

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2021

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

Mr. AOUALI Samir
Mr. BOUSBAINNE Necereddine

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en :

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

**D'ETUDE D'UN BATIMENT IRREGULIER EN R+8 +SOUS-SOL +
ENTRE SOL A USAGE MULTIPLE**

Devant le jury composé de :

Mr.REFFAS.B	MAA	UAMOB	PRESIDENTE
Mme. MOHAMADI. S	MAA	UAMOB	PROMOTRICE
Mme.AITAHMED.F	MAA	UAMOB	EXAMINATEUR

Année Universitaire 2020/2021

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier le « bon dieu » de nous avoir accordé la force et le courage pour accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance la plus sincère à notre promotrice, Madame MOHAMADI SADIKA, de nous avoir proposé le thème de ce mémoire et nous avoir orienté et soutenu tout au long des étapes de réalisation de notre étude. C'est grâce à elle que ce travail a été réalisé dans les meilleures conditions. Sans son aide, nos efforts seront vains.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'évaluer notre travail.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de notre mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents qui m'ont soutenu tout au long de mes études, que Dieu les protège. Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis ma naissance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

A ma sœur Amira et mon frère Said.

A mes amis : Walid, Hakim, Ahmed Samir, Adel, Mahdi

A mon binôme : Massi .

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

Samir



Dédicace

J'ai toujours pensé faire où offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voila l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

A mon père Amar

A ma très chère mère Fatiha

A mes frères Toufik Adel et idhir

A mes sœurs khadouja Houria, Amina

A toute ma famille sans exception

A tous mes amis qui m'ont soutenu

A tout la famille de génie civil et surtout groupe GCo1

Je dédie ce modeste travail

NECEREDDINE

Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un bâtiment irrégulier en R+8 +sous-sol + entre sol à usage multiple implanté à Bouira cette région est classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système auto-stable contreventé par voiles.

Le dimensionnement et le calcul de ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur (CBA93, RPA99 version 2003).

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **ETABS** ».

Abstract

This project is a conception and study of a building with multiple use containing (ground Floor + mezzanine +8), will implanted in Bouira, this region is classified in the zone of middle seismicity(zone IIa).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is assured by an auto-steady system with shear walls.

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA93, RPA99 version 2003).

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program «**ETABS** ».

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة وتصميم مبنى غير منتظم 8 + R + بدروم + بين أرضي للاستخدامات المتعددة يقع في البويرة; وهذه المنطقة مصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة (المنطقة IIa).

يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية من خلال نظام استقرار ذاتي مدعوم بالجدران.

تم تحديد أبعاد وحساب التعزيزات لجميع العناصر المقاومة وفقاً للوائح الجزائرية المعمول بها (CBA93، RPA99 الإصدار 2003).

أجريت الدراسة الديناميكية باستخدام الطريقة العددية المعتمدة على طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج ETABS.

TABLE DES MATIERES

REMERCEMENT

DIDICACE

RESUME

ABSTRACT

ملخص

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMOBLES

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

I.1	INTRODUCTION.....	2
I.2	PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
I.3	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE.....	2
I.4	DONNEES SISMIQUE DE LA STRUCTURE.....	3
I.5	HYPOTHESES DE CALCUL	3
I.6	LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE	3
I.7	REGLEMENTATION UTILISEE.....	5
I.8	PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL AUX ETATS LIMITES :	5
I.9	LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	8
I.10	PROTECTION DES ARMATURES	16
I.11	LES COMBINAISONS D'ACTION	17

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

II.1	INTRODUCTION.....	18
II.2	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :	18
II.2.1	LES PLANCHERS :	18
II.2.2	LES ESCALIERS :	18
II.2.3	LES BALCONS :	21
II.2.4	L'ACROTERE :.....	21
II.3	PEDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS PRINCIPAUX.....	21

II.3.1	LES VOILES:.....	21
II.3.2	LES POUTRES :	23
II.3.3	LES POTEAUX :	24
II.4	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	26
II.4.1	PLANCHER TERRASSE :	26
II.4.2	PLANCHERS DES ETAGES COURANTS :	27
II.4.3	VERIFICATION VIS –A-VIS DU RPA2003 :	30
II.4.4	VERIFICATION AU FLAMBEMENT :	31

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	INTRODUCTION	32
III.2	ETUDE DE L'ACROTERE :	32
III.2.1	DEFINITION :	32
III.2.2	EVALUATION DES CHARGES APPLIQUEE SUR L'ACROTERE :	33
III.2.3	COMBINAISON DE SOLLICITATION :	34
III.2.4	FERRAILLAGE DE L'ACROTERE:	34
III.2.5	VERIFICATION A L'ELU:	36
III.2.6	VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :	37
III.3	ETUDE DU BALCON :	39
III.3.1	INTRODUCTION :	39
III.3.2	DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :	39
III.3.3	EVALUATION DES ACTIONS :	39
III.3.4	LES MOMENTS ET LES EFFORTS TRANCHANTS :	40
III.3.5	FERRAILLAGE :	42
III.3.6	VERIFICATIONS :	43
III.3.7	FERRAILLAGE DU BALCON :	45
III.4	ETUDE DES PLANCHERS	45
III.4.1	INTRODUCTION :	45
III.4.2	ETUDE DE PLANCHER CORPS CREUX :	45
III.4.2.1	DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES :	45
III.4.2.2	PREMIERE ETAPE : AVANT LE COULAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION	46
III.4.2.3	CALCUL DES ARMATURES A L'ELU :	47
III.4.2.4	DEUXIEME ETAPE : APRES LE COULAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION	47
III.4.3	METHODE DE CALCUL :	48
III.4.3.1	VERIFICATION DES CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE FORFAITAIRE :	48
III.4.3.2	METHODE DE CAQUOT :	49

III.4.3.3	CALCUL DU FERRAILLAGE EN TRAVEE :	51
III.4.3.4	VERIFICATION A L'ELU :	52
III.4.3.5	VERIFICATION A L'ELS :	52
III.4.3.6	CALCUL DU FERRAILLAGE EN APPUIS :	52
III.4.3.7	VERIFICATION A L'ELU :	53
III.4.3.8	ARMATURE DE TRANSVERSALES :	53
III.4.3.9	FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :	55
III.5	ETUDE DES ESCALIERS	57
III.5.1	INTRODUCTION :	57
III.5.2	CALCUL DE L'ESCALIER DE TROIS VOLEES :	57
III.5.3	CALCUL DES SOLLICITATIONS :	57
III.5.4	FERRAILLAGE :	60
III.5.5	FERRAILLAGE DE LA VOLEE 3 :	64
III.5.6	FERRAILLAGE :	67
III.5.7	VERIFICATIONS :	69
III.5.8	CALCUL DES SOLLICITATIONS (VOLLEE 2) :	70
III.5.9	FERRAILLAGE :	70
III.5.10	VERIFICATIONS :	71
III.6	ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :	72
III.6.1	EVALUATION DES CHARGES :	73
III.6.2	ARMATURES PRINCIPALES :	75
III.6.3	VERIFICATION A L'ELU :	76
III.6.4	VERIFICATION DE L'ADHERENCE AUX APPUIS : (ART : A.6.1.3.BAEL.91	76
III.6.5	VERIFICATION A L'ELS :	76
III.7	SALLE DE MACHINE	79
III.7.1	CALCUL DE LA SALLE DES MACHINES :	79
DEFINITION :		79
III.7.2	DIMENSIONNEMENT :	80
III.7.3	VERIFICATIONS :	85

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.1	INTRODUCTION :	88
VI.2	OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :	88
VI.3	MODELISATION MATHEMATIQUE :	88
VI.4	MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE :	88
VI.4.1	DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS :	89
VI.4.2	MODELISATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX :	89
VI.4.3	MODELISATION DE LA MASSE :	89

VI.5	PRESENTATION DE LA VUE EN 3D :	90
VI.6	ETUDE SISMIQUE DE BATIMENT :	91
VI.6.1	INTRODUCTION :	91
VI.6.2	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	91
VI.6.3	METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :	91
VI.6.4	SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :	92
VI.7	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE : RPA (ART 4.2).....	93
VI.8	CHOIX DE LA DISPOSITION DES VOILES :	96
VI.8.1	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE :	97
VI.8.1.1	CARACTERISTIQUES MASSIQUES :	98
VI.9	MODE DE VIBRATIONS ET TAUX DE PARTICIPATION DES MASSES :	98
VI.10	COMBINAISONS DES REPONSES MODALES :	104
VI.10.1	DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUE SELON LA HAUTEUR :	107
VI.10.2	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER-ETAGE :	108
VI.10.3	CALCUL DE CENTRE DE GRAVITE DE LA STRUCTURE :	113
VI.10.4	VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :	114

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1	FERRAILLAGE DES POTEAUX	115
V.1.1	INTRODUCTION :	115
V.1.2	LES COMBINAISONS D' ACTIONS :	115
V.1.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	116
V.1.4	FERRAILLAGE DES POTEAUX :	116
V.1.4.1	FERRAILLAGE LONGITUDINAL :	117
V.1.4.2	LE FERRAILLAGE MINIMAL D'APRES CBA93 :	117
V.1.4.3	FERRAILLAGE TRANSVERSALES :	118
V.1.5	EXEMPLE DE CALCUL :	119
V.1.5.1	CALCUL A LA COMPRESSION :	119
V.1.6	POTEAU LE PLUS SOLLICITE :	121
V.1.6.1	FERRAILLAGE LONGITUDINAL :	121
V.1.6.2	VERIFICATION DU FLAMBEMENT :	121
V.1.6.3	VERIFICATION DU FLAMBEMENT	121
V.1.6.4	LONGUEUR DE RECOUVREMENT :	124
V.1.6.5	LA DISTANCE ENTRE LES BARRES VERTICALES DANS UNE FACE DU POTEAU :	124
V.1.6.6	VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :	124
V.1.6.7	ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES :	124

V.1.7	VERIFICATION :	126
V.1.7.1	VERIFICATION DES CONTRAINTES :	126
V.1.7.2	SOLLICITATIONS TANGENTIELLES :	126
V.1.7.3	VERIFICATION AU FLAMBEMENT :	127
V.2	FERRAILLAGE DES VOILES	128
V.2.1	INTRODUCTION :	128
V.2.2	STABILITE DES CONSTRUCTIONS VIS-A-VIS DES CHARGES LATERALES	129
V.2.3	ROLE DE CONTREVENTEMENT :	129
V.2.4	LES AVANTAGES DES VOILES :	129
V.2.5	COMBINAISON :	129
V.2.6	PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES VOILES :	129
V.2.7	PRESCRIPTIONS IMPOSEES LE RPA99 :	130
V.2.8	METHODE DE CALCUL :	131
V.2.9	CALCUL DES ARMATURES HORIZONTALES RESISTANTES A L'EFFORT TRANCHANT :	133
V.2.10	EXEMPLE D'APPLICATION :	134
V.2.10.1	EXPOSE DE LA METHODE:	134
V.2.10.2	ARMATURES MINIMALES SELON LE BAEL:	134
V.2.10.3	VERIFICATION :	135
V.2.11	EXEMPLE DU CALCUL :	135
V.2.11.1	DETERMINATION DES SOLlicitATIONS :	135
V.2.11.2	L'ESPACEMENT MINIMAL D'APRES L'ARTICLE 7.7.4.3 DU RPA99V2003 :	137
V.2.11.3	L'ESPACEMENT MINIMAL D'APRES L'ARTICLE 7.7.4.3 DU RPA99V2003 :	137
V.2.11.4	VERIFICATION DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT:	138
V.2.11.5	VERIFICATION :	139
V.3	FERRAILLAGE DES POUTRES	140
V.3.1	INTRODUCTION :	140
V.3.2	RECOMMANDATION DU RPA99/V03 EN ZONE III :	140
V.3.3	RECOMMANDATION DU BAEL 91 :	141
V.3.4	EXEMPLE DE CALCUL :	142
V.3.4.1	CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :	142
V.3.4.2	FERRAILLAGE SOUS LES COMBINAISONS SISMIQUES :	143
V.3.4.3	FERRAILLAGE DES POUTRES LES PLUS SOLlicitEES :	144
V.3.5	VERIFICATIONS :	145
V.3.6	CONCLUSION :	147

