Les sollicitation pour ferrailer les poutrelles.

	$M_0 \text{ max}$	$M_t \text{ max}$	$M_a \text{ max}$	T_{max}
ELU	8337.65	5419.47	3692.8	10155.2
ELS	6069	3944.85	2688	7392

a) ELU

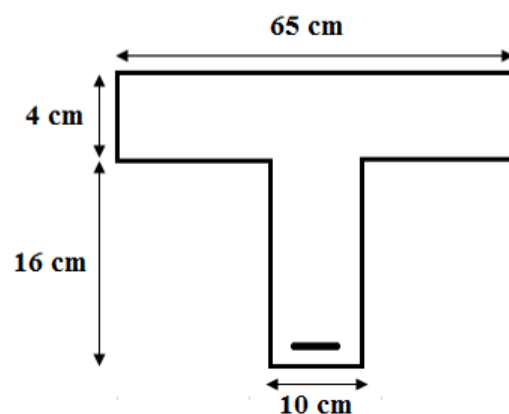


Figure III.26 Coupe d'une poutrelle.

❖ Armature longitudinale

$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 10 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm},$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si : $M_{tab} < M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcule sera une section en T.

Si : $M_{tab} > M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension $(b \cdot h)$.

➤ En travée

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 14.17 = 58947.2 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 5419.47 \text{ N.m} < M_0 = 58947.2 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5419470}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.025$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 178.2 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5419470}{178.2 \times 348} = 87.39 \text{ mm}^2 = 0.87 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_u = 0.87 \text{ cm}^2$.

➤ En appui

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Tableau III.17 Les résultats de ferrailage des poutrelles

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	$Z \text{ (mm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
3692.8	0.08	0.392	0.10	172.8	0.61

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 A.5.1.1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{10155.2}{180 \times 100} = 0.564 \approx 0.6 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : **(BAEL 91 A.5.1.211)**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.564 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

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

$$\text{Donc : } F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ avec } Z = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

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

On a : $10155.2 > 0.9 \times 0.18 \times 10155.2 = 1645.14$ donc les efforts T_u sont négligeables.

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui**

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

➤ **Vérification de la bielle de béton (BAEL A.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 :

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

$$a \geq \frac{3.75 \times 10155.2}{100 \times 25} = 1.523 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

➤ **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 :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 10155.2 = 0.29 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

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

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

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

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

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

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) V} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1899.59 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 5.63 \text{ mm}^2 = 0.05 \text{ cm}^2$$

➤ **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**

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

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

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

Tableau III.18 Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_p (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	0.87	0.05	1.30	1.30	3HA10 = 2.36
Appui	0.61	0.05	0.2	0.61	3HA10 = 2.36

b) ELS

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de « y »**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{avec : } n = 15 \text{ si } (A'_s = 0) \text{ et } A_s = 2.36 \text{ cm}^2.$$

➤ En travée $b = 65 \text{ cm}$

$$\frac{65}{2}y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

➤ En appuis $b = 10 \text{ cm}$

$$\frac{10}{2}y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \rightarrow 5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 118.31$$

$$y = 8.29 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(d - c').$$

➤ En travée $b = 65 \text{ cm}$

$$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.91)^2$$

$$I = 8323.052 \text{ cm}^4.$$

➤ En appuis $b = 10 \text{ cm}$

$$I = \frac{10 \times 8.29^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 8.29)^2$$

$$I = 5236.733 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \begin{cases} \text{En travée: } \sigma_{bc} = 1.85 \text{ MPa} \\ \text{En appuis: } \sigma_{bc} = 4.26 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	3944.85	2.36	3.91	8323.052	1.85	CV
Appuis	2688	2.36	8.29	5236.733	4.26	CV

➤ **Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (**BAEL91modifié 99**) :

Avec : $h = 20 \text{ cm}$ et $l = 3.10 \text{ m}$.

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0645 > 0.0625 \dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0.0645 > 0.040 \dots \text{CV} \\ \frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.002 < 0.0105 \dots \text{C. N. V} \end{cases}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

D'après le (**BAEL 91**) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est :

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5 \text{ m} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{\delta_i}} \dots \text{ Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{\delta_v}} \dots \text{ Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2$$

$$I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4.$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \rightarrow \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4\lambda_i \rightarrow \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{2.36}{65 \times 18} = 0.002$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 18 - \frac{9.77}{3} = 14.74 \text{ cm}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 2.36 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.36} \rightarrow y = 9.77 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{3944.85}{2.36 \times 14.74} = 113.40 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 113.40 + 2.1} = 0.22$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 21.33 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.002 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 8.53 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{45598.93}{1 + 21.33 \times 0.22} = 8010.21 \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + 8.53 \times 0.22} = 17436.84 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{3944.85 \times 3.10^2 \times 10^5}{10 \times 32164,2 \times 8010.21} = 1.47 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{3944.85 \times 3.10^2 \times 10^5}{10 \times 10818,87 \times 17436.84} = 2.01 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i = 0.54 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.6.4.2.1 Les poutrelles dans l'étage courant

Tableau III.20 Sollicitation des poutrelles à l'étage courant.

	M₀ max	M_t max	M_a max	T max
ELU	8583.03	5742.23	3801.6	10454.4
ELS	6199.05	4147.17	2745.6	7550.4

a. ELU

➤ En travée

Calcul du moment résistant de la section en T :

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments secondaire

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \times 14.17 = 58947.2 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 5742.23 \text{ N.m} < M_0 = 58947.2 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5742230}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.02 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 178.2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5742230}{178.2 \times 348} = 92.6 \text{ mm}^2 = 0.926 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_u = 0.926 \text{ cm}^2.$$

Les résultats de ferrailage des poutrelles :

Tableau III.21 Les résultats de ferrailage des poutrelles.

$M_t \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	$Z \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
5742.23	0.02	0.392	0.025	178.2	0.926

➤ En appui

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	$Z \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
3801.6	0.013	0.392	0.016	178.85	0.61

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

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{10454.4}{180 \times 100} = 0.581 \approx 0.6 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.581 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des aciers longitudinaux en partie basse de l'appui :**

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

$$\text{Donc : } F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ avec } Z = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

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

$$\text{On a : } 3801.6 \text{ N.m} > 0.9 \times 0.18 \times 10454.4 = 1693.61 \text{ N.m}$$

Donc les efforts T_u sont négligeables.

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

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

➤ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313)**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8 f_{cj}}{\gamma_b}$. 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 :

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

$$a \geq \frac{3.75 \times 10454.4}{100 \times 25} = 1.57 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

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

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

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 10454.4 = 0.30 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

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

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

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

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

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

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

➤ 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

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

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

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

Tableau III.22 Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	0.926	0.056	1.30	1.30	3HA10 = 2.36
Appui	0.61	0.056	0.2	0.61	3HA10 = 2.36

b. ELS

➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \text{ avec : } n = 15 \text{ si } (A'_s = 0) \text{ et}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2.$$

➤ En travée b = 65 cm

$$\frac{65}{2}y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

➤ En appuis $b = 10 \text{ cm}$

$$\frac{10}{2}y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \rightarrow 5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 118.31$$

$$y = 8.29 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(d - c').$$

➤ En travée $b = 65 \text{ cm}$

$$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.91)^2$$

$$I = 8323.052 \text{ cm}^4.$$

➤ En appuis $b = 10 \text{ cm}$

$$I = \frac{10 \times 8.29^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 8.29)^2$$

$$I = 5236.733 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \begin{cases} \text{En travée: } \sigma_{bc} = 1.95 \text{ MPa} \\ \text{En appuis: } \sigma_{bc} = 4.35 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	4147.17	2.36	3.91	8323.052	1.95	CV
Appuis	2745.6	2.36	8.29	5236.733	4.35	CV

➤ Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (**BAEL91modifié 99**) :

Avec : $h = 20 \text{ cm}$ et $l = 3.10 \text{ m}$.

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0645 > 0.0625 \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0.0645 > 0.040 \dots CV \\ \frac{A_{sapp}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.002 < 0.0105 \dots C.N.V \end{cases}$$

Donc il y'a un risque de la flèche, d'après le (**BAEL 91**) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T =$

$$\sigma_v - \sigma_i$$

La flèche admissible est :

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5 \text{ m} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{\delta_i}} \dots \text{ Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{\delta_v}} \dots \text{ Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2$$

$$I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4.$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \rightarrow \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4\lambda_i \rightarrow \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{2.36}{65 \times 18} = 0.002$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 18 - \frac{9.77}{3} = 14.74 \text{ cm}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 2.36 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.36} \rightarrow y = 9.77 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{4147.17}{2.36 \times 14.74} = 119.22 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 119.22 + 2.1} = 1.20$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 21.33 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.002 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 8.53 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{45598.93}{1 + 21.33 \times 1.20} = 1714.50 \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + 8.53 \times 1.20} = 4464.12 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{4147.17 \times 3.10^2 \times 10^5}{10 \times 32164,2 \times 1714.50} = 7.23 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{4147.17 \times 3.10^2 \times 10^5}{10 \times 10818,87 \times 4464.12} = 8.25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i = 1.02 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

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

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

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte : } A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

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

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16,2; 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_{t1} \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} = 101 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_{t2} \leq 101 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 1.01 \times 400}{10 \times |(0.6 - 0.3 \times 2.1)|} = 1077.33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_{t3} \leq 1077.33 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16.2; 101; 1077.33)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

III.6.5 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 cm².

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

- 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 $S_t = 20 \text{ cm}$.

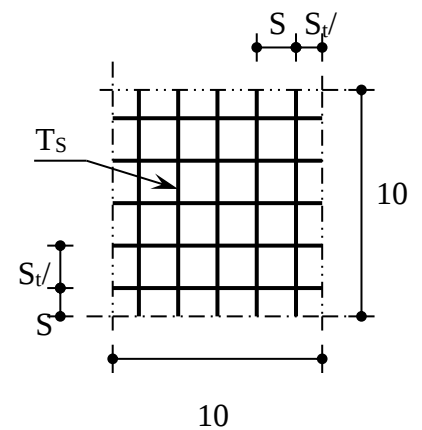


Figure III.26 Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments secondaire

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.

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

On adapte : $5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$.

III.6.6 schéma du ferrailage

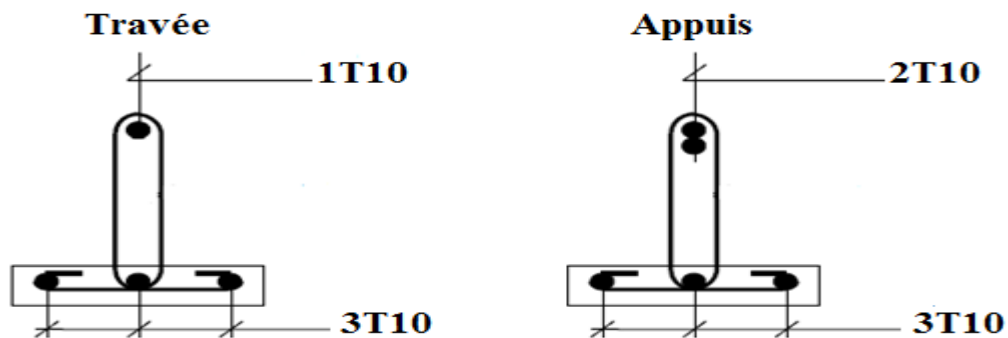


Figure III.27 Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).

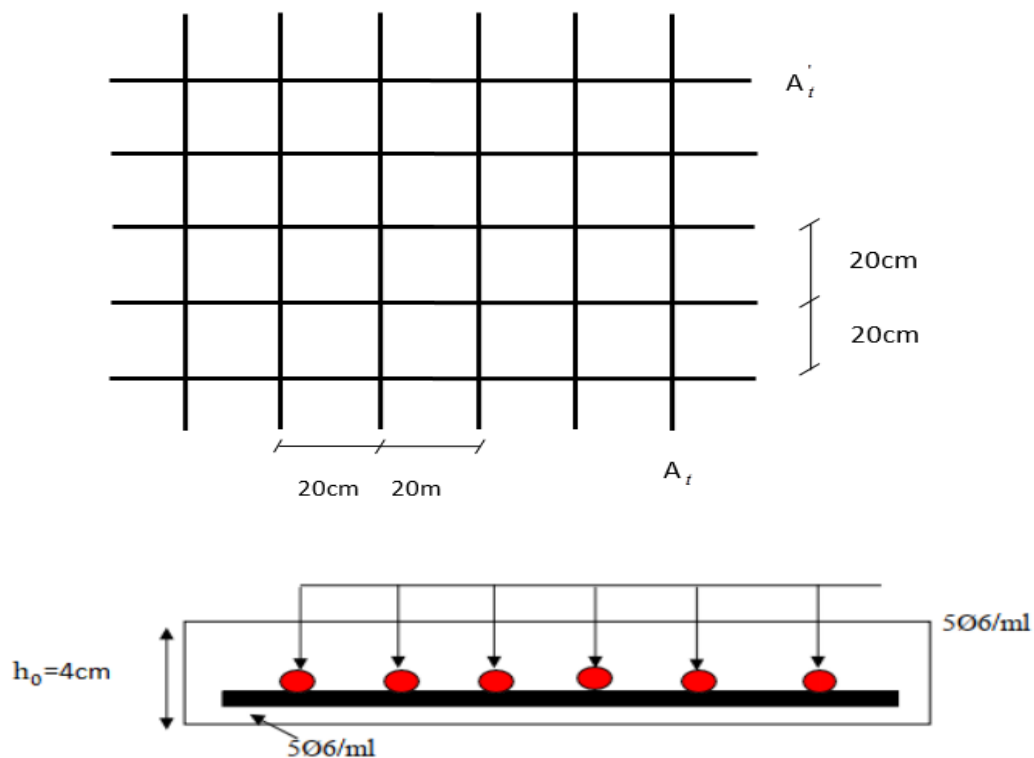


Figure III.28 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.7 Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA93 et le RPA99 version 2003.

Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

CHAPITRE IV.

***ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE
DU BATIMENT***

CHAPITRE IV. Etude dynamique et sismique du bâtiment

IV.1 Introduction

La seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est-à-dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installations sensibles, stratégiques ou potentiellement dangereuses.

Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (R+5) à usage habitation avec un système de contreventement mixte (voile + portique), est implanté à Wilaya de Mila, c'est une zone classée par le RPA99 version 2003 comme zone sismicité (Zone IIa : moyenne sismicité) et dans un Site meuble (S3).

IV.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

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.

IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 Méthode statique équivalente

IV.3.1.1 Principe de la méthode

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

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

IV.3.1.2 Domaine d'application

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 2003.

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.2.1 Principe de la méthode

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

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel d'analyse des structures (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA2003.

IV.3.2.2 Domaine d'application

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas ou méthodes statique équivalente est inapplicable.

IV.3.3 Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme

IV.3.3.1 Principe de la méthode

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

Remarque

Pour l'étude de notre projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car l'article (4.1.2.b) RPA2003 limite la hauteur totale de la structure en zone IIa à 23 m. Nous utiliserons alors, la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse de notre structure.

IV.4 Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale)

IV.4.1 Présentation du logiciel de calcul

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

IV.4.2 Description de logiciel ROBOT

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).

- Les Plancher sont considère rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

IV.4.3 Buts de l'analyse dynamique

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres. **ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitations ... ($\beta = 0,2$) Tableau .4.5.RPA2003.

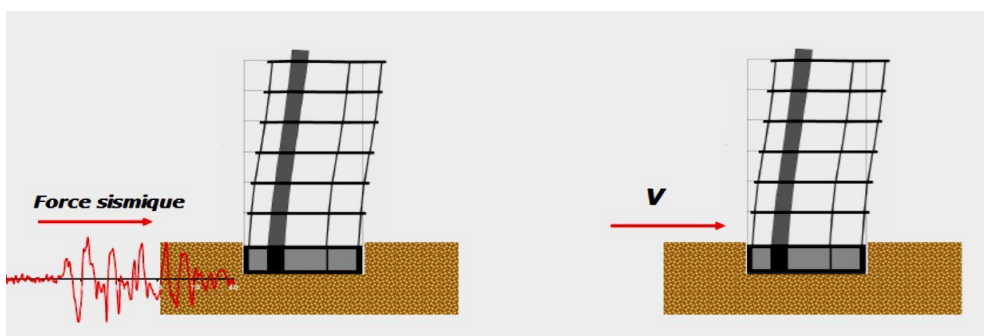


Figure IV.1 Simulation de la force sismique.

IV.4.4 Spectre de Réponse de calcul : RPA 2003 (Article 4.3.3)

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

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

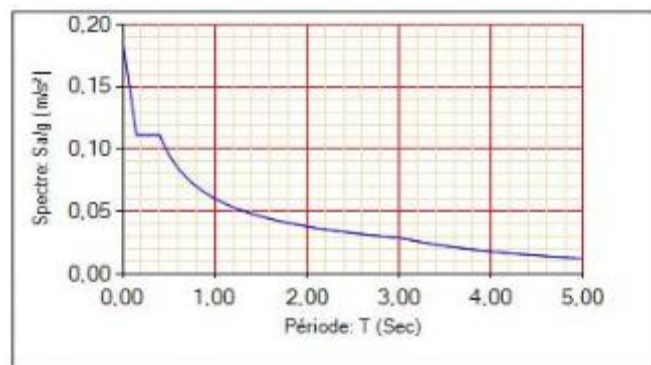


Figure IV.2 Spectre de réponse de calcul.