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	151
VI.1.1	ETUDE DE SOL :	151
VI.1.2	STABILITE DES FONDATIONS :	151
VI.1.3	FACTEURS DE CHOIX DU TYPE DE FONDATION :	152
VI.1.4	CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS :	152
VI.1.5	ETUDE DU RADIER GENERAL :	155
VI.1.6	LE CALCUL DE D (DEBORDEMENT) :	157
VI.1.7	DETERMINATION DES EFFORTS :	157
VI.1.8	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DU RADIER :	158
VI.1.9	VERIFICATION DU RADIER :	158
VI.1.10	VERIFICATION SOUS L'EFFET DE LA PRESSION HYDROSTATIQUE : :	159
VI.1.11	VERIFICATION AU CISAILLEMENT :	160
VI.1.12	VERIFICATION DE LA CONTRAINTE NORMALE:	161
VI.1.13	LA VERIFICATION DE STABILITE :	162
VI.2	FERRAILLAGE DU RADIER :	164
VI.2.1	DETERMINATION DES EFFORTS :	164
VI.2.2	CALCUL DES ARMATURES :	167
VI.2.3	FERRAILLAGE DE DEBORD DU RADIER :	167
VI.3	FERRAILLAGE DE LA NERVURE :	169
VI.3.1	TRANSMISSION DES CHARGES DES DALLES AUX POUTRES :	170
VI.3.2	DIMENSIONNEMENT DES NERVURES :	172
VI.3.3	VERIFICATION :	174
VI.3.3.1	A L'ELU :	174
VI.3.3.2	A L'ELS :	174
VI.4	ETUDE DE VOILE PERIPHERIQUE :	177
VI.4.1	PRECONISATION DU RPA 99 :	177
VI.4.2	DIMENSIONNEMENT :	177
VI.4.3	FERRAILLAGE DE VOILE :	177
CONCLUSION GENERALE.....		179

BIBLIOGRAPHIES

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

FIGURE I. 1 : DIAGRAMME DES DEFORMATIONS LIMITEES DE LA SECTION	6
FIGURE I. 2: EVOLUTION DE LA RESISTANCE F_{CJ} EN FONCTION DE L'AGE DU BETON.	9
FIGURE I. 3: EVOLUTION DE LA RESISTANCE A LA TRACTION FTJ EN FONCTION DE CELLE A LA COMPRESSION FCJ	9
FIGURE I. 5: DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS DU BETON A L'ELS.	12
FIGURE I. 4: DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS DU BETON A L'ELU.....	12
FIGURE I. 6: DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DE L'ACIER.....	15
FIGURE I. 7 : DIAGRAMME CONTRAINTES- DEFORMATIONS DE CALCUL.....	16

CHAPITRE II

FIGURE II. 1 : « COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX ».....	18
FIGURE II. 2 : « LES ESCALIERS »	19
FIGURE II. 3 : « COUPE TRANSVERSALE DU L'ACROTERE ».	21
FIGURE II. 4 : « COUPE DE VOILE EN ELEVATION ».....	22
FIGURE II. 5 : COUPE DU VOILE EN PLAN.	22
FIGURE II. 6 : « DIMENSION DU POUTRE ».	23
FIGURE II. 7 : « PLANCHER TERRASSE (CORPS CREUX) »	27
FIGURE II. 8 : « COMPOSITION DU PLANCHER D'ETAGE COURANT ».	28
FIGURE II. 9 : LE POTEAU LE PLUS SOLLICITEE.	29

CHAPITRE III

FIGURE III. 1 : SCHEMA DE L'ACROTERE	32
FIGURE III. 2: SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE.	33
FIGURE III. 3: POSITION DU CENTRE DE PRESSION.	34
FIGURE III. 4: FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.	38
FIGURE III. 5: SCHEMA STATIQUE DU BALCON.	40
FIGURE III. 6: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS.....	41
FIGURE III. 7: FERRAILLAGE DU BALCON.	45
FIGURE III. 8: SECTION TRANSVERSALE DE LA POUTRELLE.	47
FIGURE III. 9 : SCHEMA STATIQUE DE L'ENSEMBLE DES POUTRELLES.....	48
FIGURE III. 10 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	56
FIGURE III. 11: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE DALLE DE COMPRESSION.....	56
FIGURE III. 12: SCHEMA STATIQUE DU VOLEE 1 TYPE 1 A L'ELS.....	59
FIGURE III. 13: FERRAILLAGE DU VOLEE 01.	64
FIGURE III. 14: SCHEMA STATIQUE DU VOLEE 3 A L'ELU / A L'ELS.	70
FIGURE III. 15: SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE.....	72
FIGURE III. 16 : DIAGRAMMES DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE PALIERE.	74
FIGURE III. 17: SCHEMA DE FERRAILLAGE POUTRE PALIERE.	79
FIGURE III. 18: « REPARTITION DE LA CHARGE LOCALISEE SUR LA DALLE ».	80
FIGURE III. 19: FERRAILLAGE DE LA DALLE DE SALLE MACHINE.	87

CHAPITRE IV

FIGURE IV . 1: SCHEMA DE LA STRUCTURE EN 3D.....	90
FIGURE IV . 2: LA DISPOSITION DES VOILES (VUE EN PLAN).....	97
FIGURE IV . 3 :1ER MODE DE TRANSLATION SUIVANT LE SENS X X DE PERIODE T =0.932S.....	100
FIGURE IV . 4 : 2EME MODE DE TRANSLATION SUIVANT LE SENSE Y Y DE PERIODE T =0.875S.....	101
FIGURE IV. 5: 3EME MODE DE ROTATION AUTEURE DE L'AXE Z DE PERIODE T =0.671S.	102
FIGURE IV . 6: SPECTRE DE REPONSE.	106

CHAPITRE V

FIGURE V . 1: LES EFFORTS SOUMIS SUR LE POTEAU.....	116
FIGURE V . 2: SECTION DE CALCUL DES POTEAUX	117
FIGURE V . 3: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX.	128
FIGURE V . 4: SOLLICITATIONS DES VOILES.	128
FIGURE V . 5: DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALE DANS LES VOILES.....	130
FIGURE V . 6: DIAGRAMME DES CONTRAINTE D'UNE SECTION PARTIELLEMENT TONDUE.....	131
FIGURE V . 7: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE VX8.....	139
FIGURE V . 8 : SECTION DE CALCUL DES POUTRES	142
FIGURE V . 9:SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES.	151

CHAPITRE VI

FIGURE VI. 1:SCHEMA DU RADIER.....	156
FIGURE VI. 2: DIMENSIONNEMENTS.....	157
FIGURE VI. 3:SCHEMA DE TRANSMISSION DES CHARGES	160
FIGURE VI. 4: DIAGRAMME DES CONTRAINTES.....	162
FIGURE VI. 5:LE PANNEAU LE PLUS SOLLICITE.	166
FIGURE VI. 6: SCHEMA STATIQUE DU DEBORD.....	168
FIGURE VI. 7: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER.	170
FIGURE VI. 8: DIAGRAMMES DES MOMENTS FLECHISSANT.....	173
FIGURE VI. 9: DIMENSIONS DE LA NERVURE.....	173
FIGURE VI. 10: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE.....	177
FIGURE VI. 11: LE VOILE PERIPHERIQUE.....	178
FIGURE VI. 12: FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	179

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

TABEAU I. 1: LES DIAMETRES NOMINAUX DES BARRES UTILISEES	14
--	----

CHAPITRE II

TABEAU II. 1 : DIMENSIONS DES POUTERS PRINCIPAL ET LES POUTERS SECONDAIRE	24
TABEAU II. 2 : CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.....	27
TABEAU II. 3 : CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER D'ETAGE COURANT.	28
TABEAU II. 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.	30
TABEAU II. 5 : VERIFICATION AU FLAMBEMENT.	31

CHAPITRE III

TABEAU III. 1:LES SOLLICITATIONS DU BALCON	41
TABEAU III. 2:FERRAILLAGE DU BALCON.....	42
TABEAU III. 3:RESULTATS DES VERIFICATIONS A L'ELU.....	44
TABEAU III. 4:RESULTATS DES VERIFICATIONS A LA COMPRESSION DU BETON.....	44
TABEAU III. 5 : TABLEAU RECAPITULATIF DES CHARGES APPLIQUE SUR LA POUTRELLE.	47
TABEAU III. 6 : LES DONNEES DE CALCUL DES POUTRELLES.....	50
TABEAU III. 7 : TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS AUX APPUIS A L'ELU ET A L'ELS.	50
TABEAU III. 8 : TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS TRANCHANTS.	50
TABEAU III. 9 : TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS EN TRAVEE A L'ELU ET A L'ELS.	51
TABEAU III. 10 : TABLEAU RECAPITULATIF DE CALCUL DES ARMATURES DES POUTRELLES EN TRAVEE.	51
TABEAU III. 11 : TABLEAU RECAPITULATIF DES VERIFICATIONS DES POUTRELLES EN TRAVEE A L'ELU.	52
TABEAU III. 12 : TABLEAU RECAPITULATIF DE VERIFICATION DE LA POUTRELLE EN TRAVEE A L'ELS.....	52
TABEAU III. 13 : TABLEAU RECAPITULATIF DE CALCUL DES ARMATURES DES POUTRELLES EN APPUI.	52
TABEAU III. 14 : TABLEAU RECAPITULATIF DES VERIFICATIONS DES POUTRELLES EN APPUI A L'ELU.	53
TABEAU III. 15 : TABLEAU RECAPITULATIF DE VERIFICATION DE LA POUTRELLE EN APPUI A L'ELS.	54
TABEAU III. 16:CHARGES ET SOLLICITATIONS DE L'ESCALIER.	57
TABEAU III. 17:RESULTATS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS D'ESCALIER « VOLEE 1 ».	60
TABEAU III. 18: RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOLEE 1.....	62
TABEAU III. 19:RESULTATS DES VERIFICATIONS A L'ELU.....	62
TABEAU III. 20:RESULTAT DE VERIFICATION DE COMPRESSION DANS LE BETON A L'ELS.	63
TABEAU III. 21: RESULTAT DE CALCUL DE LA FLECHE DU VOLEE 1 TYPE 1.	63
TABEAU III. 22:RESULTATS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS D'ESCALIER « VOLEE 2/4 ».	67
TABEAU III. 23:RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOLEE 2/4.....	69
TABEAU III. 24:RESULTAT DES SOLLICITATIONS APPLIQUEES SUR VOLEE (2).....	70
TABEAU III. 25:RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOLEE 3.....	71

TABLEAU III. 26:RESULTATS DES VERIFICATIONS A L'ELU.....	71
TABLEAU III. 27: VALEURS DES COEFFICIENTS.....	78
TABLEAU III. 28:LES MOMENTS DANS LES TRAVEES ET LES APPUIS.....	82
TABLEAU III. 29:RESULTATS DU FERRAILLAGE DE LA DALLE MACHINE.	84
TABLEAU III. 30:RESULTATS DES VERIFICATIONS A L'ELU.....	85
TABLEAU III. 31.RESULTAT DE VERIFICATION DE COMPRESSION DANS LE BETON A L'ELS.	86

CHAPITRE IV

TABLEAU IV. 1: VALEURS DES PENALITES.....	95
TABLEAU IV. 2:POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE W.....	96
TABLEAU IV. 3: CENTRE DE MASSE ET INERTIE DES NIVEAUX.....	98
TABLEAU IV. 4: PERIODES, MODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE.....	99
TABLEAU IV. 5: VALEUR DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE (SENS LONGITUDINALE).	103
TABLEAU IV. 6: VALEUR DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE (SENS TRANSVERSAL).	103
TABLEAU IV. 7: COMBINAISONS DES REPONSES MODALES.....	104
TABLEAU IV. 8:VERIFICATION DE LA RESULTANT DES FORCES SISMIQUE DE CALCUL.	105
TABLEAU IV. 9: REPRISE DES CHARGES HORIZONTALES PAR LES VOILES ET LES PORTIQUES.	105
TABLEAU IV. 10: REPRISE DES CHARGES VERTICALES PAR LES VOILES ET LES PORTIQUES.	106
TABLEAU IV. 11: LA DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE SELON LA HAUTEUR SENS XX.	107
TABLEAU IV. 12: LA DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE SELON LA HAUTEUR SENS YY.	107
TABLEAU IV. 13: LE DEPLACEMENT INTER-ETAGE DANS LE SENS XX.....	108
TABLEAU IV. 14: LE DEPLACEMENT INTER-ETAGE DANS LE SENS YY.....	109
TABLEAU IV. 15: VERIFICATION DE L'EFFET P-DELTA SENS X X.....	110
TABLEAU IV. 16: VERIFICATION DE L'EFFET P-DELTA SENS Y Y.....	110
CETTE CONDITION D'EQUILIBRE SE REFERE A LA STABILITE D'ENSEMBLE DU BATIMENT OU DE L'OUVRAGE, SOUMIS A DES EFFETS DE RENVERSEMENT TABLEAU IV. 17ET/OU DE GLISSEMENT.....	111
TABLEAU IV. 18: CALCUL LE MOMENT DE RENVERSEMENT SENS XX.....	112
TABLEAU IV. 19: CALCUL LE MOMENT DE RENVERSEMENT SENS YY.....	112
TABLEAU IV. 20: CENTRE DE GRAVITE ET DE TORSION.	113
TABLEAU IV. 21:VERIFICATION D'EQUILIBRE D'ENSEMBLE.....	113
TABLEAU IV. 22: VERIFICATION DES POTEAUX A L'EFFET DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.....	114