La période empirique peut être calculée de deux manières :

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

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

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.

$$\Rightarrow h_N = 18.60$$

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

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

D'où : $T_1 = 0.45$ (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) : $D_x = 22.30$ m $\Rightarrow T_2 = 0.35$ (s)

Sens (y) : $D_y = 9.85$ m $\Rightarrow T_2 = 0.53$ (s)

$$T_x = \min(0.45s; 0.35s) = \mathbf{0.35 \text{ (s)}}$$

$$T_y = \min(0.45s; 0.53s) = \mathbf{0.45 \text{ (s)}}$$

- **Nombre de modes à considérer :**

D'après RPA 2003 (Article 4.3.4-a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

CHAPITRE IV. Etude dynamique et sismique

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 les modes ayant une masse modal effective supérieure à **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.

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

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

N : est le nombre de niveaux $N = 5 \rightarrow K \geq 6.71$; Donc on prend **K = 7**

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 = 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.

$\Rightarrow R = 5$

- **Q : facteur de qualité**. Sa valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q \quad \text{RPA99 (formule4.4)}$$

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	
2. Redondance en plan	0	
3. Régularité en plan	0	
4. Régularité en élévation		0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0.1
Total		0.20

$$Q = 1.20 \dots \text{RPA99 V2003}$$

- **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) :

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

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 **tableau4.5 (RPA99)**. 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 :

$$W = 15328,12 \text{ KN.}$$

- **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)

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

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

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

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

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

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 :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \eta = 0.816$$

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

$$T_{sx} = 0.35(s) ; T_{sy} = 0.45(s)$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.35}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.58 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.45}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.19 \end{cases}$$

$$\text{Car } 0.50 \leq T \leq 3.0s$$

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.2 Calcul de la force sismique.

	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)
Sens -X	0,15	2.58	1,20	5	15328,12	1423.67
Sens-Y	0,15	2.19	1,20	5	15328,12	1208.47

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 Analysis Professional 2014** est utilisé.

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis 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.

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.

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

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 régulière 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.

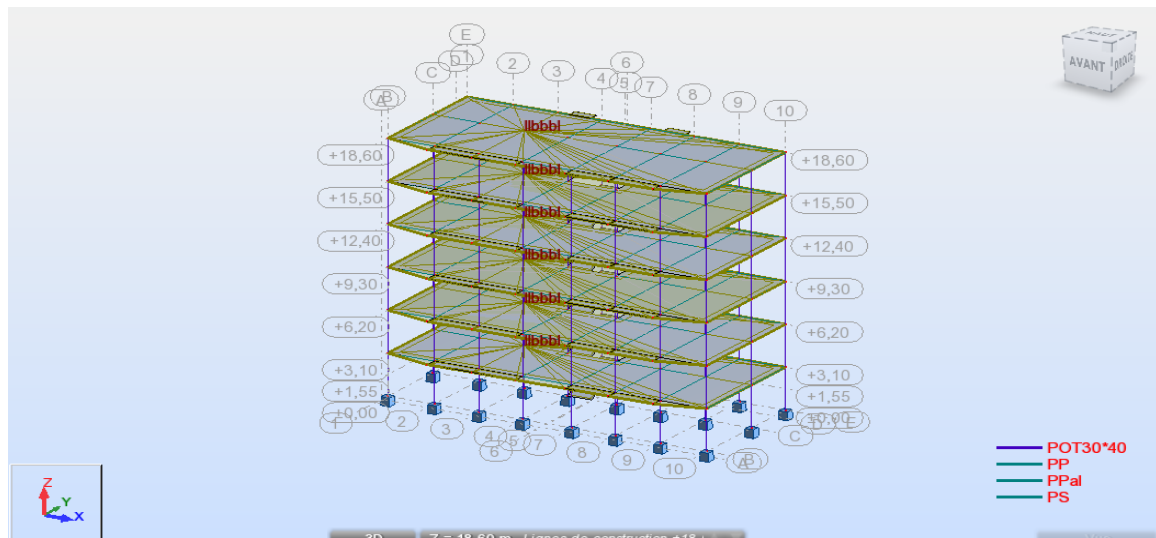


Figure IV.3 structure sans voile en 3D

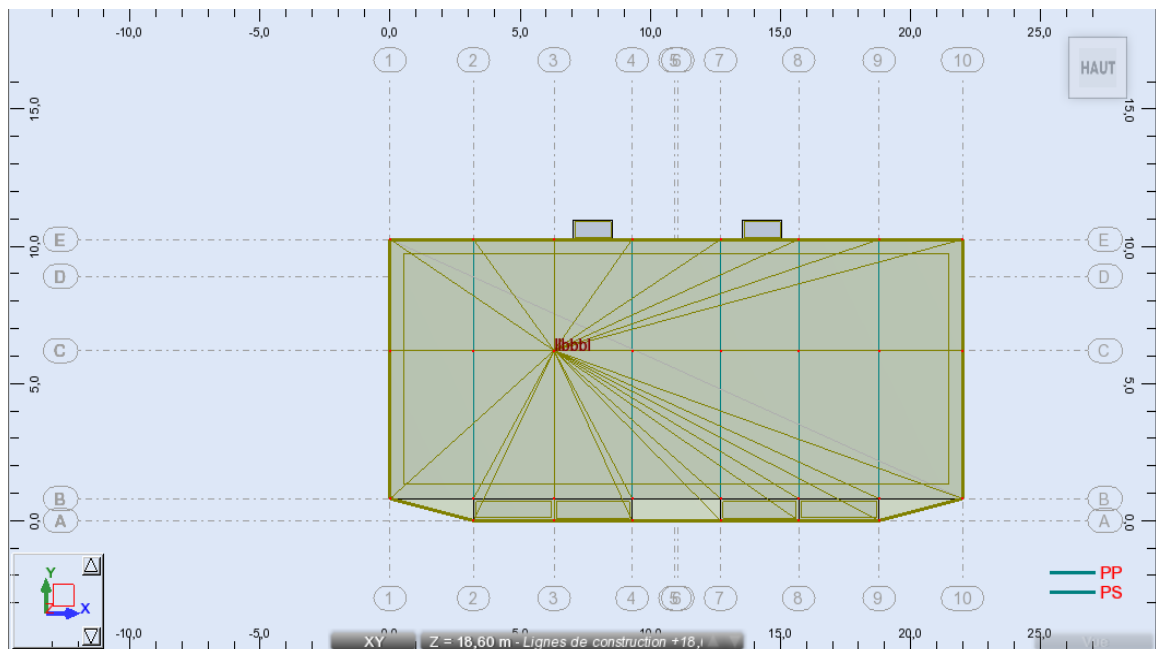


Figure IV.4 Vue en plan de la structure

Les différents modes propres de vibration de la structure en portique sont présentés dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV. Etude dynamique et sismique

Tableau IV.3 Période et pourcentage des masses modales effectives (structure non contreventée).

mode	Période (sec)	Masses cumulées UX(%)	Masses cumulées UY(%)	Masses Modale UX(%)	Masses Modale UY(%)	Nature
1	0.66	0	84.57	0	84.57	Translation
2	0.6	6.75	84.58	6.75	0.01	Torsion
3	0.51	85.12	84.58	78.37	0	Torsion
4	0.3	85.12	84.7	0	0.12	
5	0.29	85.23	84.73	0.11	0.02	
6	0.23	85.23	94.18	0	9.45	
7	0.21	85.41	94.19	0.18	0.01	
8	0.18	93.53	94.19	8.12	0	
9	0.18	93.76	94.19	0.23	0	
10	0.17	94.05	94.19	0.29	0	
11	0.16	94.09	94.2	0.04	0.01	
12	0.15	94.11	94.2	0.02	0	
13	0.14	94.11	94.28	0	0.08	
14	0.14	94.11	97	0	2.72	
15	0.14	94.13	97.02	0.02	0.01	

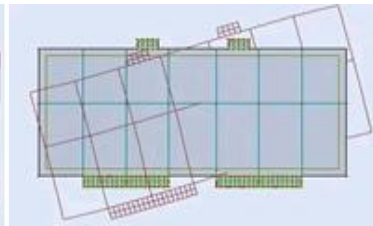
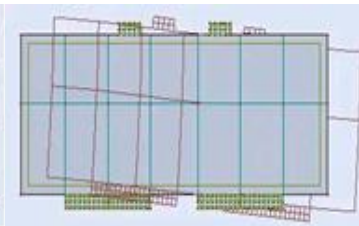
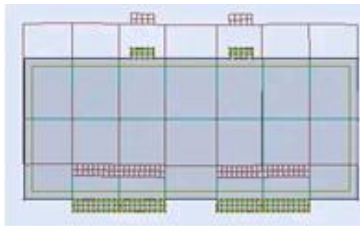


Figure IV.5 Mode 01 Translation. **Figure IV.6** Mode 02 Torsion. **Figure IV.7** Mode 03 Torsion.

IV.5 Analyse de la structure en portique (contreventée)

IV.5.1 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 IV.8 :

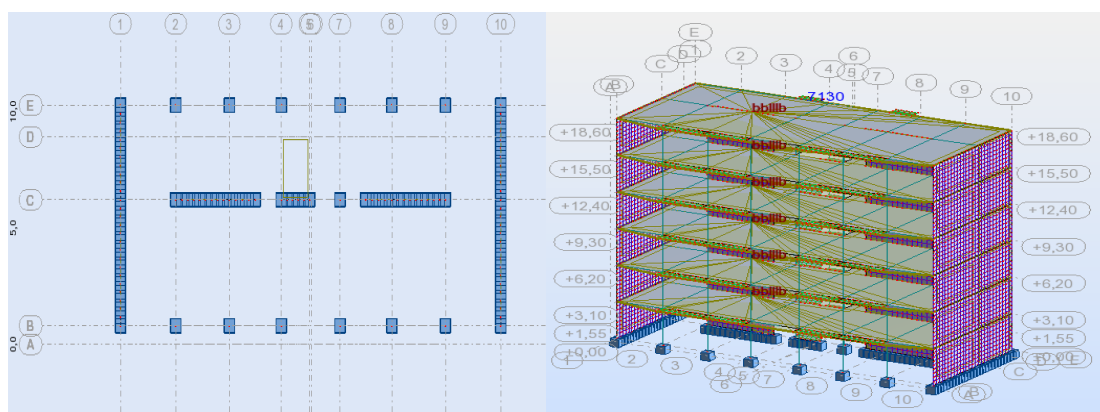


Figure IV.8 Dispositions des voiles en 3D et vue en plan.

Exigence du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes :

Le RPA99 (Article 3.4.A) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

❖ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations.

❖ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au plus 25% des sollicitations.

IV.5.2 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.4 Période et pourcentage des masses modales effectives (structure contreventée).

Mode	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Nature
1	0.36	70.56	0	70.56	0	Translation
2	0.19	70.56	71.25	0	71.25	Translation
3	0.14	70.81	71.25	0.08	0	Torsion
4	0.09	88.89	71.25	18.27	0	
5	0.05	88.92	91.32	5.67	0.01	
6	0.05	92.18	91.32	0	0.22	
7	0.05	92.75	91.03	0	20.07	
8	0.05	92.75	91.03	0.01	0	
9	0.05	92.91	91.03	0	0	
10	0.05	92.91	91.03	0.05	0	
11	0.04	93.52	91.03	0	0	
12	0.04	93.52	91.04	1.16	0	
13	0.04	95.14	91.04	0.52	0.01	
14	0.04	95.14	91.04	0	0	
15	0.04	95.16	91.04	0.3	0	

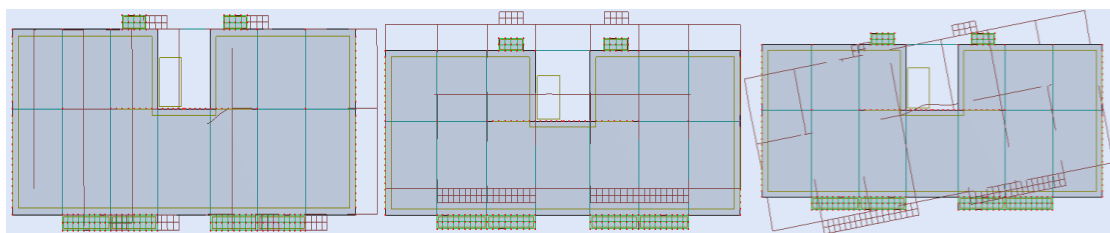


Figure IV.9 Mode 01 Translation. **Figure IV.10** Mode 02 Translation. **Figure IV.11** Mode 03 Torsion.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_{an} = 0.36 \text{ s}$
- Les 1^{ier} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Les quinze (15) premiers modes sont suffisants pour que la masse modale cumulée dépasse les **90%**.

IV.6 Vérifications réglementaires

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 %.

$$T_{em} = \min\{0.35; 0.45\} \rightarrow T_{em} = 0.35 \text{ s}$$

$$T_{an} = 0.36 \text{ s} < 1.3 * 0.35 = 0.46 \text{ s} \dots \text{CV}$$

IV.6.2 Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles : selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Tableau IV.5 l'effort réduit sur les poteaux et les voiles.

F_x (KN)	F_x sur les poteaux (KN)	F_y (KN)	F_y sur les poteaux (KN)	F_z (KN)	F_z sur les voiles (KN)
1165.14	313.23	1210.52	350.53	17370.33	3300.53

IV.6.3 Justification selon RPA 99-v 2003 (Art : 3.4.4a)

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

$$\frac{F_{z \text{ Voile}}}{F_{z \text{ Totale}}} = \frac{3300.53}{17370.33} = 0.19 < 20 \% \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{x \text{ Poteau}}}{F_{x \text{ Totale}}} = \frac{313.23}{1165.14} = 0.27 > 25 \% \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{F_{Y\text{Poteau}}}{F_{Y\text{Totale}}} = \frac{350.53}{1210.52} = 0.29 > 25 \% \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Les conditions de l'interaction portique-voile est vérifiés donc la structure est **Mixte** et le facteur de comportement est égal à 5.

IV.6.4 Calcul de l'excentricité :

IV.6.4.1 L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_R| ; e_y = |Y_G - Y_R|$$

IV.6.4.2 L'excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Tableau IV.6 Valeurs centre de masse et centre de torsion.

Plancher	X _G	Y _G	X _R	Y _R
RDC	11	5.57	11	5.97
1^{er} Etage	11	5.56	11	5.97
2^{ème} Etage	11	5.57	11	5.97
3^{ème} Etage	11	5.57	11	5.97
4^{ème} Etage	11	5.57	11	5.97
5^{ème} Etage	11	5.43	11	5.86

Tableau IV.7 L'excentricité théorique et accidentelle.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		e _{théorique} < e _{acc}
	e _x	e _y	e _{acc} (ox)	e _{acc} (oy)	
RDC	0.00	0.40	1.115	0.49	Condition vérifié
1^{er} Etage	0.00	0.41	1.115	0.49	Condition vérifié
2^{ème} Etage	0.00	0.40	1.115	0.49	Condition vérifié
3^{ème} Etage	0.00	0.40	1.115	0.49	Condition vérifié
4^{ème} Etage	0.00	0.40	1.115	0.49	Condition vérifié
5^{ème} Etage	0.00	0.43	1.115	0.49	Condition vérifié

IV.6.5 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 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 .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport : $r = \frac{0.8 V}{V_t}$

Les vérifications des forces sismiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 Vérification de l'effort tranchant à la base.

	V (KN)	0.8 × V(KN)	V_t (KN)	$V_t > 0.8 V$
Sens X	1428.67	1138,93	1139,43	Condition vérifiée
Sens Y	1208.47	939.77	1192,00	Condition vérifiée

IV.6.6 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} < 0.3$$

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.9 Vérifications des Sollicitations normales.

Niveau	Poteau	N _d (KN)	B _c (m ²)	f _{c28} (Mpa)	v	v < 0.3
5	40x40	171.69	0.160	25	0.057	Condition vérifiée
4	40x40	292.85	0.160	25	0.098	Condition vérifiée
3	40x40	440.71	0.160	25	0.147	Condition vérifiée
2	40x40	589.57	0.160	25	0.197	Condition vérifiée
1	40x40	751.47	0.160	25	0.250	Condition vérifiée
RDC	40x40	1103.82	0.160	25	0.275	Condition vérifiée

Remarque :

La section des poteaux (30x40) cm² n'a pas vérifié ce qui nous conduit de modifier leurs sections en (40x40) cm².

IV.6.7 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.

CHAPITRE IV. Etude dynamique et sismique

IV.6.7.1 Sens longitudinal (Sens-X)

Tableau IV.10 Vérification au renversement (sens X).

	M_{rv}			M_{st}		
Etage	F_{xi}(KN)	h_i(m)	F_{xi} · h_i (KN. m)	W_i (KN)	L_{xi} (m)	W_i · L_{xi} (KN. m)
5	1098,63	3.10	3405.75	14890.11	11.15	166023.5
4	1052,48	3.10	3262.69	12302.71	11.15	137175.22
3	957,51	3.10	2968.28	9804.59	11.15	109321.18
2	814,14	3.10	2523.83	7306.46	11.15	493986.93
1	618,04	3.10	1915.92	4808.34	11.15	53612.99
RDC	358,25	3.10	1110.58	2314.07	11.15	25801.88
	∑ F_i · h_i		15187.05	∑ W_i · L_i		985921.7

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} = \frac{985921.7}{15187.05} = 64.92 > 1.5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée dans le sens longitudinal (sens-X).