CHAPITRE V

TABLEAU V. 1: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	116
TABLEAU V. 2: EXEMPLE FERRAILLAGE D'UN POTEAU.....	120
TABLEAU V. 3: VERIFICATION DU FLAMBEMENT.....	121
TABLEAU V. 4:SOLLICITATION ET FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	122
TABLEAU V. 5:FERRAILLAGE ADOPTE DES POTEAUX.....	123
TABLEAU V. 6:VERIFICATION DE FERRAILLAGE MINIMALE ET MAXIMALE DES POTEAUX.....	123
TABLEAU V. 7:FERRAILLAGE FINALE DES POTEAUX.....	123

TABLEAU V. 8:FERRAILLAGE TRANSVERSALE DES POTEAUX.....	125
TABLEAU V. 9:VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS.....	126
TABLEAU V. 10:VERIFICATION LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT.....	127
TABLEAU V. 11:VERIFICATION DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT POUR LES VOILES LES PLUS SOLLICITES.....	139
TABLEAU V. 12:LA RESULTANTE DE CALCUL POUR LE VOILE VX8.....	139
TABLEAU V. 13:FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.....	144
TABLEAU V. 14:POUTRES SECONDAIRE.....	145
TABLEAU V. 15:VERIFICATION DU CISAILLEMENT DU BETON.....	147
TABLEAU V. 16:VERIFICATION CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON.....	148
TABLEAU V. 17:VERIFICATION.....	149

CHAPITRE VI

TABLEAU VI. 1: LES SURFACES REVENANT AUX ..SEMELLES.....	155
TABLEAU VI. 2 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE NORMALE.....	163
TABLEAU VI. 3: VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT.....	164
TABLEAU VI. 4: VERIFICATION DE SOULEVEMENT.....	165
TABLEAU VI. 5: LES MOMENTS A L'ELU.....	167
TABLEAU VI. 6: LES MOMENTS A L'ELS.....	167
TABLEAU VI. 7: CALCUL DES ARMATURES A L'ELU.....	168
TABLEAU VI. 8: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	170
TABLEAU VI. 9: LES CHARGES DE LA POUTRE LA PLUS SOLLICITEE XX.....	172
TABLEAU VI. 10: LES CHARGES DE LA POUTRE LA PLUS SOLLICITEE YY.....	172
TABLEAU VI. 11: LE FERRAILLAGE ADOPTE XX.....	174
TABLEAU VI. 12:LE FERRAILLAGE ADOPTE YY.....	174
TABLEAU VI. 13: VERIFICATION DES CONTRAINT XX.....	176
TABLEAU VI. 14: VERIFICATION DES CONTRAINT YY.....	176

LISTE DES SYMBOLES

- A_s** : Aire d'une section d'acier.
- A_t** : Section d'armatures transversales.
- B** : Aire d'une section de béton.
- a** : largeur de poteau.
- c** : l'enrobage.
- b** : largeur de poutres.
- h** : hauteur de poutres.
- \emptyset** : Diamètre des armatures.
- Q** : Charge d'exploitation, facteur de qualité.
- γ_s** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b** : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s** : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc}** : Contrainte de compression du béton.
- $\overline{\sigma_s}$** : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma_{bc}}$** : Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u** : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ** : Contrainte tangentielle.
- β** : Coefficient de pondération
- G** : Charge permanente.
- ξ** : Déformation relative.
- V_0** : Effort tranchant a la base.
- E.L.U** : Etat limite ultime.
- E.L.S** : Etat limite service.
- N_{ser}** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u** : Effort tranchant ultime.
- T** : Effort tranchant, Période.
- St** : Espacement.
- λ** : Elancement.
- e** : Epaisseur, excentricité.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

E : Module de Young.

h_e : hauteur d'étage.

ν : Coefficient de poisson.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. A l'effet, des études bases sur des modèles physique et mathématique sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments. Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu du manier à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis a vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis a vis de sa durabilité, son aspect architecturale ou encore le confort de ses usagers.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

Ce travail d'étude d'un bâtiment irrégulier en R+8 +sous-sol + entre sol à usage multiple implanté à Bouira est organisé de la manière suivante : Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et toiture, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel ETABS et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. En fin nous avons fait un choix des fondations selon les caractéristiques du site et le poids de la structure.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

I.1 Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment de **(R+8+sous-sol+entre sol)** à usage d'habitation et de commerce en béton armé composé de portiques et des voiles avec une terrasse inaccessible.

- Sous-sol est à service (dépôt)
- Entre sol est à usage commercial (local)
- Le RDC est à usage commercial
- Le premier niveau est à usage commercial
- Les sept autres niveaux sont à usage d'habitation dont chaque niveau contient trois appartements
- Terrasse inaccessible

L'ouvrage comporte :

- 04 cages d'escaliers
- 01 cage d'ascenseur

L'ouvrage sera implanté à wilaya de Bouira.

Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (**IIa**) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 / version 2003**).

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

a) En plan :

- La longueur totale23.35 m
- La largeur totale22.36 m

b) En élévation :

- Hauteur totale du bâtiment36,44 m
- Hauteur du RDC.....4,08 m
- Hauteur d'étage courant3, 06 m
- Hauteur du 1^{er} étage3,4 m
- Hauteur entre sol4,08 m
- Hauteur sous sol.....3, 4 m
- Hauteur local machinerie d'encenseur2,96 m
- Hauteur d'acrotère.....0,5 m

I.4 Données sismique de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ version 2003** comme une zone de sismicité moyenne (zone IIA).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.7$ bars.
- Le site est considéré comme **meuble** (S3).

I.5 Hypothèses de calcul

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours **$f_{c28} = 25$ MPa**.
- La résistance à la traction **$f_{t28} = 2.1$ MPa**.
- **$E_{vj} = 10818,865$ MPa** (Module de déformation différé du béton).
- **$E_{ij} = 32164,20$ MPa** (Module de déformation instantané du béton).
- **$F_e = 400$ MPa**. (Limite d'élasticité des aciers).

I.6 Les éléments de l'ouvrage**a) Ossature et contreventement :**

Le contreventement est assuré par une ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

b) Planchers :

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique :** les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation :** ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, on adopte des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles

c) Maçonnerie :

- **Murs extérieurs (remplissage) :** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de **15 cm** et **10 cm** d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de **5 cm**.
- **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

d) Les escaliers :

Le bâtiment présente trois types d'escaliers :

- un escalier de trois volés
- un escalier de quatre volés
- deux escalier rend (métallique)

e) L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50 cm d'hauteur.

f) Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

g) Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

h) La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

i) Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour salle d'eau et cuisine.

j) 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. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse. La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous sol projeté.

k) Les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

l) Système de coffrage :

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les portiques et les planchers.

I.7 Réglementation utilisée

- **RPA** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- **BAEL91** (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites)
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).

I.8 Présentation de la méthode de calcul aux états limites :**➤ Définition des états limites:**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

a) Etats limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement)

- De la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- De la stabilité de forme (flambement)

Hypothèse de calcul à L'ELU:

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5‰** en flexion simple et **2‰** en Compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A :** les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B :** les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C :** les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

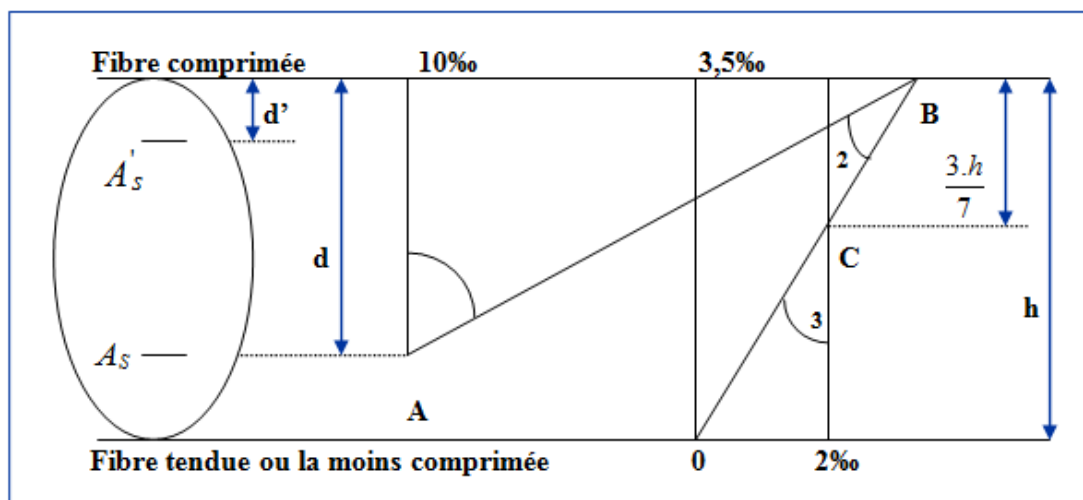


Figure I. 1 : Diagramme des déformations limites de la section

b) Etats limites de service (ELS):

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.

- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

Hypothèse de calcul à L'ELS

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
 - Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).
- $n = 15$: coefficient d'équivalence.

Actions et sollicitations :**Définition des actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

✓ Action permanentes (G):

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- le poids propre de la section.
- le poids des équipements fixes.
- le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

On note:

- G_{max} : actions permanentes défavorables.
- G_{min} : actions permanentes favorables.

✓ Actions variables (Qi) :

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.

- Les actions climatiques.

On note :

Q : action variable de base.

✓ **Actions accidentelles (FA):**

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

I.9 Les caractéristiques des matériaux

a) Béton:

a.1) Définition:

Le béton est un mélange de granulats : De ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants" de masse volumique de **2500Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

a.2) Composition du béton :

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- 350Kg de ciment portland artificiel CPA 325 bar.
- 400L de sable.
- 800L de gravillons ($D \leq 25\text{mm}$).
- 175L d'eau.

a.3) Résistance du béton :

a.3.1) Résistance caractéristique du béton à la compression:

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours** d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **f_{cj}** . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (**16 x 32**) par compression axiale après **28 jours** de durcissement.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : **f_{c28}** .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (**j**) jours, définies à partir de **f_{c28}** , par:

- Pour des résistances **$f_{c28} \leq 40\text{MPa}$**

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 j. \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 j. \end{cases}$$

Le choix de f_{c28} :

Dans notre cas on considère que $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

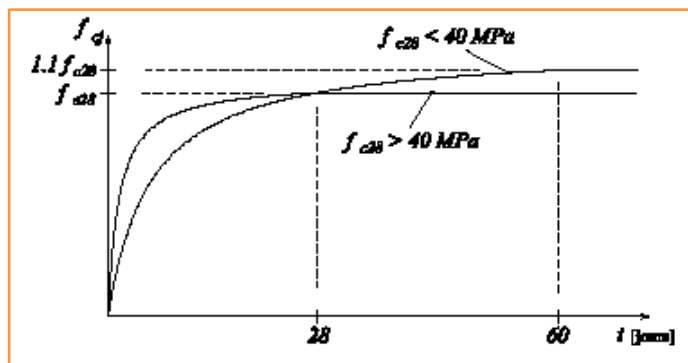


Figure I. 2: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

a.3.2) Résistance caractéristique du béton à la traction:

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de **10 %** de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots (\text{BEAL 91, art A.2.1, 12}).$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou (N/mm^2).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$.

Pour : $j = 28 \text{ jours}$, $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$.

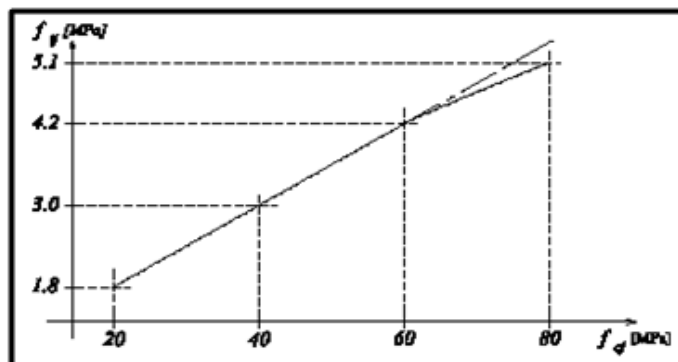


Figure I. 3: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la Compression f_{cj} .

a.4) Module de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}). Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (**cas courant**), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: ($E_{ij} = 3E_{vj}$). Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

a.5) Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (j) jours note E_{ij} est égale à :

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.21}) \\ E_{ij} = 23164.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

a.6) Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$\text{Dans note cas : } \begin{cases} E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.22}) \\ E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

a.7) Module de déformation transversale:

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

a.8) Coefficient de Poisson: (BAEL91, art A2.1.3) :

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{(E.L.U) pour le calcul des sollicitations..... (Section fissurée à ELU).} \\ \nu = 0.2 & \text{(E.L.S) pour le calcul des déformations..... (Section non fissurée à ELU).} \end{cases}$$

- **Modèles de calcul :**

À l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur la figure (1.4)

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \\ 2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \text{ compression avec flexion.} \end{cases}$$

Avec : ε_{bc} : raccourcissement du béton.

- **Contraintes limites du béton en compression :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow \text{(BAEL91.art.A.4.3.41)}$$

Dans notre cas :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{.....en situation durable S.D} \\ 1.15 & \text{.....en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

γ_b = Coefficient de sécurité partiel

θ = est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient :
$$\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa S.A} \end{cases}$$

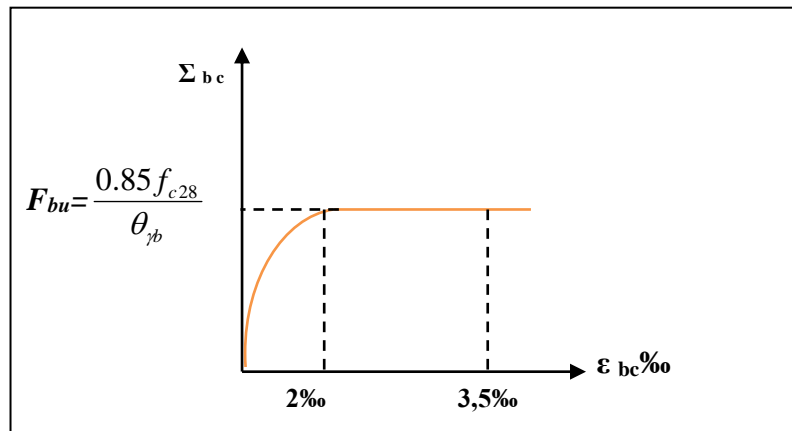


Figure I. 4: Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU.

À l'ELS:

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \quad (\text{BAEL91, art A.4.5, 2})$$

Pour notre cas: $\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot 25 = 15\text{MPa}$

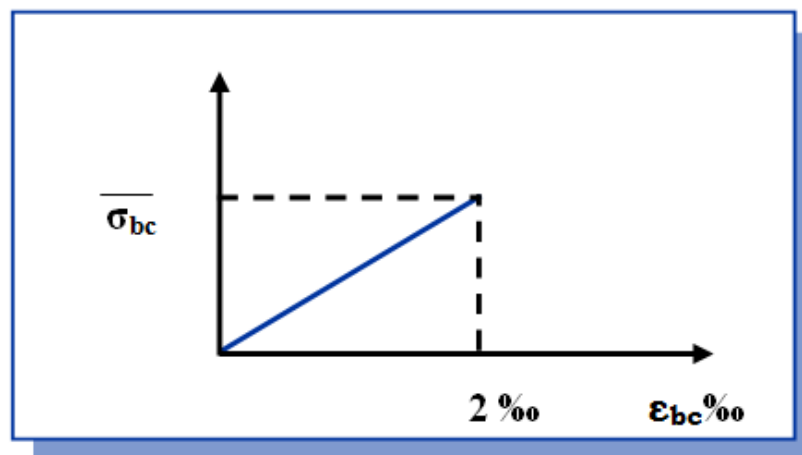


Figure I. 5: Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement à L'ELS est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad [\text{MPa}]. \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifiés art A. 5.1.21})$$

V_u = Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 = Largeur de la section cisailée.

d = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{cases}$$

• Poids volumique de béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN / m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN / m³ s'il est armé.

b) Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élancements faibles.

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour **0.15** à **0.25 %** de carbone.
- Aciers durs pour **0.25** à **0.40 %** de carbone.

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le 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%.

b.1) Caractéristiques des aciers utilisés :

b.1.1) Caractéristiques géométriques :

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal :

Tableau I. 1: Les diamètres nominaux des barres utilisées

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

b.1.2) Caractéristiques mécaniques :

f_e = limite d'élasticité garantie (résistance caractéristique) en MPa.

Nous utilisons pour le ferrailage :

- des barres à hautes adhérences (HA) :

Fe E 400 $f_e = 400$ MPa  armatures longitudinales.

- des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TS):

FeE 520 $f_e = 520$ MPa  Dalles de compression

b.1.3) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa.

b.1.4) Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

- Contrainte limite ultime à l'ELU:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où : γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = \mathbf{1.15} \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = \mathbf{1.00} \text{ pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \text{situation accidentelles.} \end{array} \right.$$

- Contrainte limite de service à l'ELS:

Fasse au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures.

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **fissuration peut nuisible :**

Il n'y a aucune vérification à faire en de hors de la vérification à l'ELU.

- **fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

- **fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta := 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA) de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \\ \eta := 1,3 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ \eta := 1,00 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{array} \right.$$

✓ **Diagramme contraintes - déformations :**

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.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante.

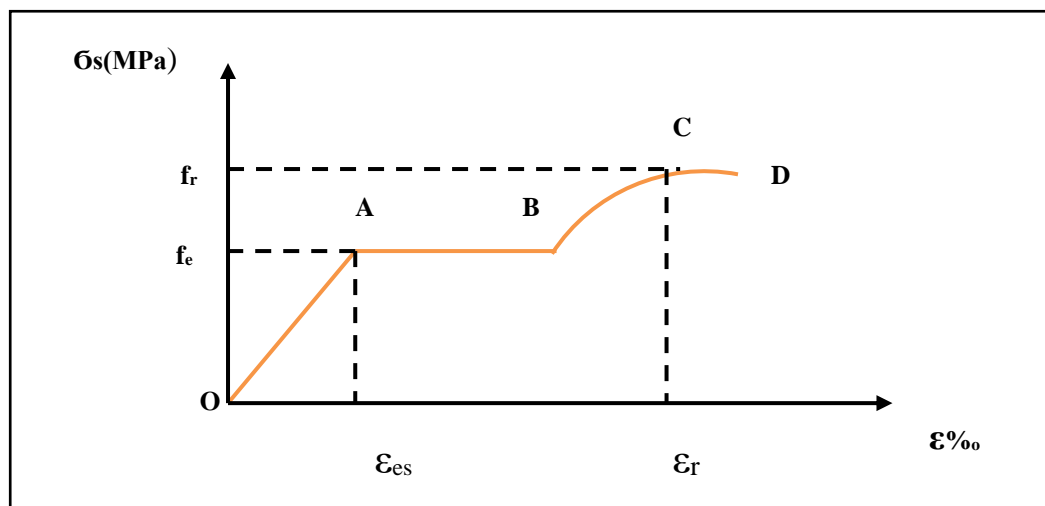


Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction

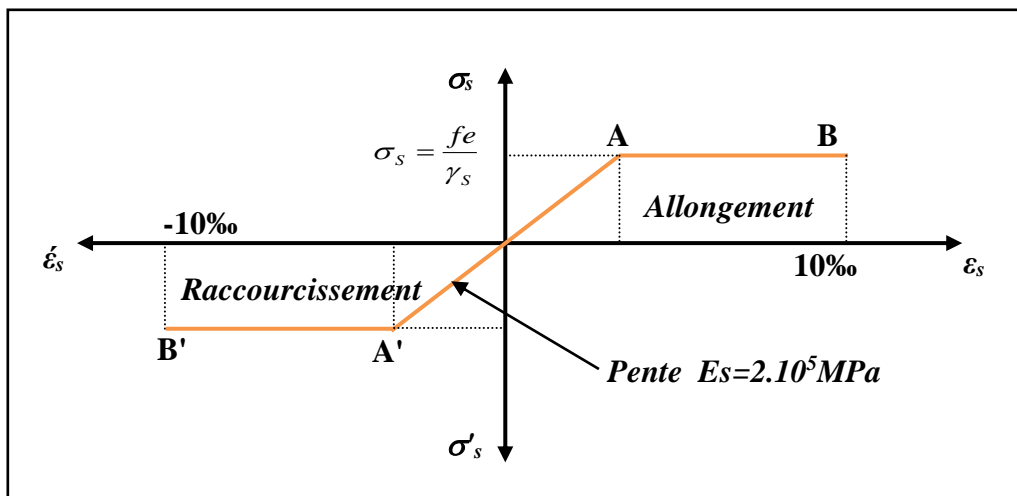


Figure I. 7 : Diagramme contraintes- déformations de calcul.

I.10 Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

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

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

I.11 Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

- **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

- **Combinaison du BAEL 91:**

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles.

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/Version 2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 Les Planchers :

Les planchers, quelque soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure 2.1).

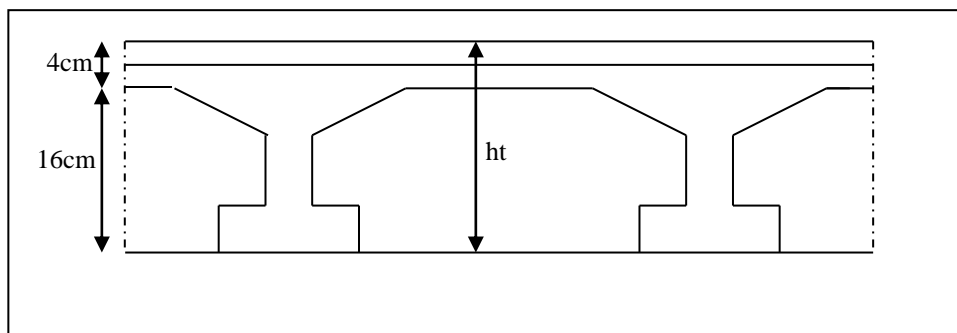


Figure II. 1 : « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5.$$

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis, selon le sens de disposition des poutrelles :

Dans notre plans la distance maximale $L_{\max} = 4.4\text{m}$.

$$E \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \rightarrow e \geq \frac{440}{22.5} \rightarrow e \geq 19.55 \text{ cm}$$

- Donc on prend : $e=20\text{cm} \rightarrow e = (16+4) \text{ cm}$.

Avec : $16 \text{ cm} \rightarrow$ corps creux et $4 \text{ cm} \rightarrow$ la dalle de compression.

II.2.2 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron (g). On désigne par (h) la hauteur d'une marche. Les escaliers sont simplement appuyés à leurs deux extrémités

Notre ouvrage comporte trois types d'escaliers.

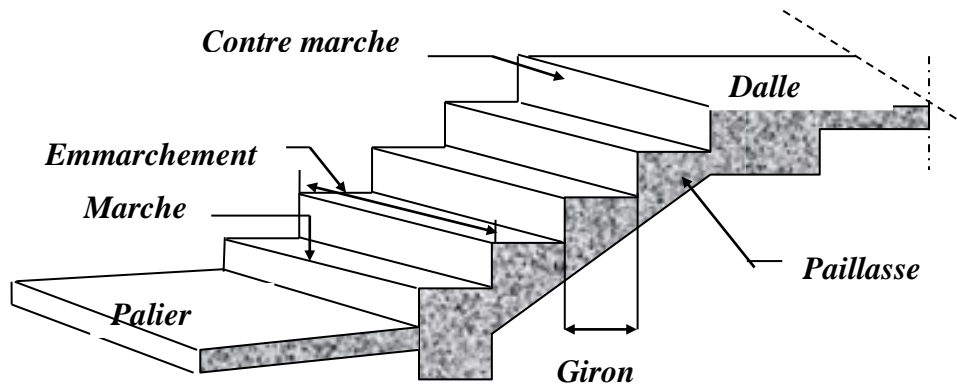


Figure II. 2 : « Les escaliers »

• **Caractéristiques techniques :**

Un escalier est caractérisé par :

- g** : largeur de marche (giron).
- h** : hauteur de la contre marche.
- n** : nombre de marche.
- L** : largeur la volée.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

Formule de BLONDAL : $59 \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm.}$

$$16.5 \leq h \leq 17.5$$

hauteur de la marche : **$h=17\text{cm.}$**

En pratique on prend : **$g=30\text{cm.}$**

a) escalier type N°1

Ce type d'escalier relie entre le RDC et le 1^{er} étage donc L'hauteur d'étage = 4.08 m.