IV.6.7.2 Sens transversal (Sens-Y)

Tableau IV.11 Vérification au renversement (sens-Y).

	M_{rv}			M_{st}		
Etage	F_{yi}(KN)	h_i(m)	F_{yi} · h_i (KN. m)	W_i (KN)	L_{yi}(m)	W_i · L_{yi} (KN. m)
5	1150,92	3.10	3567.85	14890,11	4.925	73333.79
4	1083,06	3.10	3357.49	12302,71	4.925	60595.77
3	955,34	3.10	2961.55	9804,59	4.925	48287.61
2	811,33	3.10	2515.12	7306,46	4.925	35984.32
1	641,72	3.10	1989.33	4808,34	4.925	23681.07
RDC	379,48	3.10	1176.39	2314,07	4.925	11396.79
	∑ F_i · h_i		15567.73	∑ W_i · L_i		253279.35

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} = \frac{253279.35}{15567.73} = 16.27 > 1.5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée dans le sens longitudinal (sens-Y).

IV.6.8 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 $R = 5$

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges $0.8G + E$

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

IV.6.8.1 Sens longitudinal (Sens-X)

Tableau IV.12 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)	$\Delta_{k(x)} < \bar{\Delta}$
RDC	310.00	5	0.06	0.3	0,3	3.10	CV
1	310.00	5	0.18	0.9	0,6	3.10	CV
2	310.00	5	0.32	1.6	0,7	3.10	CV
3	310.00	5	0.46	2.3	0,7	3.10	CV
4	310.00	5	0.6	3	0,7	3.10	CV
5	310.00	5	0.74	3.7	0,7	3.10	CV

IV.6.8.2 Sens transversal (Sens-Y)

Tableau IV.13 Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-Y).

Etage	h_e (cm)	R	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^y (m)	$\Delta_{k(y)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_{k(y)} < \bar{\Delta}$
RDC	310.00	5	0.02	0.1	0,1	3.10	CV
1	310.00	5	0.04	0.2	0,1	3.10	CV
2	310.00	5	0.06	0.3	0,1	3.10	CV
3	310.00	5	0.08	0.4	0,1	3.10	CV
4	310.00	5	0.12	0.6	0,1	3.10	CV
5	310.00	5	0.14	0.7	0,1	3.10	CV

IV.6.9 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 :

CHAPITRE IV. Etude dynamique et sismique

IV.6.9.1 Sens longitudinal (Sens-X)

Tableau IV.14 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	310.00	14890,11	0,3	1098,63	0.013	CV
1	310.00	12302,71	0,6	1052,48	0.023	CV
2	310.00	9804,59	0,7	957,51	0.023	CV
3	310.00	7306,46	0,7	814,14	0.020	CV
4	310.00	4808,34	0,7	618,04	0.018	CV
5	310.00	2314,07	0,7	358,25	0.015	CV

IV.6.9.2 Sens transversal (Sens-Y)

Tableau IV.15 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_y	$\theta_y < 0.1$
RDC	310.00	14890,11	0,1	1150,92	0.004	CV
1	310.00	12302,71	0,1	1083,06	0.004	CV
2	310.00	9804,59	0,1	955,34	0.003	CV
3	310.00	7306,46	0,1	811,33	0.003	CV
4	310.00	4808,34	0,1	641,72	0.002	CV
5	310.00	2314,07	0,1	379,48	0.002	CV

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à 0.10 dans les deux sens, donc l'effet P – Δ peut être négligé.

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.

***FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX***

CHAPITRE V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferrailages.

Il s'effectuera selon les règles : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et le règle parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, à la ductilité, et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres et les voiles.

La section d'un élément peut avoir trois types de sollicitations possibles :

- Compression simple.
- Flexion simple.
- Flexion composée.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure.

Les objectifs ainsi visés sont pour assurer une protection acceptable de la vie humaine et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

V.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du Robot :

$$\text{RPA99 (article 5.2):} \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon la sollicitation suivante :

- Le moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

V.2.1 Recommandations de RPA (Article 7.4.2.1)

V.2.1.1 Les armatures longitudinales

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**).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en **zone de recouvrement**).
- $\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ 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.

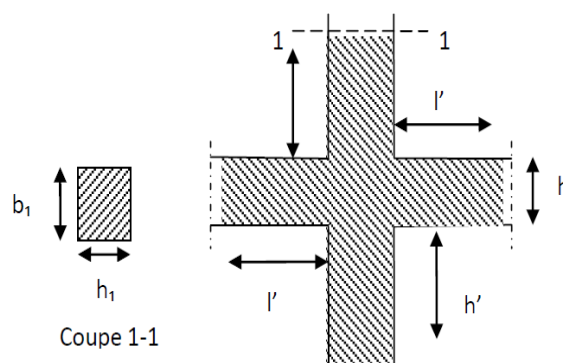


Figure V.1 La zone nodale.

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 (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et EC	40 × 40	12.8	64	96

V.2.1.2 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.

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.

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5; \\ \rho = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5; (\lambda_g \text{ élancemant géométrique}). \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\%(t.b_1) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\%(t.b_1) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

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 ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 Les sollicitations dans les poteaux

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 dans les poteaux.

Niveau	Section	$M_{\max}$ (KN.m)	N_{cor} (KN)
RDC et EC	40 × 40	94.18	56.04

V.2.3 Ferrailage des poteaux

V.2.3.1 Armatures longitudinales

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du **RDC** et **EC**, avec les sollicitations suivantes :

$$M_{\max} = 94.18 \text{ KN.m} \Rightarrow N_{\text{cor}} = 56.04 \text{ KN} \rightarrow e_G = 1.68 \text{ m} > \left(\frac{h}{2}\right) = 0.2 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures.

→ Section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 94.18 + 56.04 \times 0.37 - 0.40/2$$

$$M_{UA} = 114.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{114.71 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.15 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.20$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.34 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{114.71 \times 10}{0.34 \times 348} = 9.69 \text{ cm}^2$$

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	40x40	0	9.69	12.8	13.26	2HA16+6HA14

V.2.3.2 Armatures transversales

On prend par exemple de calcul le poteau du RDC (40×40), soit :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.10}{0.40} = 5.425 \Rightarrow \rho = 2.5$$

V.2.2.2.1. Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{\min} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

V.2.2.2.1. Espacement

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(14, 15) \Rightarrow \mathbf{t = 10 \text{ cm}}$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{\min} = 21 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{t = 15 \text{ cm}}$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 56.04 \times 10 \times 0.15}{3.10 \times 400} = 0.17 \text{ cm}^2$$

V.2.3.3 La quantité d'armatures transversales minimales

On a : $\lambda_g = 5.425 > 5$ donc :

CHAPITRE V. Ferrailages des éléments structuraux

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.3\%(t.b_1) = \frac{0.3}{100} \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.3\%(t.b_1) = \frac{0.3}{100} \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour : **4HA8 = 2.01 cm²**

Tableau V.4 Les armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	Section cm ²	$\phi_l^{\min}$ (cm)	l_f (cm)	λ_g	V_u (KN)	L_r (cm)	T zone nodale (cm)	T zone Courante (cm)	A_t (cm ²)	$A_t^{\min}$ (cm ²)	A adopté (cm ²)
RDC et EC	40x40	1.4	217	5.425	56.04	56	10	15	0.17	1.8	2.01

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.

$$\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \right)$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.2.4 Vérifications

V.2.4.1 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.

✓ **γ_b** = 1.5 ; **γ_s** = 1.15

✓ **α** : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

l_f = 0.7 × **l₀** (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) × (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	40x40	3.10	217	11.55	18.79	0.80	13.26	1444	2508.23	56.04	C.V

V.2.4.2 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 :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}} \quad \dots \text{ béton fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}} \quad \dots \text{ béton fibre inferieure.}$$

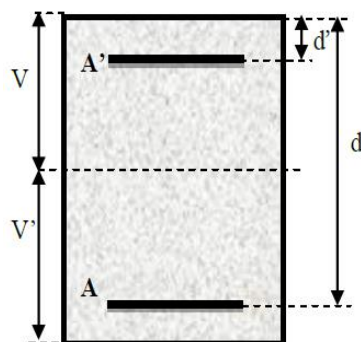


Figure V.2 Section d'un poteau.

$S = b \times h + 15(A + A')$... section homogène.

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$M_G^{\text{ser}} = M^{\text{ser}} - N^{\text{ser}} \left(\frac{h}{2} - V \right) = 64.27 - 29.79 \left(\frac{0.40}{2} - 0.2188 \right) = 64.83 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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
	cm²	cm	cm²	Cm²	Cm		m⁴	KN	KN.m	MPa			
RDC et EC	40x40	37	13.26	1798.9	21.88	18.12	0.0026	29.79	64.27	5.62	5.29	15	C.V

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc1,2} < \overline{\sigma}_{bc}$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \text{ Tel que : } \overline{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

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)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
RDC	40x40	2.17	5.425	0.075	37	40.95	0.28	1.875	C.V

V.2.4.4 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 :

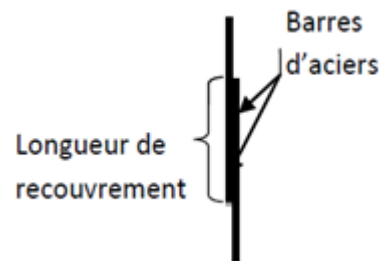


Figure V.3 Longueur de recouvrement Poteaux.

$$L_r \geq 40 \times \emptyset \text{ en zone IIa}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$$

- 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.

V.2.4.5 Schéma de ferrailage des poteaux

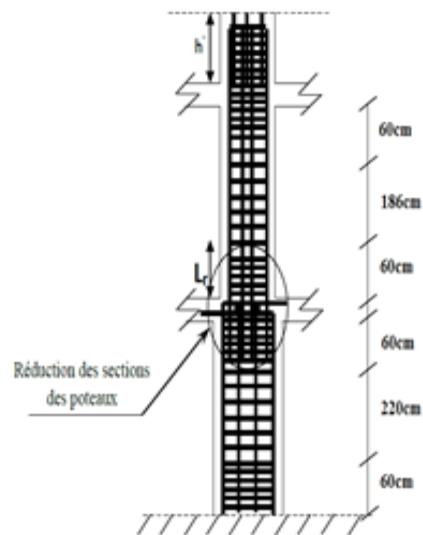


Figure V.4 Disposition constructive des armatures des poteaux.

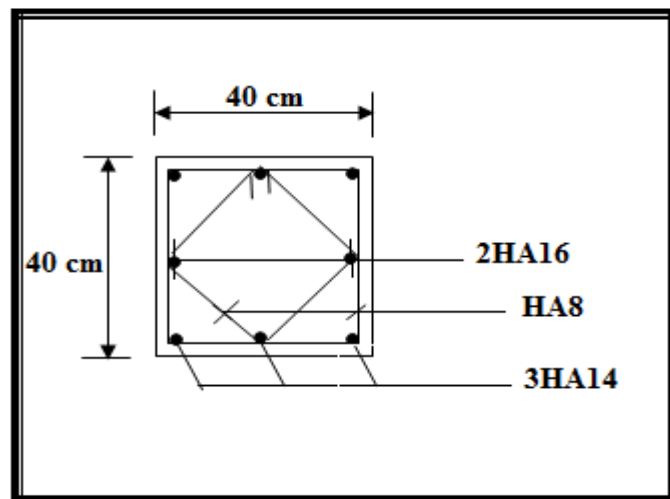


Figure V.5 Croquis des de ferrailages poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Calcul des Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du Robot 2014, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures ($A_{\min}$).

V.3.1.1 Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99

V.3.1.1.1 Pourcentage maximum des armatures longitudinales

A) Poutres principales

✓ En zone courante

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

✓ En zone de recouvrement

$$A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

B) Poutres secondaires

✓ En zone courante

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

✓ En zone de recouvrement

$$A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

V.3.1.1.2 Pourcentage minimum des armatures longitudinales

A) Poutres principales

$$A_{\min} = 0.5\%b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

B) Poutres secondaires

$$A_{\min} = 0.5\%b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

V.3.1.1.3 Section d'armature calculée

Poutre principale (30×40)

Les résultats des sollicitations des poutres principales sont donnés à la figure suivant :

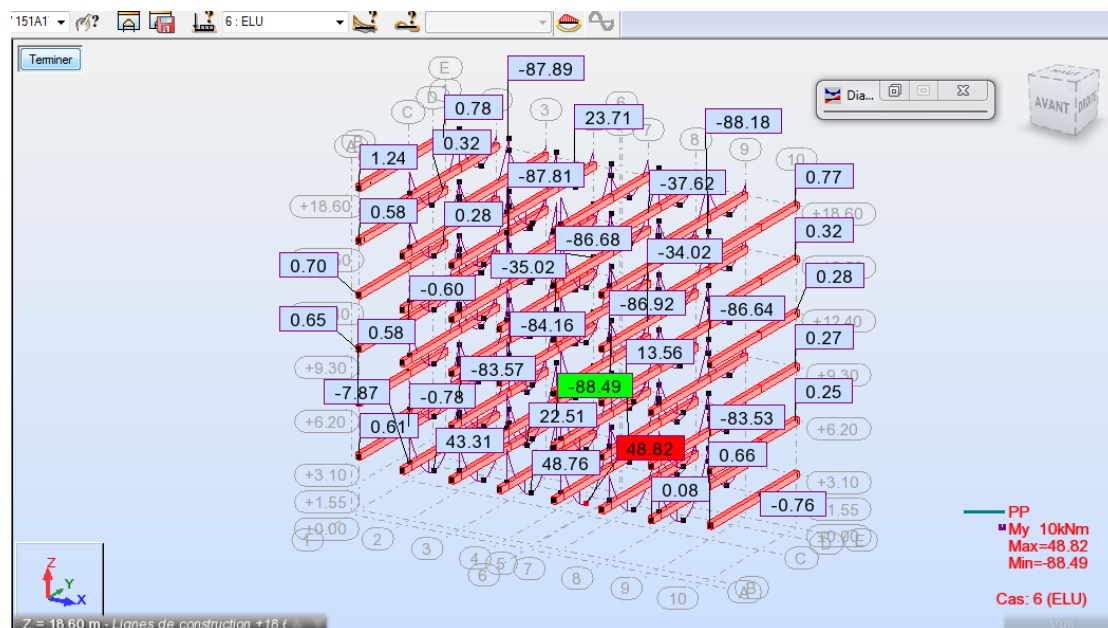


Figure V.6 Résultat de sollicitation de PP à ELU.

$$M_t = 48.82 \text{ KN.m} ; M_a = 88.49 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.82 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.20} = 0.08$$

$$\mu_{bu} = 0.08 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.10$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 355.2 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{48.82 \times 10^6}{355.2 \times 348} \times \frac{1}{100} = 3.95 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures en appuie :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88.49 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 18.48} = 0.12$$

$$\mu_{bu} = 0.12 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.16$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 346.32 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{88.49 \times 10^6}{346.32 \times 400} \times \frac{1}{100} = 6.39 \text{ cm}^2$$

B) Poutre secondaire (30x35)

Les résultats des sollicitations des poutres secondaires sont donnés à la figure suivant :

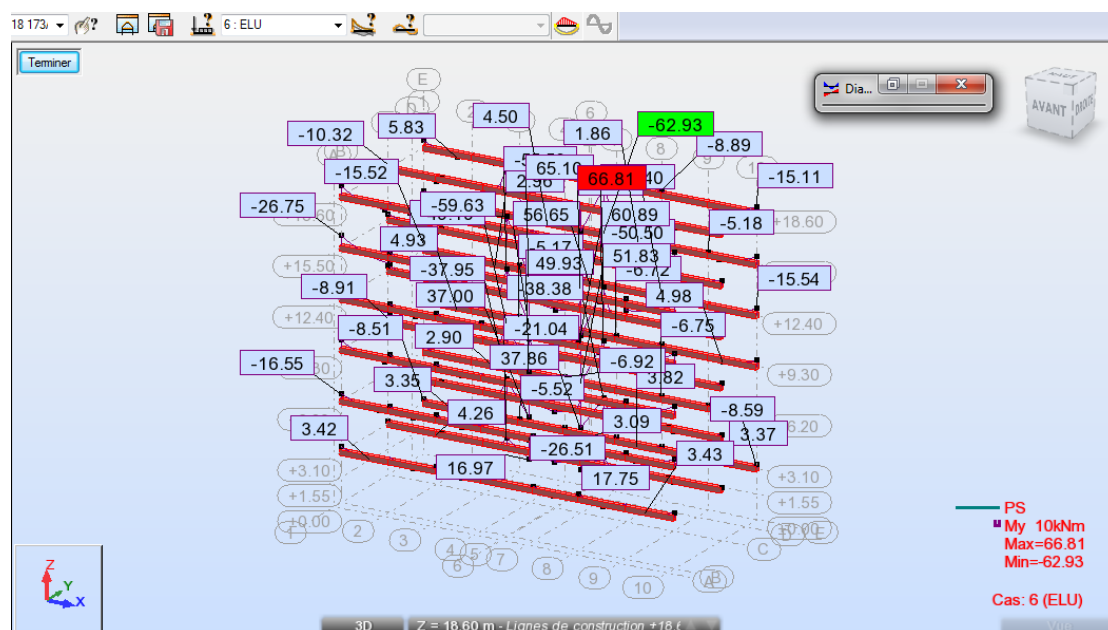


Figure V.7 Résultat de sollicitation de PS à ELU.

$$M_t = 66.81 \text{ KN.m} ; M_a = 62.93 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{66.81 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.20} = 0.15$$

$$\mu_{bu} = 0.15 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.20$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 294.4 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{66.81 \times 10^6}{294.4 \times 348} \times \frac{1}{100} = 6.52 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures en appuie :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.93 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 18.48} = 0.11$$

$$\mu_{bu} = 0.11 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.15$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 300.8 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{62.93 \times 10^6}{300.8 \times 400} \times \frac{1}{100} = 5.23 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 Les armatures longitudinales dans les poutres.