- détermination du nombre de contre marches : **$n=H/h=408/17=24 \text{ marches (3+11+10).}$**
- Hauteur de palier n°1 : **$H'_1=0,17 \times 3=0.51\text{m} \Rightarrow H'_1=0.51\text{m.}$**
- Hauteur de palier n°2 : **$H'_2=(0,17 \times 11) + 0.51 = 2.38\text{m} \Rightarrow H'_2=2.38\text{m.}$**
- La longueur projetée de la paillasse n°1 . **$L=\sqrt{0.6^2 + 0.51^2}=0.8\text{m}$**

- La longueur projetée de la paillasse n°2 . $L=\sqrt{3^2 + 1.87^2}=3.5$ m
- La longueur projetée de la paillasse n°3 . $L=\sqrt{2.7^2 + 1.7^2}=3.2$ m
- L'inclinaison de la paillasse n°1 $\text{tg}\alpha=h/l=0.51/0.6=0.85\rightarrow\alpha=40.4^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°2 $\text{tg}\alpha=h/l=1.87/3=0.62\rightarrow\alpha=32^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°3 $\text{tg}\alpha=h/l=1.7/2.7=0.62\rightarrow\alpha=32^\circ$

L'épaisseur de la pallier et la paillasse.

Pour déterminé l'épaisseur de la paillasse de notre escalier on doit calculer l'épaisseur de la paillasse la plus longue (paillasse n°2) .

L'épaisseur est donné par $L_p/30 \leq e \leq l_p/20$

$L_p = L \text{ paillasse} + L \text{ pallier} = 3.5 + 1.55 = 5.05\text{m}$

Donc $\frac{505}{30} \leq e \leq \frac{505}{20} \rightarrow 16.8 \leq e \leq 25.25$ donc $e = 20$ cm

b.4) escalier type N°2 (les étages d'habitations) :

- L'hauteur d'étage = 3.06 m
- Détermination du nombre de contre marches : $n=H/h=306/17=18$ marches (7+4+7).
- Hauteur de pallier n°1 : $H'_1=0,17 \times 7 = 1.19\text{m} \Rightarrow H'_1=1.19\text{m}$
- Hauteur de pallier n°2 : $H'_2=(0,17 \times 4)+1.19 = 1.87\text{m} \Rightarrow H'_2=1.87\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°1 . $L=\sqrt{1.8^2 + 1.19^2}=2.2\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°2 . $L=\sqrt{1.2^2 + 0.68^2}=1.4\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°3 . $L=\sqrt{1.8^2 + 1.19^2}=2.2\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse n°1 $\text{tg}\alpha=h/l=1.19/1.8=0.66\rightarrow\alpha=33^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°2 $\text{tg}\alpha=h/l=0.68/1.2=0.57\rightarrow\alpha=30^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°3 $\text{tg}\alpha=h/l=1.19/1.8=0.66\rightarrow\alpha=33^\circ$
- L'épaisseur de la pallier et la paillasse.
- Pour déterminé l'épaisseur de la paillasse de notre escalier on doit calculer l'épaisseur de la paillasse la plus longue (paillasse n°1)
- L'épaisseur est donné par $L_p/30 \leq e \leq l_p/20$
- $L_p = L \text{ paillasse} + L \text{ pallier} = 2.2 + 1.50 = 3.7\text{m}$
- Donc $\frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \rightarrow 12.33 \leq e \leq 18.5$ donc $e = 15$ cm

c) escalier Type N°3 :

Sont des escaliers circulaire préfabriqué qui relier entre le sous sol et l'entre sol.

II.2.3 Les balcons :

Un balcon est un type de plateforme qui se dégage d'un mur et forme ainsi une (pièce en hauteur).

Dans nôtre structure on a 4 balcons et un séchoir dans chaque étage d'habitation la longueur des balcons et le séchoir $L = 1.1\text{m}$.

L'épaisseur de la dalle du balcon est conditionner par

$$E \geq \frac{L}{10} \rightarrow e \geq \frac{110}{10} \rightarrow e \geq 11$$

$e \geq 11$ donc $e = 15$.

II.2.4 L'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure 2.2). Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

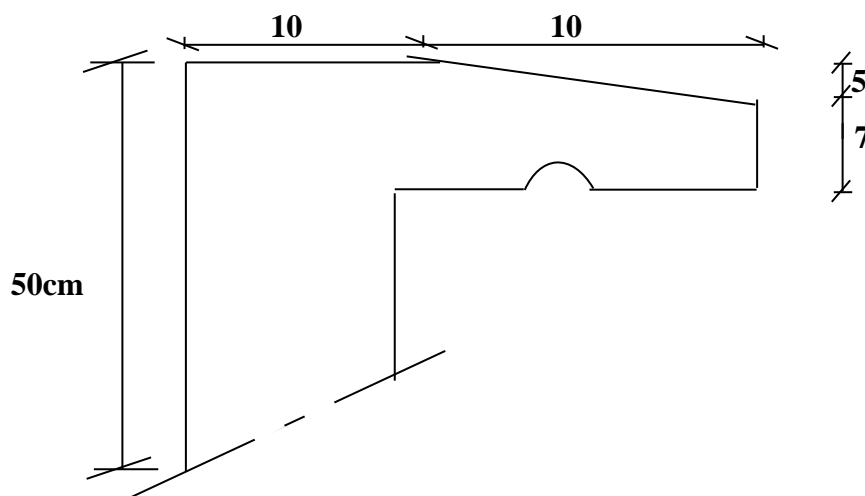


Figure II. 3 : « coupe transversale du L'acrotère ».

II.3 Pédimensionnement des éléments porteurs principaux

II.3.1 Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA 99

version 2003 article 7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) (figure 2.4).

L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure 2.5.

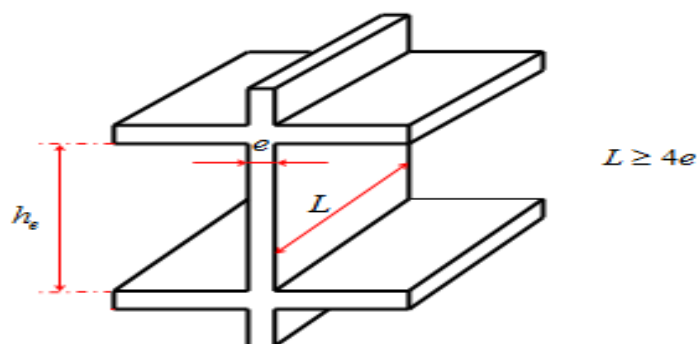


Figure II. 4 : « coupe de voile en élévation ».

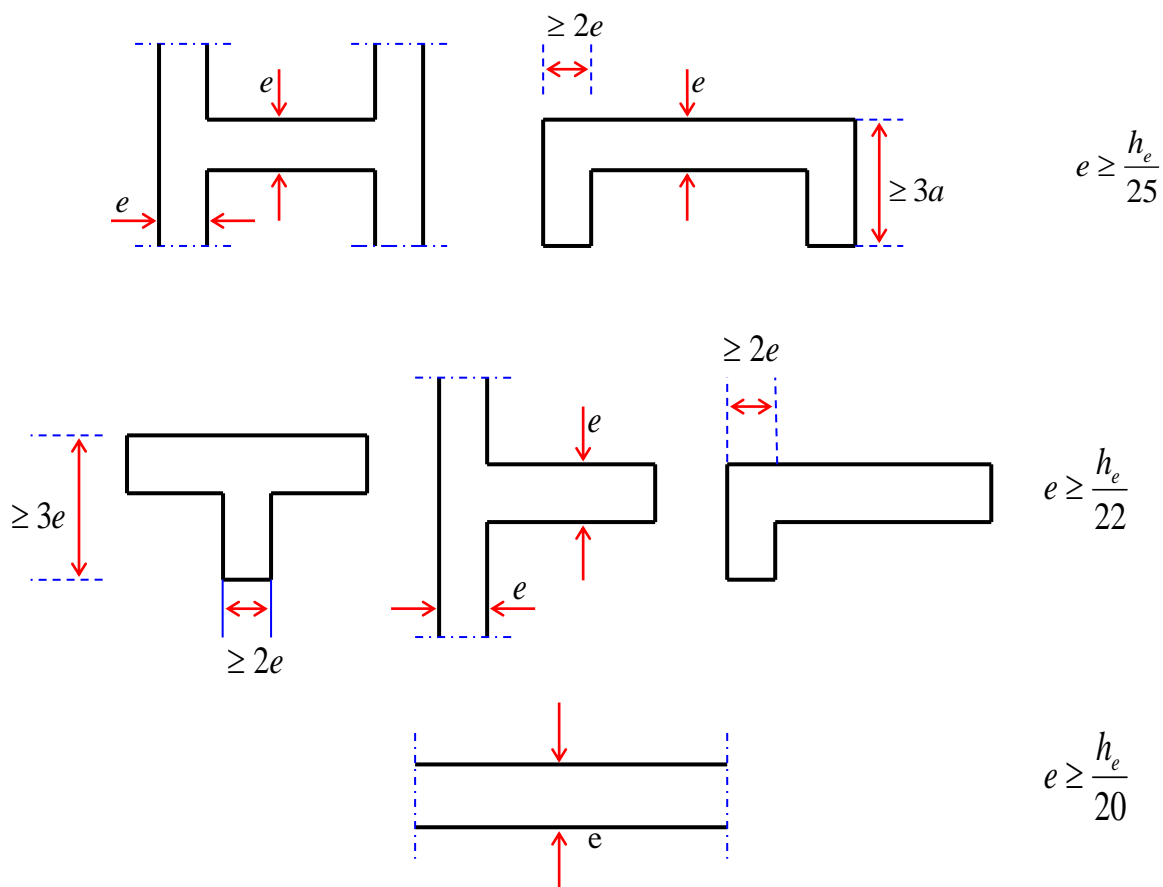


Figure II. 5 : coupe du voile en plan.

$$e \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

a) Pour R D C et entre sol ($h_e = 4,08$ m)

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \frac{408}{20} \rightarrow e \geq 20$$

Donc on prend comme épaisseur:

$$e = 20 \text{ cm}$$

b) pour le sous sol et 1^{er} étage : ($h_e = 3.4$ m)

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \frac{340}{20} \rightarrow e \geq 17$$

c) pour les étages courant : ($h_e = 3.06$ m)

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \frac{306}{20} \rightarrow e \geq 15.3$$

Donc on prend comme épaisseur:

$$e = 20 \text{ cm}$$

▪ **Conclusion :**

$$e \geq \max(20 ; 20) \text{ cm.}$$

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles : **$e = 20$ cm** sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4e = 80 \text{ cm. Donc } L = 1 \text{ m}$$

II.3.2 Les poutres :

❖ **Selon les Règles de BAEL :**

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section

b : largeur de la section

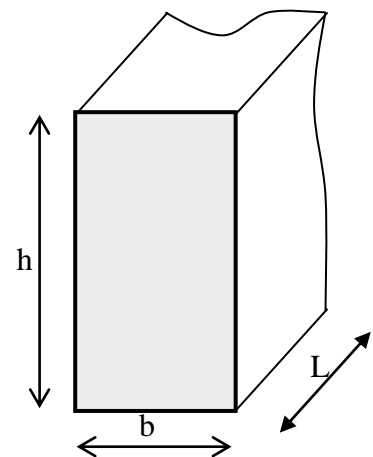


Figure II. 6 : « Dimension du poutre ».

a. Poutres principale :

$$L = 4.4 \text{ m}$$

➤ Détermination de la hauteur "h" :

$$\frac{L}{15} \geq h_t \geq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{440}{15} \geq h_t \geq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 44 \text{ cm} \text{ donc on prend: } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

➤ Détermination de la largeur "b" :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

donc on prend $(h \times b) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$

b. Poutres secondaire :

$$L=2.85$$

➤ Détermination des dimensions :

$$\frac{L}{15} \geq h_t \geq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \geq h_t \geq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm} \text{ donc on prend: } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \text{ donc } b = 30$$

On prend $(h \times b) = (35 \times 30) \text{ cm}$

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de « **RPA 99 version 2003** » qui se présente comme suit :

Tableau II. 1 : Dimensions des poutres principal et les poutres secondaire

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	CV
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	30	CV
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	CV

II.3.3 Les poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

a) Principe :

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

La formule générale :

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) f_{ed})$$

Où

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

Br : la section réduite de poteau et $Br = (a - 2cm) \times (b - 2cm)$

Nu : l'effort normal ultime $Nu = 1,35G + 1,5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si plus de la majorité des charges} \\ \text{est appliquée avant 28 jours} \end{array}$$

Dans notre cas on a $k = 1$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

f_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$;

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle}$$

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & : T > 24h \dots\dots\dots \text{c'est notre cas} \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{array} \right.$$

$$F_{bu} = 0,85.25 / 1,15 = 14,2 \text{ MPa} ; f_{ed} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\text{- si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0,2. (\lambda / 35)^2;$$

$$\text{- si } 50 < \lambda < 70 : \beta = 0,60 (50 / \lambda)^2.$$

$$\lambda = l_f \sqrt{12} / a \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le BAEL 91 On aura :
 $a = \sqrt{(12/35 \times l_f)} \Rightarrow a = l_f/10$, tel que l_f la longueur de flambement.

α : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique : λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \times (50 / \lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article,
d'où : $\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$

D'où : $\beta = 1 + 0,2. 1 = 1,2$

$$Br \geq (k \beta N_u) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100). f_{ed})$$

$$Br \geq ((1,1,2. N_u. 10^{-3}) / (1. (14,2 / 0,9) + (0,85 / 100). 348)). 10^4 = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)} .$$

II.4 Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ❖ Les charges permanentes (**G**).
- ❖ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.4.1 Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. (figure 2.7).

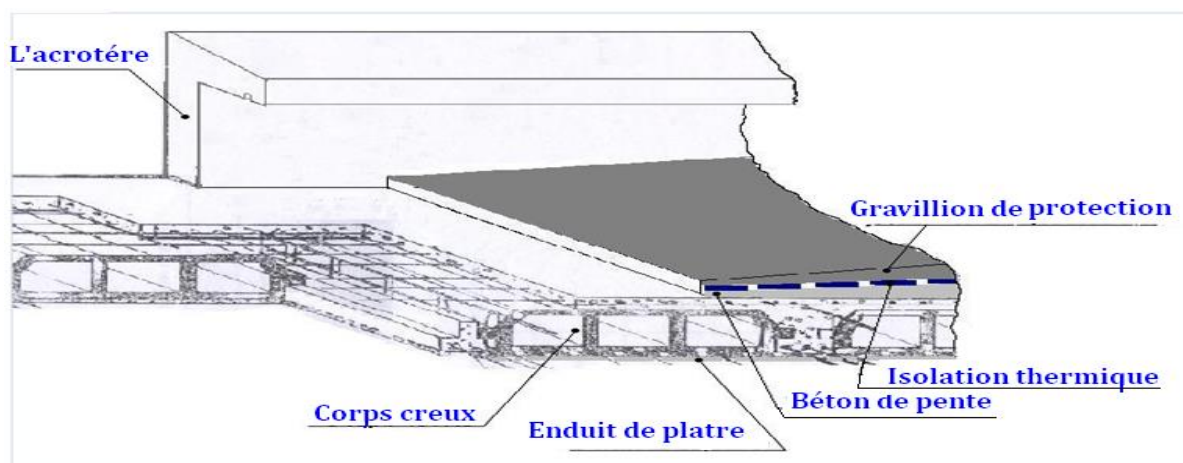


Figure II. 7 : « Plancher terrasse (corps creux) »

Tableau II. 2 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Étanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	10	2000	200
papier kraft (2feuilles).	/	/	50
Isolation thermique	4	400	16
Dalle de compression +corps creux	16 + 4	2850	285
Enduit plâtre	2	1000	20
G = 668kg/m² = 6.68kn/m²			

- **Charge d'exploitation :** Le plancher terrasse est inaccessible la charge d'exploitation Q est de 100kg/m² = 1kn/m².

II.4.2 Planchers des étages courants :

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux. La figure 2.8 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

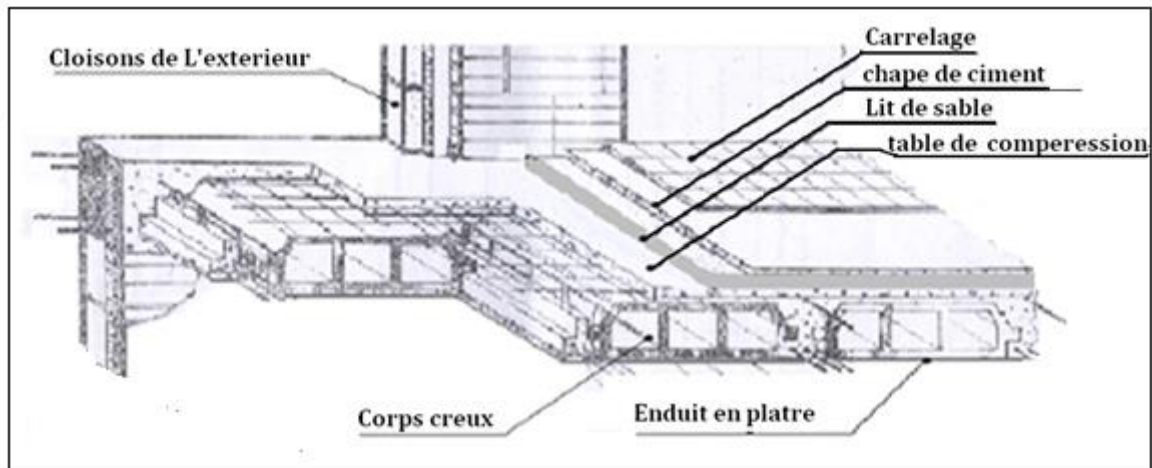


Figure II. 8 : « Composition du plancher d'étage courant ».

Tableau II. 3 : Charge permanente du plancher d'étage courant.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle de compression + corps creux	16+4	2850	285
Enduit plâtre	2	1000	20
cloison de distribution	10	900	90
$G = 511 \text{ kg/m}^2 = 5.11 \text{ kn/m}^2$			

- **Charge d'exploitation :** Pour les étages courant à usage d'habitation plus services (collectif) : $Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.50 \text{ kn/m}^2$.

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA 93 préconisent de prendre la section réduite une bande de 1^{er} de chaque côté.

- en choisissant les poteaux les plus sollicités.

- voilà le poteau le plus sollicité dans l'image suivante :

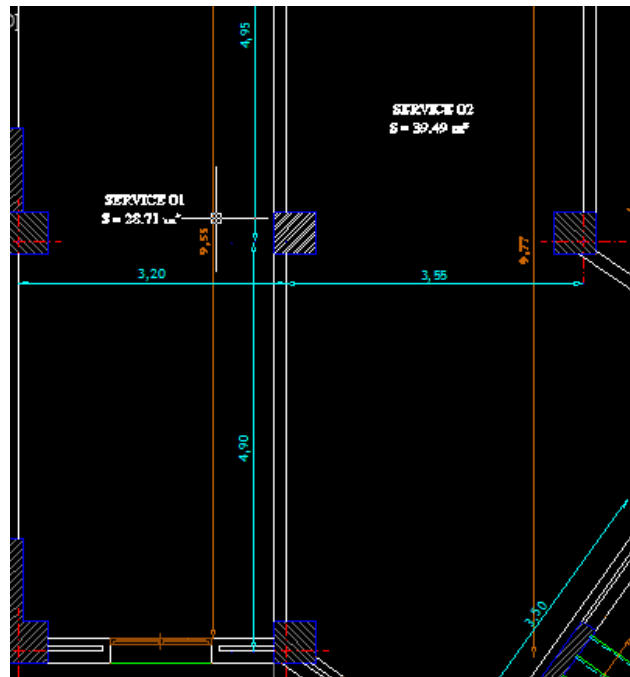


Figure II. 9 : le poteau le plus sollicité.

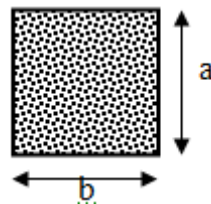
Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

-Charge Permanente :

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente.

S: surface offerte majorée.



-Charge d'exploitation

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S : surface offerte majorée.

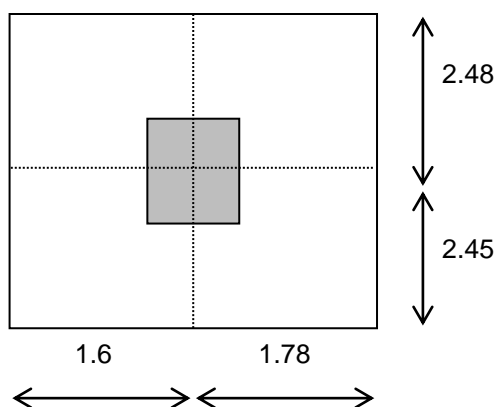
- Calcul de la charge limite ultime Nul :

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

$$B_r = 0,64 N_{ul} \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Remarque :

Pour tenir compte de poids propre des poteaux et des poutres , en doit majorer la charge permanent G de 10%, tel que $G_{maj} = 1,1G$



La surface $S = (2.48+2.45) \times (1.6+1.78) = 16.622\text{m}^2$

en doit majorer la surface avec 1.1 $S' = 1.1S = 1.1 \times 16.622 = 18.284\text{m}^2$

Tableau II. 4 : pré dimensionnement des poteaux.

	G(kn)	Q(kn)	G _{maj}	Nu(kn)	Nu _{cum}	B _{r c} m ²	a(cm)	a*b(cm ²)
Terrasse	122.14	18.284	134.35	208.8	208.8	133.63	13.5	(40x40)
Etage n°7	93.43	45.71	102.77	207.31	416.11	266.31	18.32	(40x40)
Etage n°6	93.43	45.71	102.77	207.31	623.42	398.99	22	(40x40)
Etage n°5	93.43	45.71	102.77	207.31	830.73	531.67	25	(45x45)
Etage n°4	93.43	45.71	102.77	207.31	1038.0	664.35	27.7	(45x45)
Etage n°3	93.43	45.71	102.77	207.31	1245.3	797.12	31	(45x45)
Etage n°2	93.43	45.71	102.77	207.31	1452.6	929.7	32.5	(45x45)
Etage n°1	93.43	63.994	102.77	234.73	1687.3	1079.9	35.32	(50x50)
RDC	93.43	63.994	102.77	234.73	1922.1	1230.1	37	(50x50)
Entre sol	93.43	63.994	102.77	234.73	2156.8	1380.3	40.15	50x50)
Sous sol	93.43	63.994	102.77	234.73	2391.5	1530.6	41.12	50x50)

II.4.3 Vérification vis –à-vis du RPA2003 :

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

-Min (b , h) \geq 25 cm \Leftrightarrow Min(30 ,30) \geq 25 et (40x40) \geq 25

-Min (b , h) \geq h_e/20 \Leftrightarrow Min(50.50) \geq (45.45) \geq (40x40) \geq (35.35) \geq (30 ,30) \geq (3 ,06-0,35)/

20= 13,55 cm

Donc : $50 \geq 45 \geq 40 \geq 35 \geq 30 \geq 13,55 \text{ cm}$ C'est vérifié

- $1/4 < b/h < 4 \Leftrightarrow 1/4 < 1 < 4$

C'est vérifié

II.4.4 Vérification au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$

- $L_f = 0,7L_0$ (la hauteur de poteau) .
- $\lambda = L_f/i$ (l'élancement) ou bien $\lambda = \sqrt{12} \times L_F/a$
- tel que : $L_f = L_0$ pour les poteaux centrés
- $L_F = L_0$ pour les poteaux de rive

Tableau II. 5 : Vérification au flambement.

Les niveaux	LES SECTION	L_F	λ	$\lambda \leq 50$
Sous sol	(50 ,50)	2.38	16.49	C.V
Entre sol	(50 ,50)	2.86	19.15	C.V
RDC	(50 ,50)	2.86	19.15	C.V
1er	(50.50)	2.38	16.5	C.V
2eme	(45.45)	2.142	16.49	C.V
3eme	(45.45)	2.142	16.49	C.V
4eme	(45.45)	2.142	16.49	C.V
5eme	(45.45)	2.142	16.49	C.V
6eme	(40.40)	2.142	18.55	C.V
7eme	(40.40)	2.142	18.55	C.V
8eme	(40.40)	2.142	18.55	C.V

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont :

Les escaliers, l'acrotère, le balcon, la salle machine ...etc.