Type de poutre	Section (cm)	localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nombre des barres	V _u (KN)
Principale	30x40	Appui	6.39	6	6.63	1T16+3T14	40.95
		Travée	3.95	6	6.63	1T16+3T14	
Secondaire	30x35	Appui	5.23	5.25	6.63	1T16+3T14	40.95
		Travée	6.52	5.25	6.63	1T16+3T14	

V.3.2 Vérification à l'ELU

V.3.2.1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{poutres secondaire.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

V.3.2.2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{BAEL91(Article H. III. 1)}$$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutre	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau}_u \text{ (MPa)}$	Observation
Principale	40.95	0.37	3.25	Vérifiée
Secondaire	40.95	0.43	3.25	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.3.3 Calcul des armatures transversales

V.3.3.1 Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{Lmin}\right)$$

➤ Poutre principale :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1.14; 3; 1.2)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ Poutre secondaire :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1; 3; 1.2) \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

V.3.3.2 Espacements des barres

Selon le RPA99/version2003 (article 7.5.2.2)

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$

Poutre principales : $S_t \leq \min(10; 16.8; 30)$ soit : **$S_t = 8 \text{ cm}$**

Poutre secondaires : $S_t \leq \min(8.75; 16.8; 30)$ soit : **$S_t = 8 \text{ cm}$**

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20$ soit : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5$ soit : **$S_t = 15$ cm**

V.3.3.3 Vérification de la section minimale A_t

- **Pour les poutres principales**

$A_t^{\min} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée.

- **Pour les poutres secondaires**

$A_t^{\min} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée.

V.3.3.4 Vérifications des armatures longitudinales

V.3.3.4.1 Les longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; La longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r \geq 40\phi$ en zone II

$\phi = 16 \text{ mm}$ $L_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

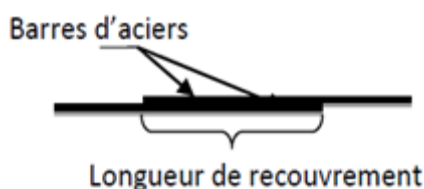


Figure V.8 Longueur de recouvrement.

V.3.3.5 Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

V.3.3.5.1 Poutres principales

- En zone courante :

$1T16 + 3T14 = 6.63 \text{ cm}^2 < 4\% \times b \times h = 48 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée.

- En zone de recouvrement :

$1T16 + 3T14 = 6.63 \text{ cm}^2 < 6\% \times b \times h = 72 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée.

V.3.3.5.2 Poutres secondaires

- En zone courante :

$$1T16 + 3T14 = 6.63 \text{ cm}^2 < 4\% \times b \times h = 42 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En zone de recouvrement :

$$1T16 + 3T14 = 6.63 \text{ cm}^2 < 6\% \times b \times h = 63 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.3.6. Cisaillement

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- En appui intermédiaire : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 Vérification au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²) appui	Ma (KN.m)	V_u (KN)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$	Observation
Principale	6.63	88.49	40.95	1.18	6.46	Vérifiée
Secondaires	6.63	62.93	40.95	1.18	5.10	Vérifiée

V.3.4 Vérification à l'ELS

V.3.4.1 Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

V.3.4.2 Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres		M_{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Principales	Appui	64.27	0.0016	0.127	5.10	Vérifiée
	Travée	35.45			2.81	Vérifiée
Secondaires	Appui	45.84	0.0011	0.116	4.83	Vérifiée
	Travée	48.65			5.13	Vérifiée

V.3.4.3 Etat limite de déformation (flèche)

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification des conditions de la flèche.

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)	Observation
Principales	$0.074 \geq 0.0625$	$0.074 \geq 0.0032$	$0.006 \leq 0.0105$	Vérifiée
Secondaires	$0.103 \geq 0.0625$	$0.103 \geq 0.002$	$0.007 \leq 0.0105$	Vérifiée

V.3.4.4 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 résistant 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.

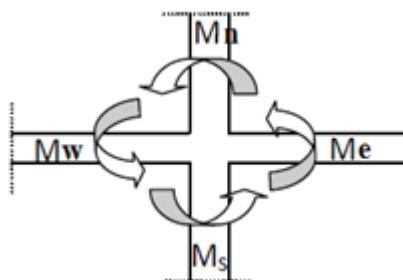


Figure V.9 Schéma de la Zone nodale.

V.3.4.5 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.14 Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
RDC et EC	40x40	36	13.26	166.12

V.3.4.6 Détermination des moments résistants dans les poutres

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau si dessus :

Tableau V.15 Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN. m)
RDC et EC	PP (30x40)	36	6.63	83.06
	PS (30x35)	31.5	6.63	72.68

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.16 Vérification des zones nodales.

Niveau	plan	M _n	M _s	M _n + M _s	M _e = M _w	1.25(M _e + M _w)	Obser vation
	Cm ²	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	
RDC	PP (30x40)	31.09	34.60	65.69	2.66	64.325	C.V
	PS (30x35)				48.80	64.325	
Etage Courant	PP (30x40)	31.09	34.60	65.69	2.66	64.325	C.V
	PS (30x35)				48.80	64.325	

La vérification dans les zones nodales est justifiée, donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.3.5 Schémas de ferrailage des poutres

V.3.5.1 Poutre principale

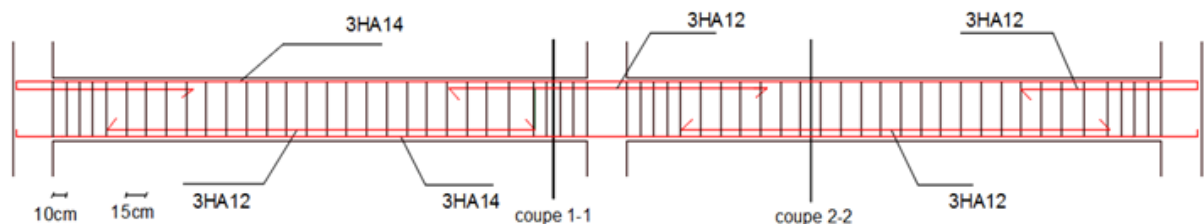


Figure V.10 Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

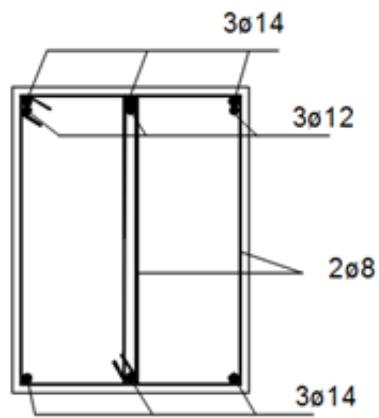


Figure V.11 Coupe 1-1 PP

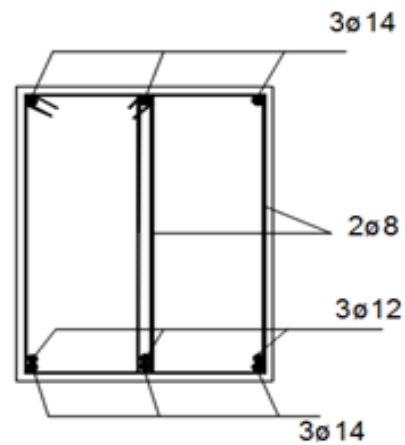


Figure V.12 Coupe 2-2 PP

V.3.5.2 Poutre secondaire

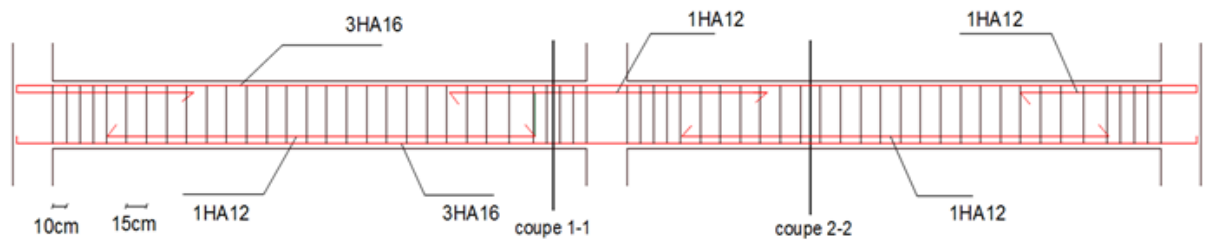


Figure V.13 Disposition constructive des armateurs dans les poutres secondaires.

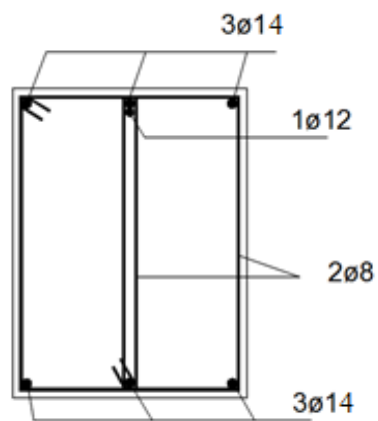


Figure V.14 Coupe 1-1 PS

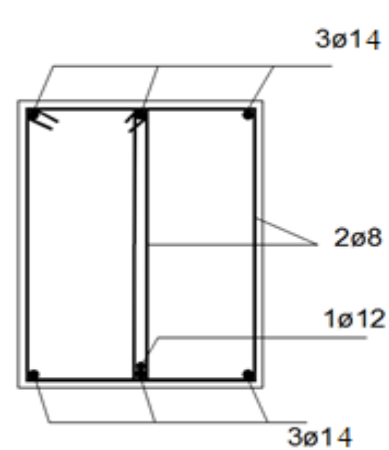


Figure V.15 Coupe 2-2 PS

V.4 Etude des voiles

V.4.1 Introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ Flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2 Recommandation du RPA (Article 7.7)

V.4.2.1 Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times e \times L_t$
e : épaisseur du voile.

 L_t : longueur de zone tendue.
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

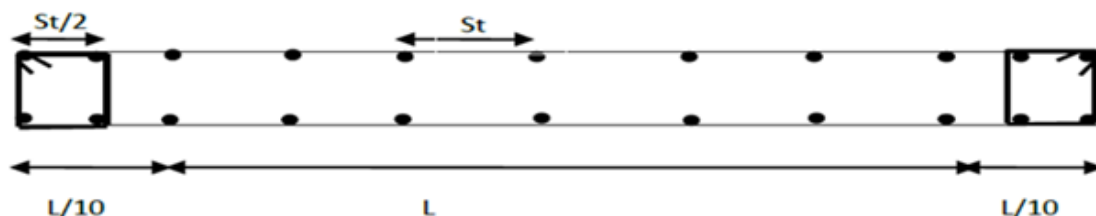


Figure V.16 Disposition des armatures verticales (vue en plan).

V.4.2.2 Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement. Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10\varnothing$.
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ $\emptyset \leq \frac{1}{10} \times e$

- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - L'espacement $S_t = \min(1.5e; 30 \text{ cm})$ avec e : épaisseur du voile.
 - les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m^2 .

V.4.2.3 Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

V.4.3 Disposition des voiles

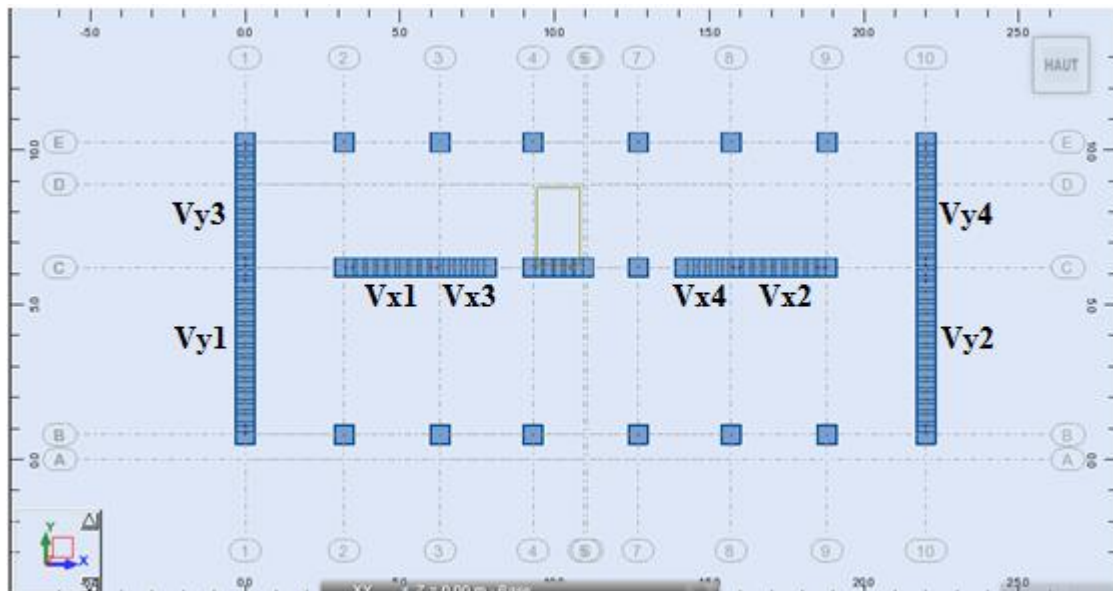


Figure V.17 Disposition des voiles.

V.4.4 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.17 Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC).

Voile	$M_{\max}$ (KN.m)	N_{cor} (KN)	V (KN)
Vy1	778.07	13.09	258.90
Vy2	781.03	12.92	258.85
Vy3	364.67	73.75	143.11
Vy4	365.97	76.06	143.11
Vx1	759.97	181.42	191.51
Vx2	741.21	183.02	227.70
Vx3	131.72	446.67	159.85
Vx4	150.99	444.73	74.31

V.4.5 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^{adop} : 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.4.6 Exemple de calcul

On prend comme exemple le voile Vy1 :

$$M_{\max} = 778.07 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_{\text{cor}} = 13.09 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V = 258.90 \text{ KN}$$

V.4.6.1 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.

$$L = 5.40 \text{ m} ; d = 0.9 \times h = 4.86 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{778.07}{13.09} = 59.44 \text{ m}$$

$e_G > \frac{L}{2} = 2.7 \text{ m} \Rightarrow N$ est un effort de traction et c en dehors de la section $\Rightarrow$ section partiellement tendue.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA} :

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{L}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 778.07 + 13.09 \times \left(4.86 - \frac{5.40}{2}\right) = 806.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{806.34 \times 10^{-3}}{0.20 \times 4.86^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.015$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 4.83 \text{ m}$$

$$A_v^{cal} = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{790.06 \times 10}{4.83 \times 348} = 4.8 \text{ cm}^2$$

V.4.6.2 Calcul des armatures minimales

$$A_v^{min} = 0.15\% \times e \times L = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^t = 0.2\% \times e \times L_t$$

Pour le calcul de L_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{5.4}{2} = 2.7 \text{ m}$$

$$\sigma^+ = \frac{13.09 \times 10^{-3}}{0.2 \times 5.4} + \frac{778.07 \times 10^{-3}}{\frac{0.2 \times 5.4^3}{12}} \times 2.7 = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{13.09 \times 10^{-3}}{0.2 \times 5.4} - \frac{778.07 \times 10^{-3}}{\frac{0.2 \times 5.4^3}{12}} \times 2.7 = -0.79 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0.79 \times 5.4}{0.81 + 0.79} = 2.66 \text{ m}$$

$$A_{\min}^t = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 0.2 \times 2.66 = 10.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 10.64 \text{ cm}^2 > A_v^{\text{cal}} = 4.8 \text{ cm}^2$$

On choisit : 7T14 = 10.78 cm²

$$A_{\min}^c = 0.1\% \times e \times L_c \text{ avec : } L_c = L - 2 \times L_t = 5.4 - 2 \times 2.66 = 0.08 \text{ m}$$

$$A_{\min}^c = 0.16 \text{ cm}^2$$

On choisit : 1T12 = 1.13 cm²

$$A_v^{\text{adp}} = 10.78 + 1.13 = 11.91 \text{ cm}^2$$

V.4.6.3 Calcul des armatures horizontales

On a : V = 258.90KN

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{258.90 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.86} = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Pour S_t = 20 cm on aura :

- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 20 \times 310 = 9.3 \text{ cm}^2$
- $A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4} = \frac{11.91}{4} = 2.98 \text{ cm}^2$

On choisit : 9T12 = 10.18 cm²

$$A_h^{\text{adp}} = 10.18 \text{ cm}^2$$

Tableau V.18 Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC).

	Voile Vy1	Voile Vy2	Voile Vy3	Voile Vy4	Voile Vx1	Voile Vx2	Voile Vx3	Voile Vx4
L (m)	5.40	5.40	4.05	4.05	3.10	3.10	1.5	1.5
M (KN.m)	778.07	781.03	364.67	365.97	759.97	741.21	131.72	150.99
N (KN)	13.09	12.92	73.75	76.06	181.42	183.02	446.67	444.73
V (KN)	258.90	258.85	143.11	143.11	191.51	227.70	159.85	74.31
τ_u (MPa)	0.27	0.27	0.2	0.2	0.34	0.41	0.59	0.28
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	4.8	4.81	3.84	3.88	10.38	10.2	8.87	9.28
A_v^{min} (cm²)	16.2	16.2	12.15	12.15	9.3	9.3	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm²)	11.91	11.91	9.24	9.24	11.91	11.91	12.13	13.13
N^{barre}	7T14+1T 12	7T14+1T 12	6T14	6T14	7T14+1T 12	7T14+1T 12	2T14+8T 12	5T16+2T 14
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2.98	2.98	2.31	2.31	2.98	2.98	3.03	3.28
A_h^{min} (cm²)	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
A_h^{adp} (cm²)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.19 Ferrailage des voiles à yy et xx (N1).

	Voile Vy1	Voile Vy2	Voile Vy3	Voile Vy4	Voile Vx1	Voile Vx2	Voile Vx3	Voile Vx4
L (m)	5.40	5.40	4.05	4.05	3.10	3.10	1.5	1.5
M (KN.m)	626.22	628.88	283.87	285.11	545.90	545.42	90.78	88.52
N (KN)	28.53	28.41	49.88	52.01	262.05	263.97	190.55	190.02
V (KN)	274.96	276.03	172.63	173.37	279.63	283.14	96.10	64.99
τ_u (MPa)	0.28	0.28	0.24	0.24	0.50	0.51	0.36	0.24
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	4.09	4.10	2.89	2.93	9.15	9.17	4.46	4.4
A_v^{min} (cm²)	16.2	16.2	12.15	12.15	9.3	9.3	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm²)	11.91	11.91	8.83	8.83	11.25	11.25	6.53	6.53
N^{barre}	7T14+1T 12	7T14+1T 12	5T14+1T 12	5T14+1T 12	1T16+6T 14	1T16+6T 14	1T16+4T 12	1T16+4T 12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2.98	2.98	2.21	2.21	2.81	2.81	1.63	1.63
A_h^{min} (cm²)	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
A_h^{adp} (cm²)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.20 Ferrailage des voiles à yy et xx (N2).

	Voile Vy1	Voile Vy2	Voile Vy3	Voile Vy4	Voile Vx1	Voile Vx2	Voile Vx3	Voile Vx4
L (m)	5.40	5.40	4.05	4.05	3.10	3.10	1.5	1.5
M (KN.m)	449.80	451.68	199.69	200.48	319.01	326.61	85.93	62.92
N (KN)	70.79	70.39	0.86	2.31	299.94	299.55	40.34	35.86
V (KN)	244.84	246.07	151.14	151.91	227.17	222.23	75.36	66.85
τ_u (MPa)	0.25	0.25	0.21	0.21	0.41	0.4	0.28	0.25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	3.58	3.59	1.59	1.61	7.23	7.31	2.37	1.81
A_v^{min} (cm²)	16.2	16.2	12.15	12.15	9.3	9.3	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm²)	11.59	11.59	10.18	10.18	10.78	10.78	4.21	4.21
N^{barre}	5T16+1T 14	5T16+1T 14	9T12	9T12	7T14	7T14	2T14+1T 12	2T14+1T 12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2.9	2.9	2.55	2.55	2.7	2.7	1.05	1.05
A_h^{min} (cm²)	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
A_h^{adp} (cm²)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21 Ferrailage des voiles à yy et xx (N3).

	Voile Vy1	Voile Vy2	Voile Vy3	Voile Vy4	Voile Vx1	Voile Vx2	Voile Vx3	Voile Vx4
L (m)	5.40	5.40	4.05	4.05	3.10	3.10	1.5	1.5
M (KN.m)	295.40	296.46	131.36	131.82	160.80	170.97	78.72	40.75
N (KN)	96.38	95.82	33.81	32.94	293.22	291.79	37.41	42.77
V (KN)	205.52	206.60	127.64	128.31	165.55	158.74	56.25	67.10
τ_u (MPa)	0.21	0.21	0.18	0.18	0.3	0.28	0.21	0.25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	2.99	2.99	1.47	1.46	5.47	5.56	2.17	1.42
A_v^{min} (cm²)	16.2	16.2	12.15	12.15	9.3	9.3	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm²)	11.09	11.09	8.33	8.33	11.81	11.81	4.21	4.21
N^{barre}	5T14+3T 12	5T14+3T 12	1T14+6T 12	1T14+6T 12	4T14+5T 12	4T14+5T 12	2T14+1T 12	2T14+1T 12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2.77	2.77	2.08	2.08	2.95	2.95	1.05	1.05
A_h^{min} (cm²)	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
A_h^{adp} (cm²)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22 Ferrailage des voiles à yy et xx (N4).

	Voile Vy1	Voile Vy2	Voile Vy3	Voile Vy4	Voile Vx1	Voile Vx2	Voile Vx3	Voile Vx4
L (m)	5.40	5.40	4.05	4.05	3.10	3.10	1.5	1.5
M (KN.m)	163.34	163.71	74.36	74.45	73.35	83.99	69.14	28.76
N (KN)	99.31	98.73	48.77	48.42	241.46	240.14	51.30	197.85
V (KN)	161.34	162.23	101.38	101.96	105.64	97.71	38.11	64.20
τ_u (MPa)	0.17	0.17	0.14	0.14	0.19	0.18	0.14	0.24
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	2.24	2.24	1.21	1.20	3.87	3.97	2.15	3.19
A_v^{min} (cm²)	16.2	16.2	12.15	12.15	9.3	9.3	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm²)	11.81	11.81	8.64	8.64	8.04	8.54	4.52	5.4
N^{barre}	4T14+5T 12	4T14+5T 12	2T16+3T 14	2T16+3T 14	4T16	2T16+4T 12	4T12	1T16+3T 12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2.95	2.95	2.16	2.16	2.01	2.14	1.13	1.35
A_h^{min} (cm²)	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
A_h^{adp} (cm²)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23 Ferrailage des voiles à yy et xx (N5).

	Voile Vy1	Voile Vy2	Voile Vy3	Voile Vy4	Voile Vx1	Voile Vx2	Voile Vx3	Voile Vx4
L (m)	5.40	5.40	4.05	4.05	3.10	3.10	1.5	1.5
M (KN.m)	59.55	59.44	30.26	30.05	48.02	53.55	60.35	32.88
N (KN)	71.76	71.40	38.04	38.08	136.66	136.93	20.63	97.01
V (KN)	105.73	105.78	68.91	68.80	52.99	37.35	22.68	59.98
τ_u (MPa)	0.11	0.11	0.09	0.09	0.09	0.07	0.08	0.22
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	1.27	1.27	0.73	0.72	2.25	2.31	1.56	1.96
A_v^{min} (cm²)	16.2	16.2	12.15	12.15	9.3	9.3	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm²)	11.72	11.72	9.24	9.24	7.6	8.73	4.21	4.27
N^{barre}	1T14+9T 12	1T14+9T 12	6T14	6T14	2T14+4T 12	2T14+5T 12	2T14+1T 12	1T16+2T 12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2.93	2.93	2.31	2.31	1.9	2.18	1.05	1.07
A_h^{min} (cm²)	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
A_h^{adp} (cm²)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

V.4.7 Exemples de ferrailages des voiles

V.4.7.1 Voile Vy1, Vy2

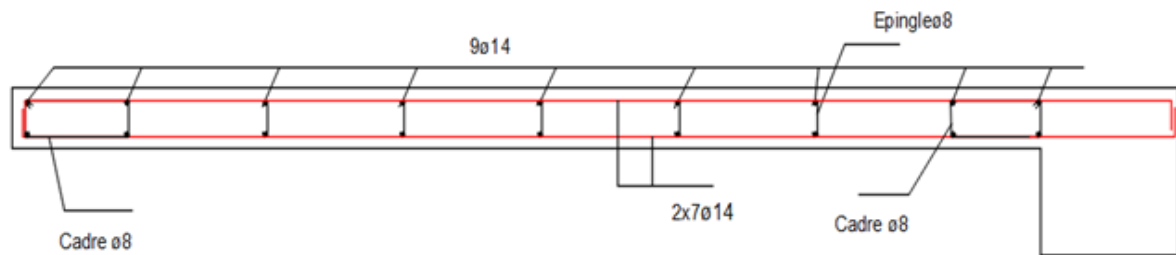


Figure V.18 Voile Vy1, Vy2.

V.4.7.2 Voile Vx1, Vx2

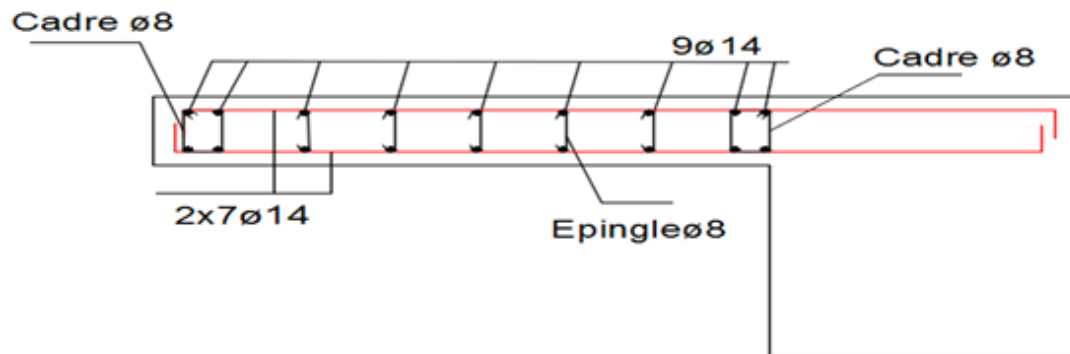


Figure V.19 Voile Vx1, Vx2.

V.5 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

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).

VI.3 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 2 m ;
- La contrainte admissible du sol est 2 bars ;
- Le tassement admissible est 1.2 cm ;

- L'agressivité du sol contre le béton est nulle ;
- Sol de moyenne cohésion $C = 0.5$ Bars ;
- 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.4 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.5 Calcul 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 :

A l'ELS

$$N_{ser} = NG + NQ$$

$$N_{ser} = 16934.26 \text{ KN Selon Robot (E.L.S)}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{16934.26}{200} = 84.67 \text{ m}^2$$

VI.6 Vérification du chevauchement

$$\text{Surface totale bâtiment} = \frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50 \%$$

$S_{bâtiment}$ = la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{84.67}{240.9} = 0.35$$

$$35\% < 50 \%$$

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

On prend comme un exemple de calcul la semelle la plus sollicitée :

$$N_u = 1449.58 \text{ KN}, M_u = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 1056.54 \text{ KN}, M_{ser} = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$a = b = 40 \text{ cm} \rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \rightarrow A = B \text{ (semelles carrées)}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.0 \text{ bar} \rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN.}$$

VI.7 Calcul de la contrainte

Selon (RPA l'article 10.1.4.1); on n'utilise pas la contrainte du sol admissible (donnée généralement par les rapports géotechniques) mais une contrainte ultime.

Nous avons :

$$\begin{cases} \sigma_{S adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \\ \sigma_{S adm}(ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \end{cases}$$

Avec :

γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\begin{cases} \gamma_q = 2 \text{ à l'ELU} \\ \gamma_q = 3 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

Il est à noter que la contrainte admissible du sol figurant dans le rapport de sol est prise à l'ELS ($\sigma_{s adm} = 2$)

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS} \rightarrow \sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 2 = 3 \text{ bars}$$

VI.7.1 Cas statique A l'ELS

Sous la combinaison G+Q, nous avons un effort N=1056.54 KN

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1056.54}{200}} = 2.29 \text{ m.}$$

VI.7.2 Cas statique A l'ELU

Sous la combinaison 1.35G + 1.5Q, nous avons un effort N=1449.58 KN

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1449.58}{300}} = 2.20 \text{ m.}$$

VI.7.3 Cas Dynamique A l'ELA

Sous la combinaison G + Q + EX, nous avons un effort N=1307.88 KN

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1307.88}{300}} = 2.09 \text{ m.}$$

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.

On peut considérer que : $A = B$

On adopte : $A = 2,30 \text{ m}$; $B = 2,30 \text{ m}$

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 3 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.8 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailer la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailer la poutre de libage

VI.8.1 Semelle filantes sous voile

VI.8.1.1 Vérification des contraintes dans le sol

VI.8.1.1.1 Distribution des contraintes à l'ELS

Tableau VI.1 Distribution des contraintes à l'ELS

Barre/Noeud/Cas	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
419/ 40/ 7 (C)	0,32	-0,18	0,32	0,00	-0,18	-0,00	0,0
419/ 56/ 7 (C)	0,39	-0,22	0,39	0,00	-0,22	-0,00	0,0

$$\sigma_{\max} = 3.2 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = -1.8 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1.95 \text{ Bar} < 2 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.8.1.1.2 Distribution des contraintes à l'ELU

Tableau VI.2 Distribution des contraintes à l'ELU

Barre/Noeud/Cas	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
419/ 40/ 6 (C)	0,43	-0,25	0,43	0,00	-0,25	-0,00	0,0
419/ 56/ 6 (C)	0,53	-0,31	0,53	0,00	-0,31	-0,00	0,0

$$\sigma_{\max} = 4.3 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = -2.5 \text{ Bar}$$

Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 2.6 \text{ Bar} < 2 \times 1.5 = 3 \text{ Ba} > \text{Condition vérifiée}$$

VI.8.1.2 Exemple de calcul

VI.8.1.2.1 Dimensionnement

A) Les réactions à ELS

D'après les résultats de logiciel robot :

Tableau VI.3 Résultats des sollicitations à ELS

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
41/ 7 (C)	0,46	-3,85	203,59	0,96	0,44	-0,00
40/ 7 (C)	-1,16	19,57	162,19	-2,33	-1,15	-0,06
33/ 7 (C)	1,19	19,43	160,94	-2,31	1,12	0,06
1500/ 7 (C)	-7,62	-0,23	144,71	0,31	-0,31	-0,00
4020/ 7 (C)	-7,29	-0,22	144,64	0,31	-0,30	-0,00
1493/ 7 (C)	7,46	-0,23	142,44	0,31	0,28	0,00
4013/ 7 (C)	7,78	-0,23	142,14	0,31	0,29	0,00
1499/ 7 (C)	-6,43	-0,23	141,09	0,29	-0,12	-0,00
4019/ 7 (C)	-6,00	-0,23	141,06	0,28	-0,11	-0,00
1498/ 7 (C)	-4,03	-0,21	140,04	0,27	-0,06	-0,00
4018/ 7 (C)	-3,54	-0,21	139,98	0,27	-0,05	-0,00
1497/ 7 (C)	-1,41	-0,19	139,60	0,26	-0,02	-0,00
1494/ 7 (C)	6,26	-0,23	139,54	0,29	0,10	0,00
4017/ 7 (C)	-0,89	-0,19	139,46	0,25	-0,02	-0,00
4405/ 7 (C)	1,24	0,19	139,30	0,26	0,00	0,00

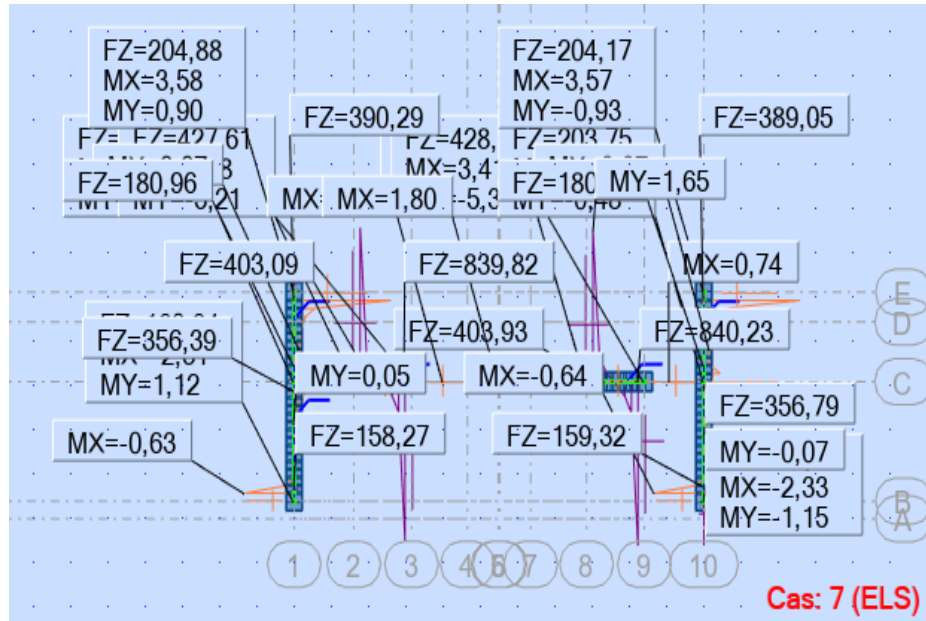


Figure VI.1 Résultats des sollicitations

$$G + Q \begin{cases} N = 203.59 \text{ KN} \\ M = 0.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.96}{203.59} = 0.0047 \text{ m}$$

Prédimensionnement $\wedge, \vee, \gamma, \gamma \text{ VI.}$

$$\text{On a : } e_0 \leq \frac{A}{6}$$

$$e_0 \leq \frac{0.4}{6} = 0.066 \text{ m}$$

$$a = b = 40 \text{ cm} \rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \rightarrow A = B \text{ (semelles carrées)}$$

$$AB \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow B^2 \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{0.0047}{0.4}\right) \frac{203.59}{200}} = 1.00 \text{ m}$$

On choisit : $A = B = 1.20 \text{ m}$

Calcul la hauteur h_t : 1, 2, 3, 4 VI.

$$d \geq \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right) = \left(\frac{1.2-0.4}{4}; \frac{1.2-0.4}{4}\right)$$

$$d \geq \text{Max}(0.2, 0.2) \text{ m}$$

$$d \geq 0.20 \text{ m} \Rightarrow d = 25 \text{ cm}$$

$$h_t = d + c = 25 + 5 \rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

• **La hauteur libre :**

$$\frac{h_t}{4} \leq h_l \leq \frac{h_t}{2} \rightarrow 7.5 \text{ cm} \leq h_l \leq 15 \text{ cm}$$

On prend :

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

VI.8.1.3 Pré dimensionnement des poutres de libages (les nervures)

A) Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L = 5.4 \text{ m} \rightarrow 67.5 \text{ cm} \leq h \leq 108 \text{ cm}$$

On prend: $h = 90 \text{ cm}$

B) Condition de rigidité

Pour qu'une semelle filante soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

E : module d'Young du béton ($E=3,2.10^4$ MPa) ;

I : Moment d'inertie de la semelle filante rigide

b : largeur du panneau le plus sollicité.