III.2 Etude de l'acrotère :

III.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, c'est un élément qui est exposé aux chocs thermiques (rayonnement solaire, gel) soumis à son poids propre et à une surcharge de 1 KN due au poids de la Main courante.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

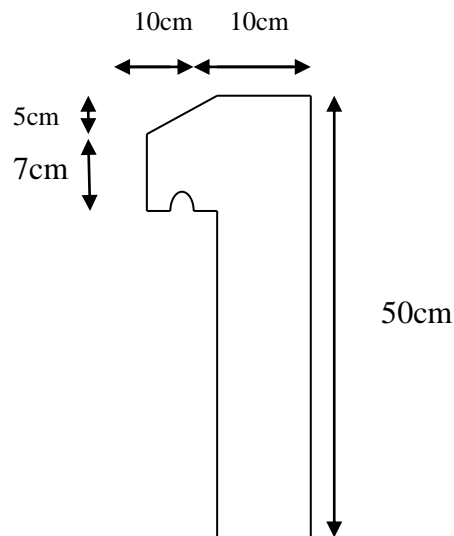


Figure III. 1 : Schéma de l'acrotère

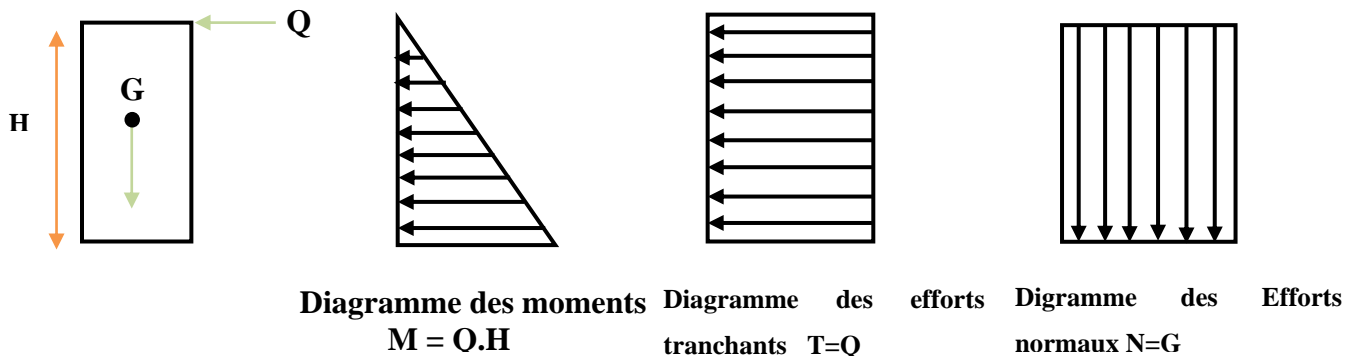


Figure III. 2: schéma statique de l'acrotère.

III.2.2 Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère :

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S$.

$$G = S \times 25 = 0,0595 \times 25 = 1,4875 \text{ KN/ml.}$$

- Revêtement en ciment : $e = 0,02 \text{ m}$

$$G_{\text{revet}} = \rho_{\text{revet}} \times e \times \text{perimètre}$$

$$G_{\text{revet}} = 0,02 \times 18 \times (50 + 10 + 11,18 + 7 + 10 + 38) \times 10^{-2} = 0,454 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = 1,4875 + 0,454 = 1,94 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation : $Q = \max (1 \text{ KN/m.F}_p)$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.94 \text{ KN}$
- La force sismique F_p :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

Ou :
$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

$A = 0.15$ (zone sismique IIA ; groupe d'usage 2).

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003).

$W_p = 1.94 \text{ KN/ml.}$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.94 = 0,931 \text{ KN/ml.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{1 ; 0,931\} \text{ KN/m} \quad Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 0,5 \text{ KN}$

III.2.3 Combinaison de sollicitation :

- A L'ELU :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,94 = 2,62 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

- A L'ELS :

$$N_s = G = 1,94 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times H = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$$

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

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (1ml). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

$d = h - c$: Hauteur ultime.

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

a) Calcul des armatures à L'ELU:

❖ Position du centre de pression :

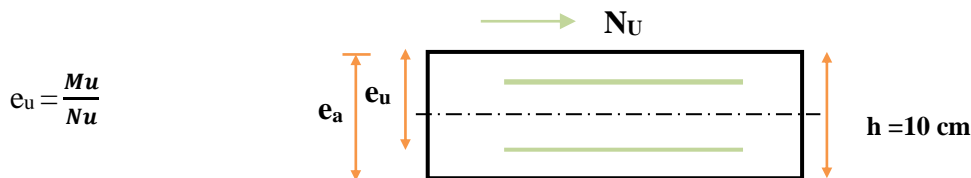


Figure III. 3: Position du centre de pression.

$$e_u = \frac{0,75 \times 10^2}{2,62} = 28,62 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 29 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

• **Calcule en flexion simple :**

❖ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e_f$$

$$N_u = 2.62 \text{ KN}$$

$$e_f = e_u + h/2 - c = 29 + 10/2 - 2 = 32 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.62 \times 0.32 = 0,838 \text{ KN.m}$$

Moment réduit « μ_{bu} »:

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,838 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,0092$$

$\mu_{bu} = 0,0092 < \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée donc : $A'_s = 0$ (pas d'armature comprimée).

➤ Armatures fictives « A_f »:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0092}) = 0,0115$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0115) = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0,838 \times 10^6}{0,99 \times 80 \times 348} = 30,4 \text{ mm}^2 = 0,30 \text{ cm}^2$$

Calcul la section réelle des armatures en flexion composée « A_s » :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 30,4 - \frac{2,62 \times 10^3}{348} = 22,87 \text{ mm}^2 = 0,228 \text{ cm}^2$$

III.2.5 Vérification à l'ELU:

- Condition de non fragilité: (**Art. A.4.2.1/BAEL 91 modifiés 99**) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{(e_s - 0,455d)}{e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{25,7 - 0,455 \times 8}{25,7 - 0,185 \times 8} = 0,88 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2.$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,257 \text{ m}.$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPA}.$$

❖ **Conclusion :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = 0,228 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit: $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

- ✓ Vérification l'adhérence des barres au cisaillement (**Art III .2 /BAEL 91**) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,21 \text{ MPA}.$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}.$$

On remarque que : $\tau_{se} = 0,21 \text{ MPA} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPA}$...condition vérifiée, il n'y a pas

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ [MPa]}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ [MPa]}$. \Rightarrow la condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de cisaillement.
risque d'entraînement des barres.

III.2.6 Vérification des contraintes à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201,6 \text{ [MPa]}$. avec

$\eta = 1,6$ pour HA.

Alors : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$.

Calcul : $\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$.

$\rho = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,92075 \Rightarrow K_1 = 47,6975$

$K = \frac{1}{K_1} = 0,020965$

$\sigma_s = \frac{0,5 \times 10^6}{0,921 \times 80 \times 201} = 33,76 \text{ [MPa]}$.

$\sigma_s = 33,76 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma}_s = 201,64 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$.

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020965 \times 33,76 = 0,707 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification de l'écartement des barres :**

a) Armatures verticales :

$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$.

$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b) Armatures de répartition :

$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm}$.

$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification au flambement :**

Calcul de l'élancement :

$$L_0 = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

L_0 : Élancement de l'élément.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1 \text{ m}.$$

$$L_0 = \frac{1 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 34,64$$

- **Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3) :**

$$F_P = 4A C_P W_P$$

$$D'où : F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.94 = 0.93 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Conclusion : L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

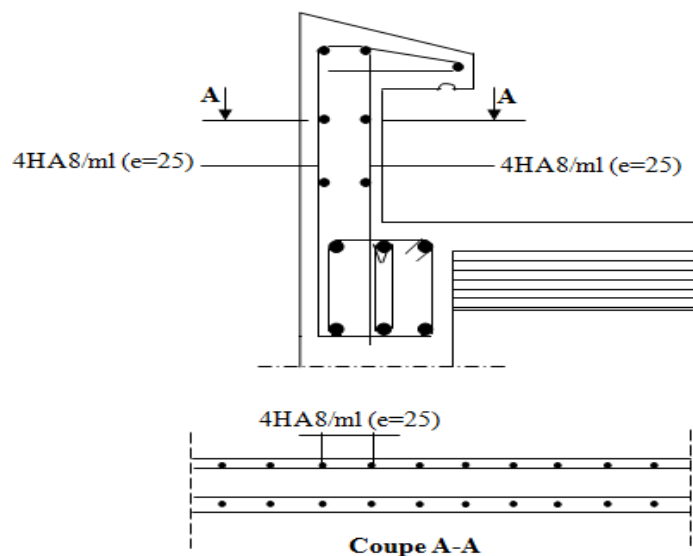


Figure III. 4: Ferrailage de l'acrotère.

III.3 Etude du balcon :**III.3.1 Introduction :**

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e \geq L/10$

$$e \geq 1,1/10$$

L : largeur du balcon

On prend comme épaisseur : $\Rightarrow e \geq 0,11$

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

III.3.2 Détermination des sollicitations :

Ces éléments sont calculés soit en continuité avec les planchers, par la méthode de CAQUOT, le rapport des portées étant généralement inférieure à 0.8, soit séparément. Ils sont calculés en fissuration préjudiciable.

III.3.3 Evaluation des actions :

- Epaisseur de la dalle $e = 15 \text{ cm}$.
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - charges permanentes : $G_1 = 5.11 \text{ KN/ m}^2$.
 - surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ m}^2$.
 - Charge de garde-corps : $G_2 = 1 \text{ KN/m}$
 - surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$.
- Calcul des sollicitations : le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.
- Combinaison fondamentale :

a) L'ELU :

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 3.5$$

$$q_u = 12,15 \text{ KN/m.}$$

$$Q_u = 1.5 Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$P_u = 1.35 G_2 = 1.35 \times 1 = 1,35 \text{ KN.}$$

b) L'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.11 + 3.5 = 8,61 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN.}$$

$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN.}$$

- Schéma statique de calcul :

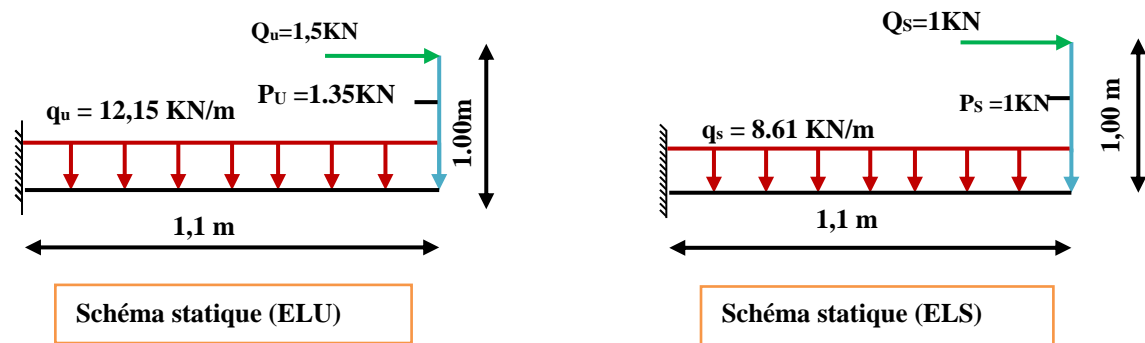


Figure III. 5: Schéma statique du balcon.

III.3.4 Les moments et Les efforts tranchants :

a) L'ELU:

Tronçon : $0 \leq x \leq 1,1 \text{ m}$:

- $M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - Q_u(x)$ $M_u(x) = -6,075 x^2 - 1,35 x - 1,5$

$$M_u(0\text{m}) = -1,5 \text{ KN.m}$$

$$M_u(1,1\text{m}) = -10,33 \text{ KN.m}$$

- $T_u(x) = q_u x + p_u$ $T_u(x) = 12,15x + 1,35$

$$T_u(0\text{m}) = 1,35 \text{ KN}$$

$$T_u(1,1\text{m}) = 14,715 \text{ KN}$$

b) L'ELS:

Tronçon : $0 \leq x \leq 1,1 \text{ m}$:

- $M_s(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - Q_s(x)$ $M_s(x) = -4,3 x^2 - x - 1$

$$M_s(0\text{m}) = -1 \text{ KN.m}$$

$$M_s(1,1\text{m}) = -7,3 \text{ KN.m}$$

- $T_s(x) = q_s x + p_s$ $T_s(x) = 8,61 x + 1$

$$T_s(0\text{m}) = 1 \text{ KN}$$

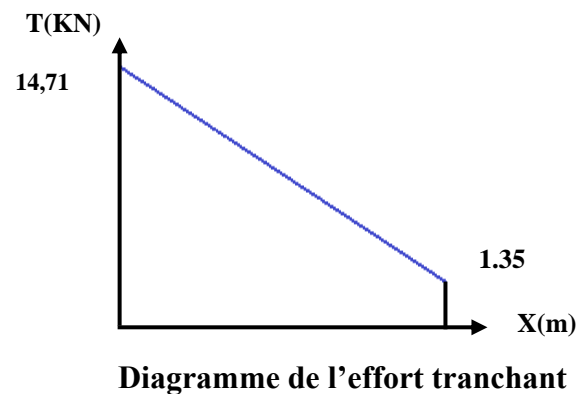
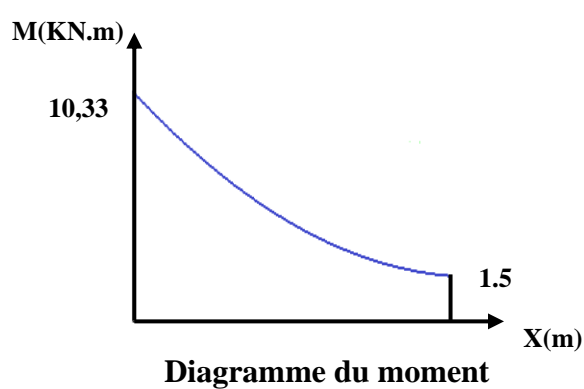
$$T_s(1,1\text{m}) = 10,47 \text{ KN}$$

Tableau III. 1: les sollicitations du balcon .