Pour notre cas :

$$b = 5.40 \text{ m.}$$

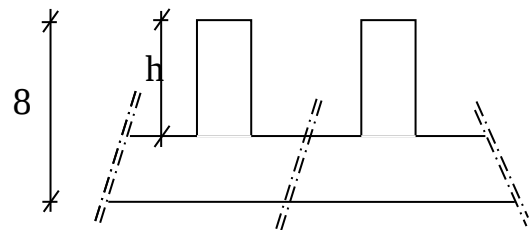
$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (21,347)}{(3,2.10^4)} \left(\frac{2 \times 5.4}{3,14}\right)^4} = 0,66 \text{ m}$$

⇒ On prend $h = 85 \text{ cm}$

- La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 55 \text{ cm.}$



VI.8.1.4 Ferrailage principale

A) Les réactions à ELU

D'après les résultats obtenus par le logiciel Autodesk robot :

Tableau VI.4 Résultats des sollicitations à ELU

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
37/ 6 (C)	-2,79	13,73	927,69	112,04	-2,22	-0,00
45/ 6 (C)	-6,20	-8,31	924,81	-645,71	-5,73	-0,00
53/ 6 (C)	104,79	-21,80	864,88	-638,31	80,81	9,79
36/ 6 (C)	6,54	12,62	841,66	-370,01	7,42	-0,00
44/ 6 (C)	-493,88	-939,75	749,55	-575,47	95,81	-2,82
52/ 6 (C)	106,99	-213,05	748,86	87,17	87,33	-4,77
38/ 6 (C)	-7,27	6,67	693,41	-1025,02	-6,85	-0,00
35/ 6 (C)	7,27	6,82	673,79	-999,62	8,18	-0,00

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N = 927.69 \text{ KN} \\ M = 2.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.22}{927.69} = 0.0047 \text{ m}$$

Prédimensionnement

On a : $e_0 \leq \frac{24}{B}$

$$e_0 = 0.0024 \text{ m} \leq \frac{24}{B} \dots \dots \dots CV$$

$$A_s = \frac{N_u (1 + 3 \frac{e_0}{B})(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{927.69 \times 10^{-3} (1 + 3 \frac{0.0024}{1.2})(1.2 - 0.4)}{8 \times 0.25 \times 347.82} = 13.38 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA14 = 13.38 cm²

L'espacement

$$S_t = 100 \text{ cm} \times \frac{1 \text{ HA14}}{13.38} = 11.43 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Ferraillage de répartition

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 13.38 \frac{1.2}{4} = 4.01 \text{ cm}^2$$

Soit ($A_r = 4.01$ 4HA12).

Calcul de la hauteur libre h'

$$h' \geq 6\phi + 6 \text{ cm} = 13.2 \text{ cm} \rightarrow h' = 15 \text{ cm}$$

Calcul l'espacement de cadres

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) = \min(20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

Donc,

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

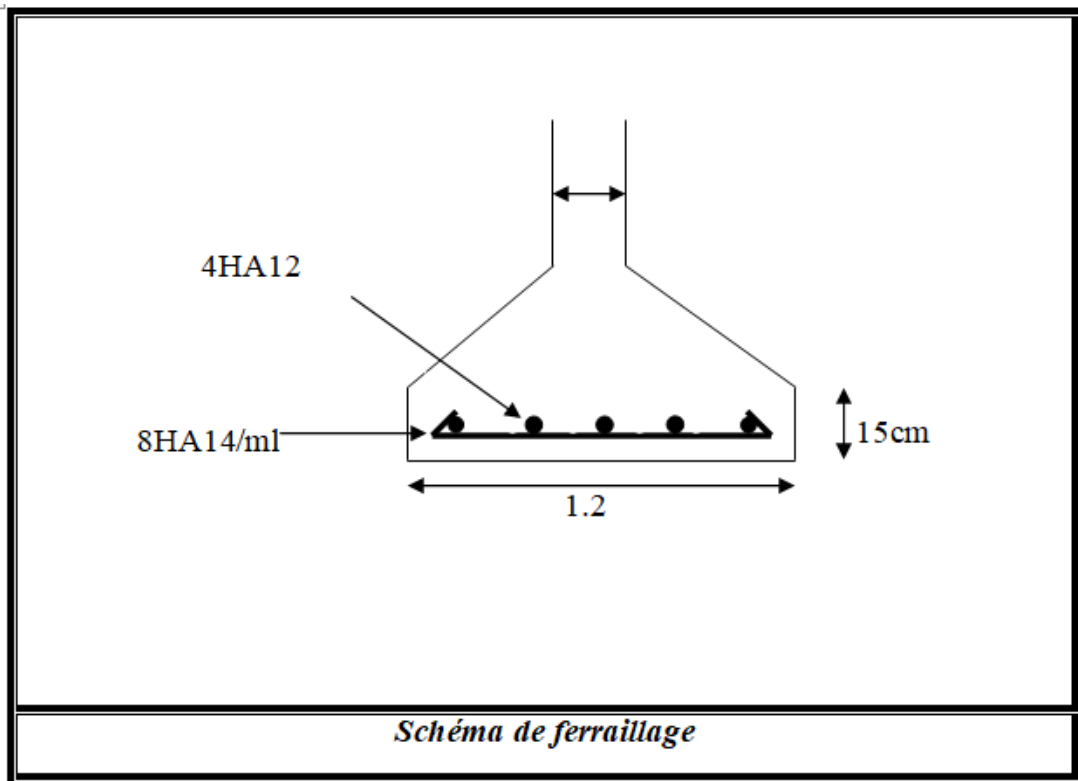


Figure VI.2 Schéma de ferrailage

VI.8.2 Semelle filantes sous poteau

VI.8.2.1 Vérification des contraintes dans le sol

VI.8.2.1.1 *Distribution des contraintes à l'ELS*

Tableau VI.5 Distribution des contraintes à l'ELS

Barre/Noeud/Cas	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
473/ 37/ 7 (C)	0,32	-0,70	0,32	0,00	-0,70	-0,00	0,0

$$\sigma_{\max} = 3.2 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = -7 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.65 \text{ Bar} < 2 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.8.2.1.2 Distribution des contraintes à l'ELU

Tableau VI.6 Distribution des contraintes à l'ELU

Barre/Noeud/Cas	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
473/ 37/ 6 (C)	0,42	-0,93	0,42	-0,00	-0,93	0,00	0,0

$$\sigma_{\max} = 4.2 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = -9.3 \text{ Bar}$$

Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.83 \text{ Bar} < 2 \times 1.5 = 3 \text{ Bar} = \text{Condition vérifiée}$$

VI.8.2.2 Exemple de calcul

VI.8.2.2.1 Dimensionnement

A) Les réactions à ELS :

D'après les résultats de logiciel robot :

Tableau VI.7 Résultats des sollicitations à ELS

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
45/ 7 (C)	-4,19	-4,63	1029,29	4,90	-4,36	0,00
37/ 7 (C)	0,56	10,15	684,31	-10,37	0,55	0,00
36/ 7 (C)	-0,56	10,14	684,19	-10,36	-0,60	0,00
38/ 7 (C)	-0,02	7,32	673,97	-7,44	-0,05	0,00
35/ 7 (C)	0,00	7,32	673,96	-7,45	-0,02	0,00
39/ 7 (C)	-1,53	8,16	594,17	-8,32	-1,60	0,00
34/ 7 (C)	1,52	8,16	593,93	-8,31	1,54	0,00
53/ 7 (C)	-13,50	-10,52	511,83	8,13	-9,45	1,04
52/ 7 (C)	-4,47	-32,29	500,24	25,83	-4,08	-1,15
51/ 7 (C)	0,01	-4,80	434,73	5,08	-0,02	0,00
54/ 7 (C)	-0,42	-4,57	434,11	4,84	-0,46	0,00
50/ 7 (C)	0,32	-4,83	407,20	5,11	0,30	0,00
55/ 7 (C)	-0,29	-4,84	407,09	5,12	-0,33	0,00

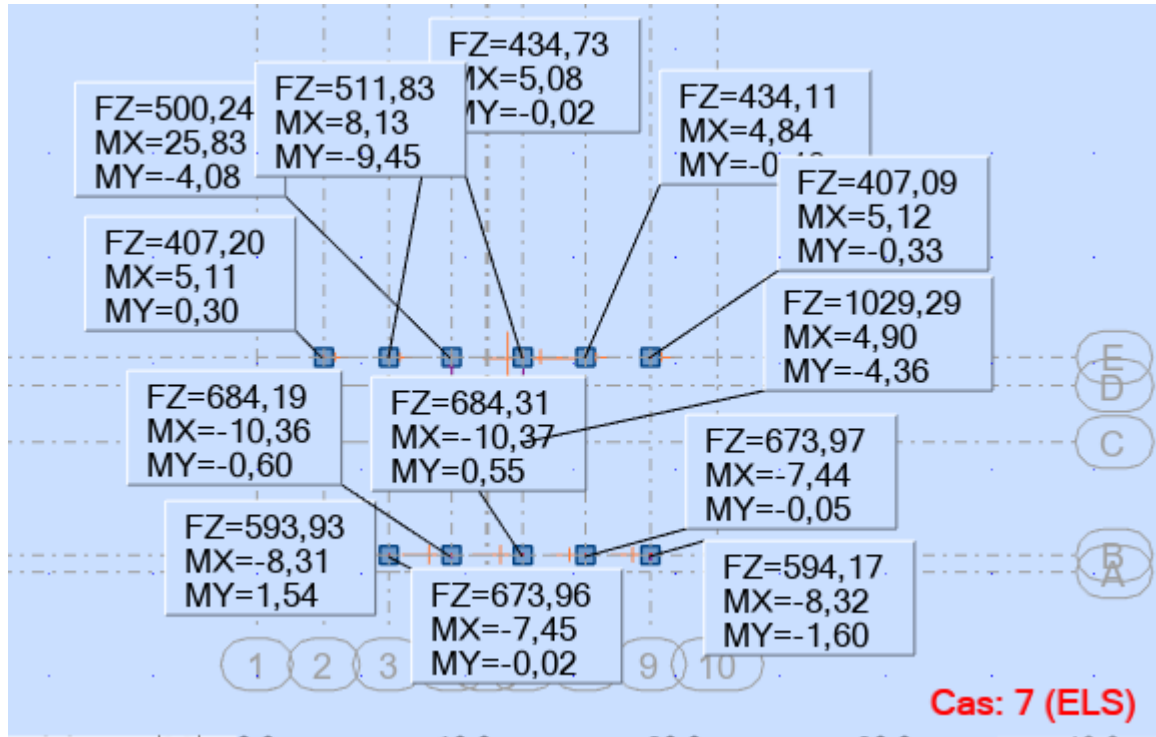


Figure VI.3 Résultats des sollicitations

$$G + Q \begin{cases} N = 1029.29 \text{ KN} \\ M = 4.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{4.90}{1029.29} = 0.0047 \text{ m}$$

VI.8.2.3 Prédimensionnement

$$\text{On a : } e_0 \leq \frac{A}{6}$$

$$e_0 \leq \frac{0.4}{6} = 0.066 \text{ m}$$

$$a = b = 40 \text{ cm} \rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \rightarrow A = B \text{ (semelles carrées)}$$

$$AB \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow B^2 \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{0.0047}{0.4}\right) \frac{1029.29}{200}} = 2.26 \text{ m}$$

On choisit : $A = B = 2.30 \text{ m}$

Calcul la hauteur h_t

$$d \geq \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right) = \left(\frac{2.3-0.4}{4}; \frac{2.3-0.4}{4}\right)$$

$$d \geq \text{Max}(0.47, 0.47) \text{ m}$$

$$d \geq 0.47 \text{ m} \Rightarrow d = 50 \text{ cm}$$

$$h_t = d + c = 50 + 5 \rightarrow h_t = 55 \text{ cm}$$

-la hauteur libre :

$$\frac{h_t}{4} \leq h_l \leq \frac{h_t}{2} \rightarrow 13.75 \text{ cm} \leq h_l \leq 27.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_l = 20 \text{ cm}$$

Pré dimensionnement des poutres de libages (les nervures) :

A) Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L = 5.4 \text{ m} \rightarrow 67.5 \text{ cm} \leq h \leq 108 \text{ cm} \quad (\text{On prend } h = 100 \text{ cm})$$

B) Condition de rigidité

Pour qu'une semelle filante soit semelle filante rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

E : module d'Young du béton ($E=3,2 \cdot 10^4 \text{ MPa}$) ;

I : Moment d'inertie de la semelle filante rigide

b : largeur du panneau le plus sollicité.

Pour notre cas :

$$b = 5.40 \text{ m.}$$

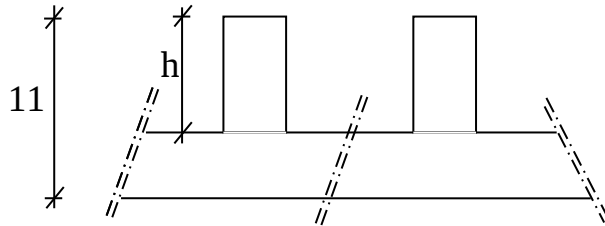
$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (21,347)}{(3,2 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 5.4}{3,14}\right)^4} = 0,66 \text{ m}$$

⇒ On prend : h = 110 cm

- La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 55 \text{ cm}$.



VI.8.2.4 Ferrailage principale

A) Les réactions à ELU

D'après les résultats de logiciel robot :

Tableau VI.8 Résultats des sollicitations à ELU

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
35/ 6 (C)	7,27	6,82	673,79	-999,62	8,18	-0,00
39/ 6 (C)	-12,74	9,46	578,60	-508,02	-12,50	-0,00
34/ 6 (C)	14,59	9,50	572,60	-509,41	15,74	-0,00
54/ 6 (C)	-9,05	-4,32	537,17	483,11	-8,67	-0,00
51/ 6 (C)	6,21	-5,36	518,12	444,15	7,10	-0,00
46/ 6 (C)	44,75	-5,54	479,19	-658,11	58,72	0,18
55/ 6 (C)	-7,39	-6,26	474,90	66,68	-6,96	-0,00
50/ 6 (C)	9,57	-6,17	469,10	70,77	10,57	-0,00
43/ 6 (C)	-16,56	-5,42	464,29	-672,71	-46,56	-0,19
47/ 6 (C)	-35,72	-5,55	460,39	-556,67	-36,58	-0,19
42/ 6 (C)	61,67	-5,44	454,15	-553,92	46,82	0,19

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N = 673.79 \text{ KN} \\ M = 8.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.22}{927.69} = 0.012 \text{ m}$$

B) Prédimensionnement

On a : $e_0 \leq \frac{24}{B}$

$e_0 = 0.012\text{m} \leq \frac{24}{B} \dots\dots\dots CV$

$$A_s = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{673.79 \times 10^{-3} \left(1 + 3 \frac{0.012}{2.3}\right) (2.3 - 0.4)}{8 \times 0.5 \times 347.82} = 9.32 \text{ cm}^2$$

On adopte : $8\text{HA}12 = 9.32 \text{ cm}^2$

- **L'espacement**

$S_t = 100 \text{ cm} \times \frac{1 \text{ HA}12}{9.32} = 12.13 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- **Ferraillage de répartition**

$A_r = A_s \frac{B}{4} = 9.32 \frac{2.3}{4} = 5.36 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r = 4.01 \text{ 4HA}12$.

- **Calcul de la hauteur libre h'**

$h' \geq 6\phi + 6\text{cm} = 13.2 \text{ cm} \rightarrow h' = 15 \text{ cm}$

- **Calcul l'espacement de cadres**

$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi) = \min(20\text{cm}, 18\text{cm})$

Donc : On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

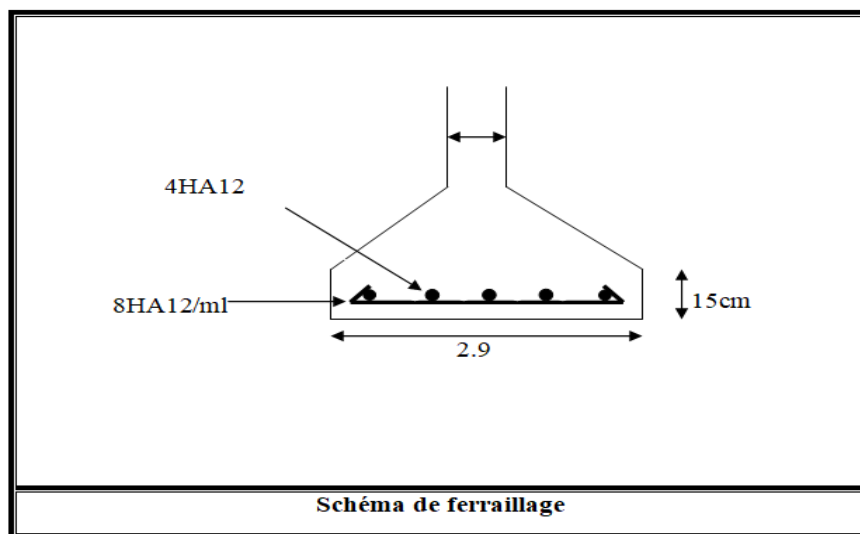


Figure VI.4 Schéma de ferrailage

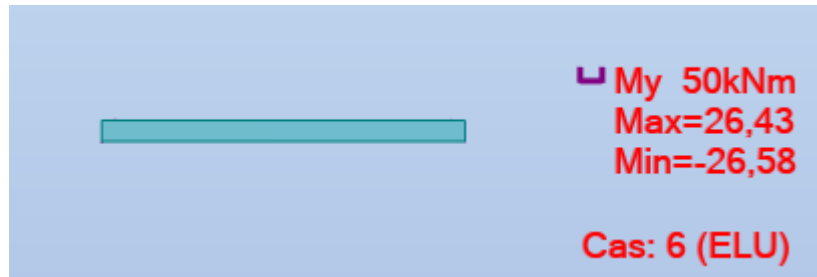
VI.8.3 Calcul ferrailage des nervures

VI.8.3.1 Pour SF de voiles

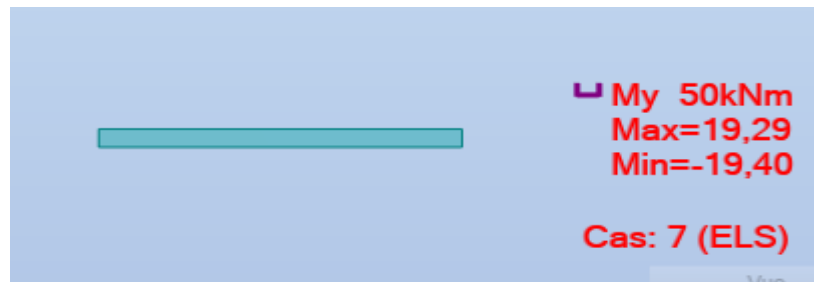
Nervure (40*40)

VI.8.3.1.1 *Sollicitations de calcul*

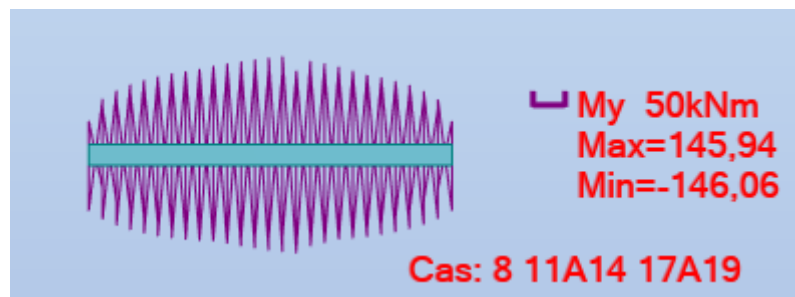
ELU :



ELS :



ELA :



En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN. m)	M _{ELS} (KN. m)	M _{ACC} (KN. m)	M _{ELU} (KN. m)	M _{ELS} (KN. m)	M _{ACC} (KN. m)
26.58	19.40	146.06	26.43	19.29	145.94

VI.8.3.2 Résultat de calcul

CHAPITRE VI. Calcul de l'infrastructure

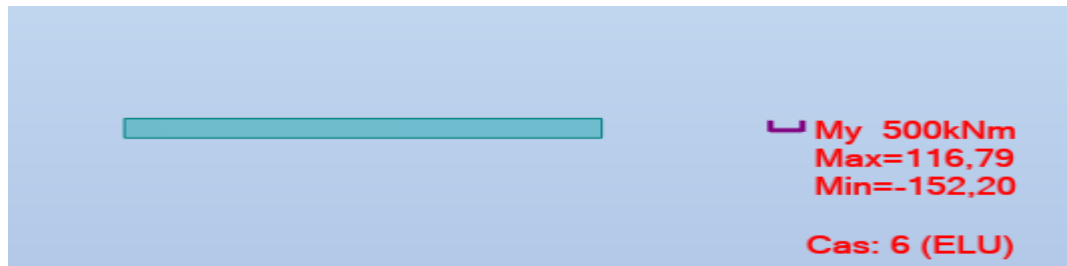
Section	Armature Supérieure cm ²	Armature Inférieure cm ²	Choix des armatures
Appuis	0	7.6	8T12
Travée	7.6	0	8T12

VI.8.3.3 Pour SF de poteau

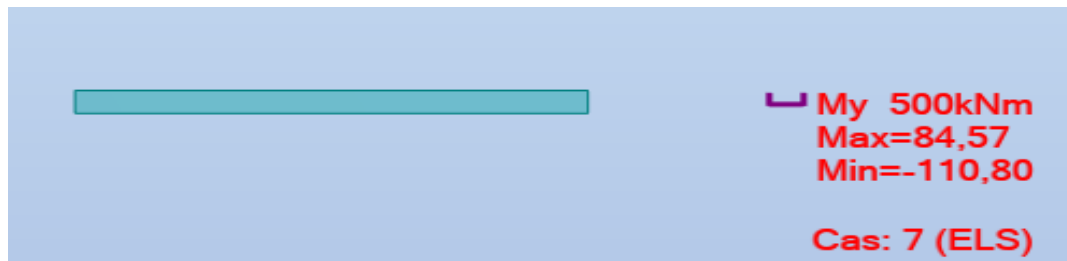
Section : Nervure (40*40)

VI.8.3.3.1 Sollicitations de calcul :

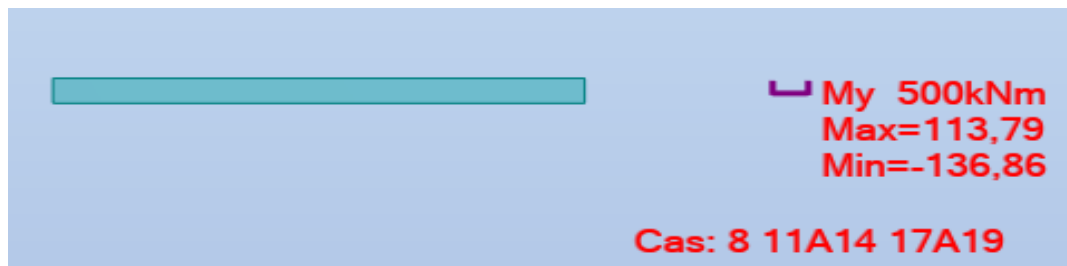
ELU :



ELS :



ELA :



En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
152.20	110.80	136.86	116.79	84.57	113.79

VI.8.3.3.2 Résultat de calcul

Section	Armature Supérieure cm ²	Armature Inférieure cm ²	Choix des armatures
Appuis	0	12.5	3T16+4T12
Travée	9.4	0	6T16

Ferraillage de poutre de redressement

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur B = 2 m et de hauteur h = 0.4 m.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu = \frac{116.79 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 810^2} \Rightarrow \mu = \mathbf{0.05}$$

$$\mu = 0.07 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) \Rightarrow \alpha = \mathbf{0.09}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 81(1 - 0.4 \times 0.07) \Rightarrow Z = \mathbf{78.08cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} \Rightarrow A_u = \frac{116.79 \times 10^6}{348 \times 780.8}$$

Donc : $A_u = \mathbf{8.53 \text{ cm}^2}$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq \mathbf{3.91 \text{ cm}^2}$$

Donc : $A_s = \max (A_u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (10.08; 3.91)$

Alors : $A_s = \mathbf{10.08 \text{ cm}^2}$

On adopte : 6T16

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre (h = 0.9 m), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$$A_{min} < A_{adpt}$$

$$A_{min} = \mathbf{3.91 \text{ cm}^2} < A_{adpt} = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \Rightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{90}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2.57 \text{ mm} ; 4 \text{ mm} ; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ L'espacement :

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 20.7 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

b).En Appui :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu = \frac{152.22 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 810^2} \Rightarrow \mu = 0.09$$

$$\mu = 0.11 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) \Rightarrow \alpha = 0.14$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 81(1 - 0.4 \times 0.14) \Rightarrow Z = 76.46 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} \Rightarrow A_u = \frac{152.22 \times 10^6}{348 \times 764.46}$$

Donc : $A_u = 12.25 \text{ cm}^2$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 3.91 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (12.25 ; 3.91)$

Alors : $A_s = 12.25 \text{ cm}^2$

On adopte : 3T16 + 4T12

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h=0.9\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]

$$A_{min} < A_{adpt}$$

$$A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 < A_{\text{adapt}} = 15.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \longrightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{90}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2.57 \text{ mm} ; 4 \text{ mm} ; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 21.90 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.4.4.6. Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] : [1]**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T_{\max} 10^3}{b \times d} \Rightarrow \tau_s = \frac{178.87 \times 10^3}{400 \times 810}$$

$$\tau_s = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : charge maximal de à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : Hauteur de la semelle filante Poteau.

$N_{\max} = 1124.89 \text{ KN}$.

Le périmètre d'impact μ_c est donné par la formule suivante :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b')$$

Avec : $a' = (a + h)$

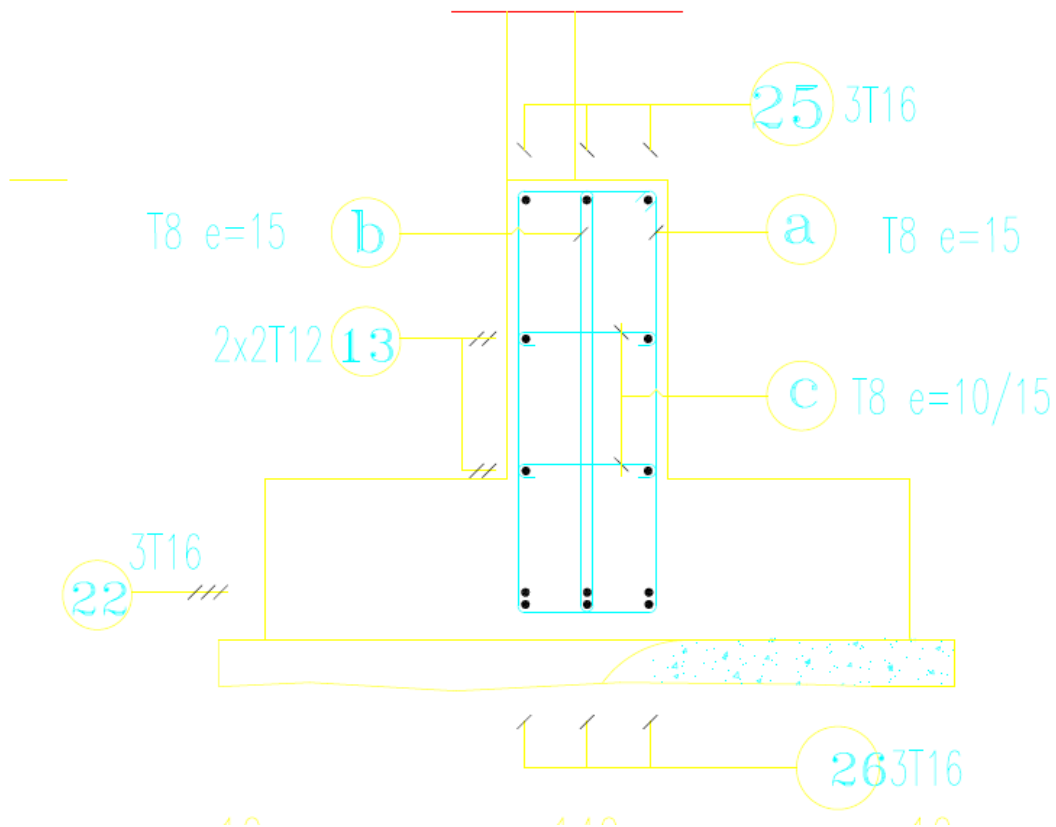
$b' = (b + h)$

$$\mu_c = 2 \times (b + a + 2 \times h) \Rightarrow \mu_c = 2 \times (2 + 0.4 + 2 \times 0.45) \Rightarrow \mu_c = 6.6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 6.6 \times 0.45 \times \frac{25}{1.5} = 2227.5 \text{ KN}$$

$N_u = 1124.89 \text{ KN} < 2227.5 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Donc, pas de risque de poinçonnement.



FigureVI.5 Schéma des ferrailages de fondation

VI.9 Calcul de voile périphérique

VI.9.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, 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.9.2 Dimensionnement

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

La hauteur du voile périphérique = 2.50 m.

VI.9.3 Détermination des sollicitations

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

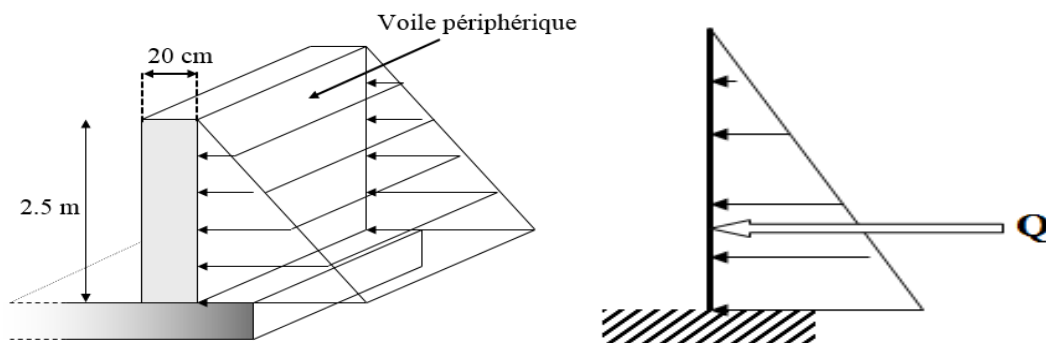


Figure VI.6 La poussée des terres sur voile périphérique.

VI.9.4 Calcul de la poussée des terres

$$P = \rho_{\text{remblai}} \times K_p \times h$$

Avec :

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\rho_{\text{remblai}} = 19 \text{ kN}, h = 2.80 \text{ m}, \varphi = 21^\circ \Rightarrow K_p = 0.473$$

$$P = 19 \times 0.473 \times 2.50 = 25.17 \text{ kN}$$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément répartie, le calcul se fera par la méthode forfaitaire pour une bande de 1m.

$$P_u = 1.35 \times P = 33.97 \text{ kN} \quad , \quad P_{\text{ser}} = P = 27.17 \text{ kN}$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 5.40 \text{ m}$ et comme hauteur :

$l_x = 3.10 \text{ m}$; Ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{3.10}{5.40} = 0.57$$

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \quad , \quad M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \quad , \quad M_{ty} = 0.75 \times M_y$$

$$M_{sx} = 0.3 \times M_x \quad , \quad M_{nx} = 0.5 \times M_x \quad , \quad M_{ey} = M_{wy} = 0.5 \times M_y$$

Tableau VI.8 La section d'armatures du voile périphérique.

	μ	Armatures en travées				Armatures aux appuis			
		M_t (kN. m)	$A_{t \text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{t \text{ ch}}$ (cm ²)	S_t (cm)	M_a (kN. m)	$A_{a \text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{a \text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
Suivant X	0.0908	37.98	6.75	10HA10 = 7.85	10	22.34	3.89	7HA10 = 5.50	20
Suivant Y	0.2500	8.38	1.43	10HA8 = 5.03	10	5.58	0.95	7HA8 = 3.52	20

VI.9.5 Vérification des contraintes à l'ELS

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.9 Vérification des contraintes à l'ELS.

		Contraintes en travées					Contraintes aux appuis				
	μ	M_t (kN. m)	$A_{t \text{ cal}}$ (cm ²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$	M_a (kN. m)	$A_{a \text{ cal}}$ (cm ²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
X	0.0948	29.37	7.85	7.30	201.6	Vérifiée	17.28	5.50	4.90	201.6	Vérifiée
Y	0.4050	10.50	5.03	1.50	15.10	Vérifiée	7.00	3.52	1.00	10.30	Vérifiée

VI.9.6 Vérification au cisaillement à l'ELU

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{\text{adm}} = \text{Min} \left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$T_{\max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$\tau_{\max} = \frac{74.62 \times 10^3}{(1000 \times 170)} = 0.439 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{adm}} = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.9.7 Espacement

- **Sens-x** : $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(2 \times 16 ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(32\text{cm} ; 25\text{cm})$

On prend : **$S_t = 20 \text{ cm}$**

- **Sens-y** : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(48\text{cm} ; 25\text{cm})$

On prend : **$S_t = 20 \text{ cm}$**

VI.9.8 Schéma de ferrailage

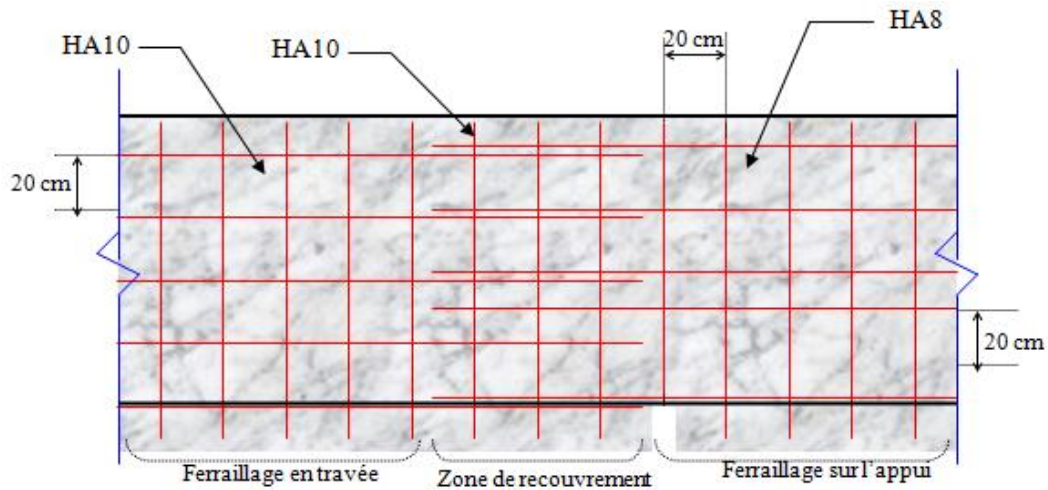


Figure VI.7 Ferrailage du voile périphérique

VI.10 Longrines d'après le RPA 99 (art 10-1-1 page 79) :

VI.10.1 Généralité

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VI.10.2 Dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm×30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃
- 30 cm×30 cm : site de catégorie S₄

On prend une section de 30×35cm²

VI.10.3 Ferrailage

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale 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 du site considérée.

Tableau VI.10 valeur de α .

	Zone		
Site	I	II	III
S_1	-	-	-
S_2	-	15	12
S_3	15	12	10
S_4	12	10	8

Donc : $\alpha = 12$ (S_3 , zone IIa).

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, $15 \phi_1$).

VI.10.4 Les armatures longitudinales

VI.10.4.1 Condition de résistance

$$F = \frac{1409.46}{12} = 117.455 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{117.455 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A_{s \text{ cal}} = 3.37 \text{ cm}^2$$

VI.10.4.2 Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.85 \text{ cm}^2$$

VI.10.4.3 Condition de RPA

$$A_{\text{RPA}} = 0.6\% B \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{RPA}} ; A_{\min} ; A_{s \text{ cal}}) = 4.5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$.

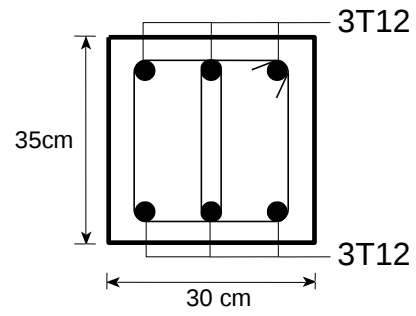
b) Armature transversale et espacement des cadres :

$$\phi_t \geq \frac{3}{10} \phi_1 = 20 \text{ mm}$$

On adopte des cadres diamètre $\phi 8$ avec un espacement:

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) = 15 \text{ cm}$$

VI.10.5 Schéma de ferrailage



FigureVI.8 Schéma de ferrailage de longrine.

VI.11 Conclusion

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre les connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, comprendre plusieurs facettes du métier d'un ingénieur et d'utiliser le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS version 2014 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

Règlements :

- Règlement parasismique algérienne **RPA99V2003**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91modifié99**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **DTR BC 2.2**.

Documents :

- Cour de Béton Armé.
- Cour de Résistance Des Matériaux.

Mémoires :

- **Ourzifi, Khadija et Djemmar, Soumia.** *Etude d'un bâtiment d'habitation (R+5) mixte.* Oum El Bouaghi : s.n., 2012-2013.
- **CHABANE, Zakaria et ZARGA, Mbarek.** *Etude D'un Bâtiment R+4 à Usage D'habitation Avec.* Djelfa : s.n., 2016-2017.
- Conception et étude d'un structure irrégulière de R+11 étages, AOUISSI Meftah et GHADBANI Brahim, Université Ziane Achour de Djelfa.

Logiciels :

AUTODESK :

- Robot Structural Analysis Professional (Analyse des structures).
- AUTOCAD (Dessin).

Microsoft Office :

- EXCEL (Calcul).
- WORD (Traitement du texte).

Annexes

ANNEXE 1

**Tableau des Armatures
(en Cm^2)**

ϕ	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	37.70
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	7.70	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	80.09	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	15.83	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 2

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

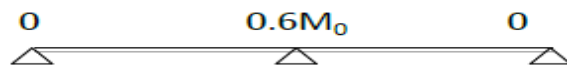
$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1 + 0.3 \times \alpha) ; 1.05) \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{pour une travée de rive.}$$

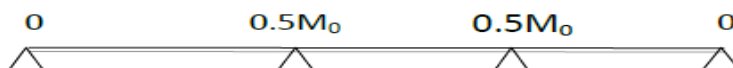
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{pour une travée intermédiaire.}$$

• 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



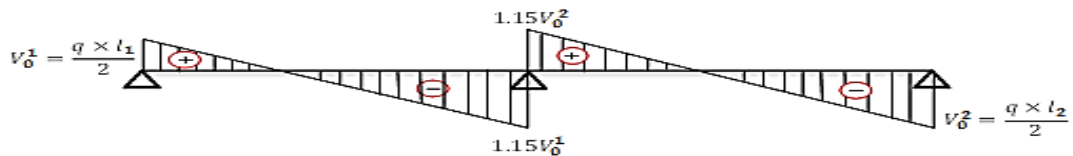
Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) cependant le BAEL91 exige de prévoir une quantité d'armature équilibrant un moment égale à : $0.15 \times M_0$

M_0 : Moment isostatique de la travée de rive.

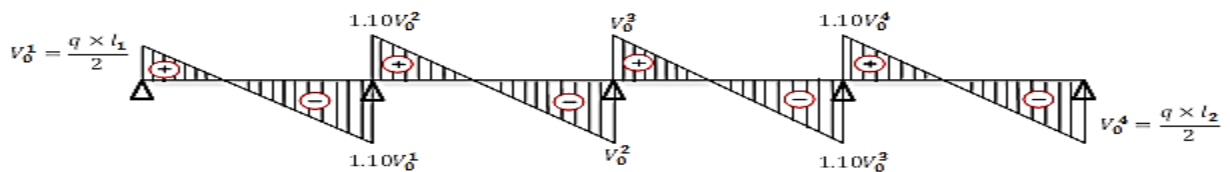
B. Calcul des efforts tranchants V_u

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.



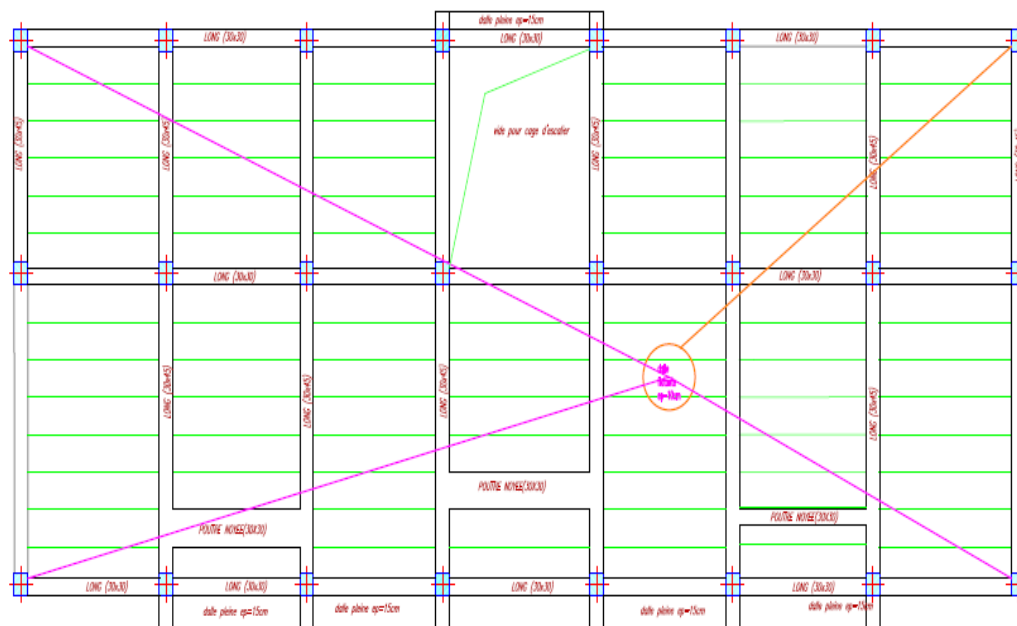
- 10% pour une poutre a plusieurs travées.



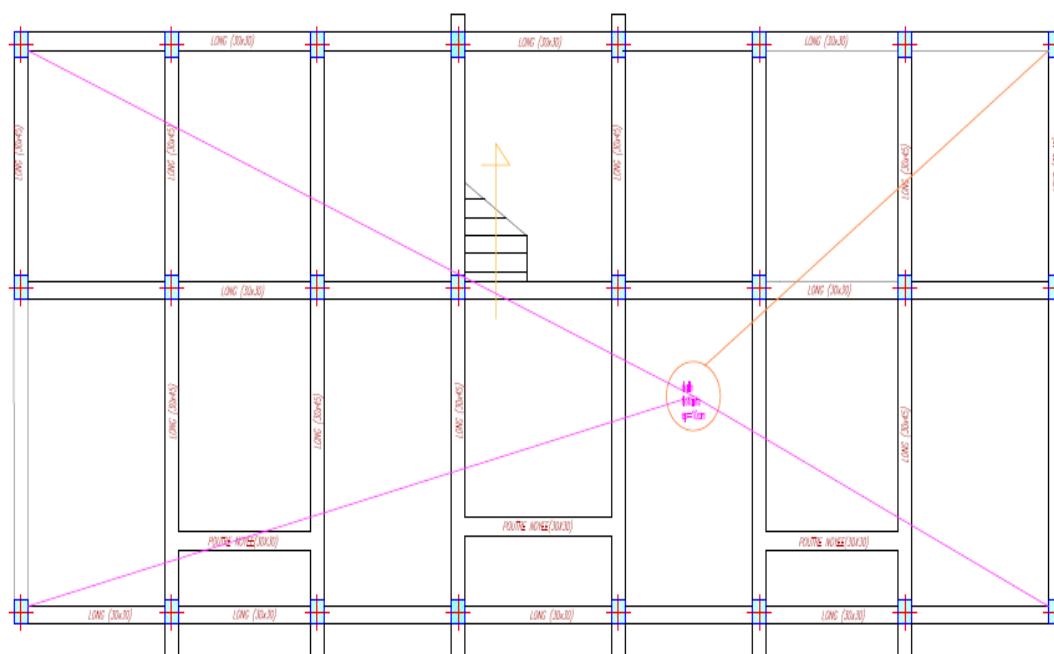
ANNEXE 3

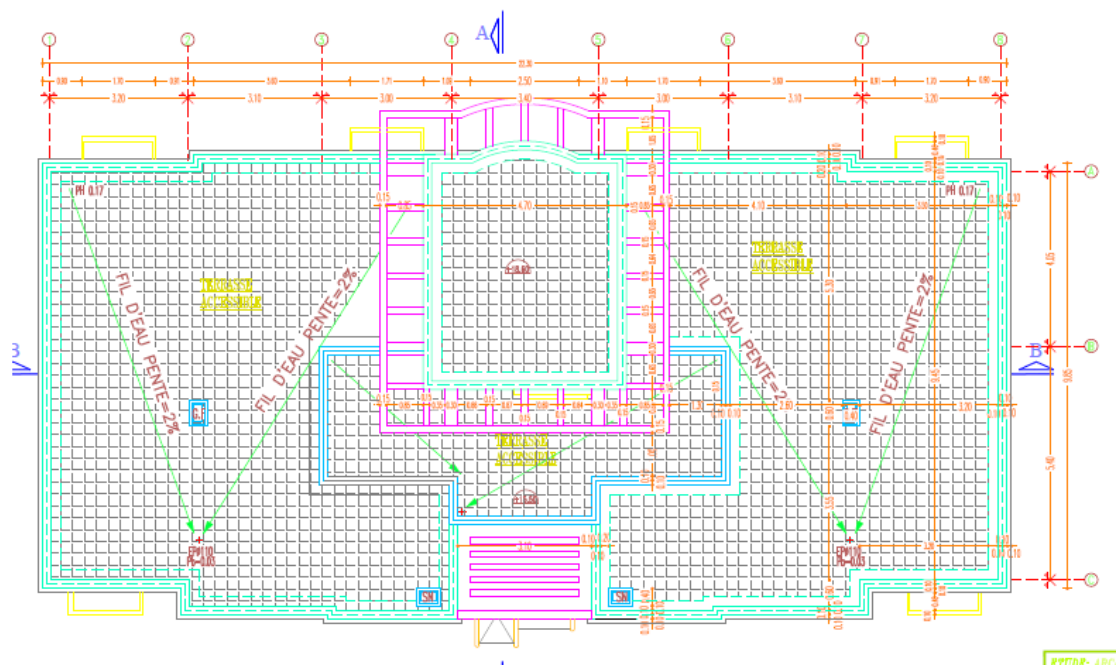
Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport l_x/l_y et du coefficient ν par le tableau suivant:

$\rho =$ 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	0.013	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

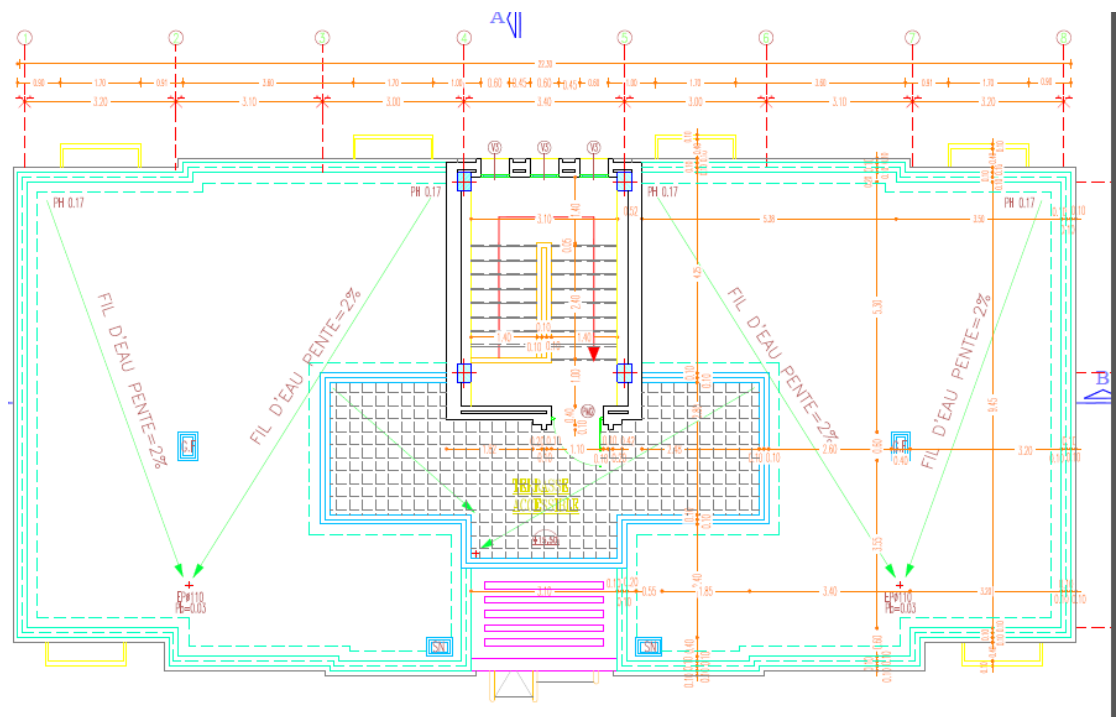


Plan de coffrage





Plan de toiture



Plan de terrasse