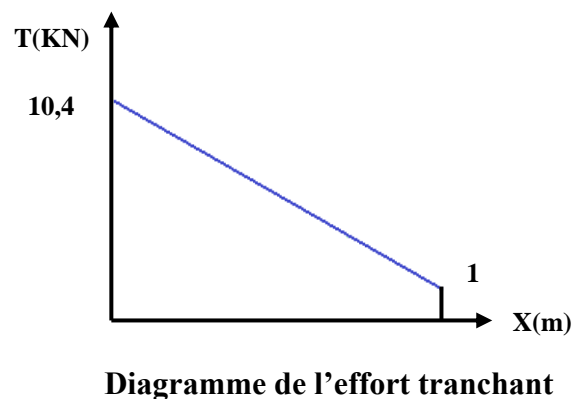
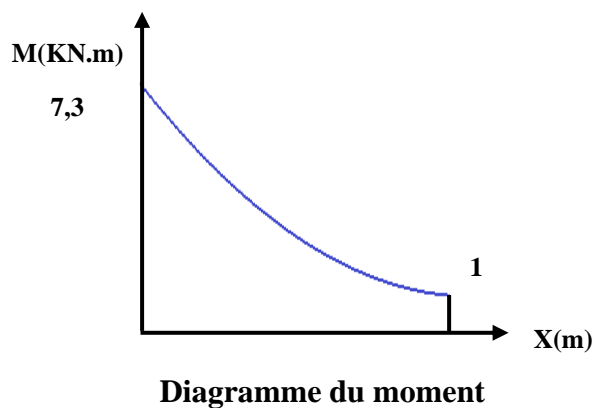
Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.1	X=0	X=1.1
T(x) KN	1.35	14,715	1	10,47
M(X) KN.m	1.5	10,33	1	7,3

- **Diagramme des moments et des efforts tranchant :**

- **L'ELU :**



- **L'ELS :**

*Figure III. 6: Diagramme des efforts tranchants et des moments.*

III.3.5 Ferrailage :

Le calcul de ferrailage du balcon se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

Les données :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

✓ Armatures longitudinales :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,33 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,040$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0 \quad \text{Section simplement armée.}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,33}{7,3} = 1,41$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,41) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,302$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_l = 0,302 \quad A'_s = 0$$

Section simplement armée.

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 13,5(1 - 0,6 \times 0,040) = 13,176 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{10,33 \times 10^6}{131,72 \times 348} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 5\text{HA}8 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Tableau III. 2: Ferrailage du balcon.

M_u (KN. m)	μ_{bu}	Z_b (mm)	$A_{s \text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adoptée}}$ (cm ²)	$A_{r \text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{r \text{ adoptée}}$ (cm ²)
10,434	0,040	131,72	2,25	5HA12	5,65	1,41	5HA8	3,93

III.3.6 Vérifications :

a) A l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$A_r = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

• Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{se}} = \psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{14,71 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,4} = 0,642 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

On remarque que : $\tau_{se} = 0,642 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.}$

• Cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \times d} = \frac{14,71 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,109 \text{ MPa.}$$

On remarque que : $\tau_u = 0,109 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée, il n'y a pas risque de cisaillement.}$

✓ Disposition des armatures :

• Longitudinales :

$$S_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• Répartitions :

$$S_t = \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 3: Résultats des vérifications à l'ELU.

	C.N.F (A _{min})	Cisaillement (τ_u)	Espacement (S _t)		Adhérence (τ_{se})
Valeur calculée	5,65	0,109	20	20	0,642
Valeur admissible	1,63	2,5	33	45	3,15
Observation	CV	CV	CV		CV

b) A l'ELS :**✓ Vérification de compression dans le béton :**

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 4: Résultats des vérifications à la compression du béton.

M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
7,449	9781,9667	4,01	3.05	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

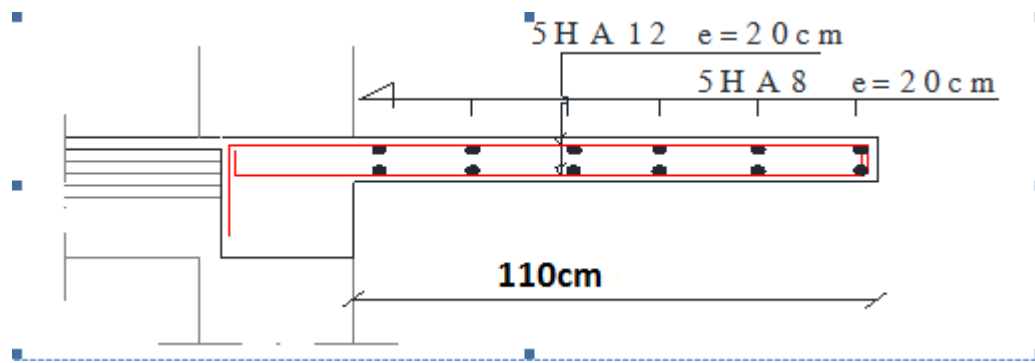
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{15}{110} \geq \frac{1}{20} \frac{7,3}{7,3}$$

$$0,136 > 0,05 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad \frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400}$$

$$4,1 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \text{CV}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

III.3.7 Ferrailage du balcon :*Figure III. 7: Ferrailage du balcon.***III.4 Etude des planchers****III.4.1 Introduction :**

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

Dans notre projet on a des planchers à corps creux, ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur. Et des dalles pleines d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

III.4.2 Etude de plancher corps creux :**III.4.2.1 Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

III.4.2.2 Première étape : avant le coulage de la table de compression

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Poids du corps creux.
- ✓ Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

a) Evaluation des charges et surcharges :

✓ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/ml}$

La charge permanente : **$G = 0,74 \text{ kN/ml}$**

✓ Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \times 0,65 \text{ m}$$

La surcharge d'exploitation : **$Q = 0,65 \text{ kN/ml}$**

✓ Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,97 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 1,39 \text{ kN/ml.}$$

b) Calcul des moments :

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 1,97 \times \frac{5^2}{8} = 6,156 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{l^2}{8} = 1,39 \times \frac{5^2}{8} = 4,25 \text{ kN.m}$$

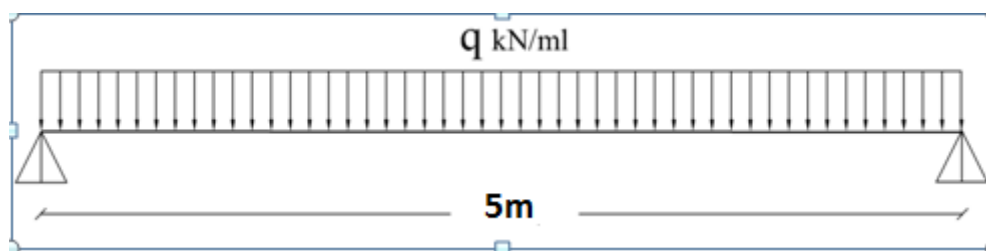


Figure III.5 : Schéma isostatique de la poutrelle.

III.4.2.3 Calcul des armatures à l'ELU :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$b=12\text{cm}$; $d = 0,9 \times h = 3,6\text{cm}$; $h = 4\text{cm}$. $f_{bu}=25\text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,156 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,036^2 \times 14,17} = 2,793$$

$$\mu_{lu} = 0,392 \quad \text{donc on a : } \mu_{bu} > \mu_{lu}$$

Alors $A's \neq 0 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

Comme la section du béton est trop faible, il est donc nécessaire de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant durcissement de la table de compression.

Les étaielements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \leq \mu_{lu}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{0,12 \times 0,036^2 \times 14,17 \times 10^3} \leq 0,392 \Rightarrow M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} \leq 0,864 \Rightarrow l \leq 1,87\text{ m}$$

Donc on doit prévoir un étaielement verticale chaque 1,87 m au maximum.

III.4.2.4 Deuxième étape : après le coulage de la table de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille hyper statiquement.

✓ Dimension de la poutrelle :

$h = 20\text{ cm}$, hauteur de la poutrelle.

$h_0 = 4\text{cm}$, hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 12\text{ cm}$, largeur de la nervure.

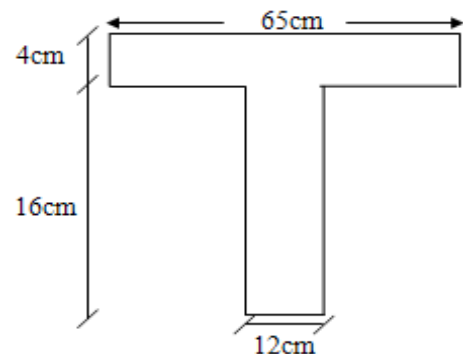


Figure III. 8: Section transversale de la poutrelle.

Tableau III. 5 : Tableau récapitulatif des charges appliquées sur la poutrelle.

Plancher	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_s (kN/m)
Terrasse inaccessible	$6,68 \times 0,65 = 4,34$	$0,65 \times 1 = 0,65$	6,83	4,99
Etage courant	$5,11 \times 0,65 = 3,32$	$0,65 \times 2,5 = 1,63$	6,93	4,95

NB : les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher étage courant ayant la plus grande sollicitation, et on les généralise pour les autres planchers.

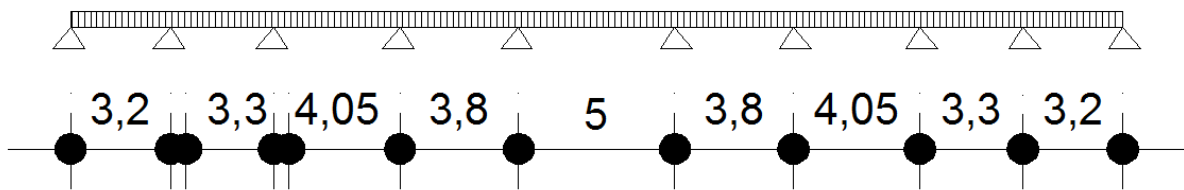


Figure III. 9 : Schéma statique de l'ensemble des poutrelles.

III.4.3 Méthode de calcul :

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode de Caquot.

III.4.3.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

✓ Condition 1 :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 5,11 = 10,22 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \{10,96, 5\} \Rightarrow (\text{Condition est vérifiée})$$

✓ Condition 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

\Rightarrow (Condition est vérifiée)

✓ Condition 3 :

La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow (Condition vérifiée)

✓ Condition 4 :

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{5}{3,9} = 1,28 \leq 1,25$$

\Rightarrow (Condition non vérifiée)

✓ **Conclusion :**

La dernière condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

III.4.3.2 Méthode de Caquot :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, elle est basée sur la méthode des poutres continues.

✓ **Exposé de la méthode :**

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (**w**) et est (**e**) de longueurs respectives **L_w** et **L_e**. Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité **q_w** et **q_e**.
- Des charges concentrées **P_w**, **P_e** appliquées à des distances **a_w** et **a_e** de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée **w** soit vers la droite de la travée **e**).
- La longueur réduite de chaque travée **L'** :

L' = L ⇒ pour une travée de rive.

L' = 0,8 L ⇒ pour une travée intermédiaire.

• **Les moments en appuis :**

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

• **Les moments en travées:**

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \text{ avec : } X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

• **Les efforts tranchant:**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

a) Calcul des moments et des efforts tranchant :

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 6 : Les données de calcul des poutrelles.

Travée	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$q_u(\text{kN/m})$	6,93	6,93	6,93	6,93	6,93	6,93	6,93	6,93	6,93
$q_{ser}(\text{kN/m})$	4,95	4,95	4,95	4,95	4,95	4,95	4,95	4,95	4,95
L (m)	3,2	3,35	1,95	3,9	5	3,9	1,95	3,35	3,2
L'(m)	3,2	2,68	1,56	3,12	4	3,12	1,56	2,68	3,2

Tableau III. 7 : Tableau récapitulatif des moments aux appuis à l'ELU et à l'ELS.

	Moment (kN.m)	M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F	M_g	M_h	M_i
Plancher	ELU	0	-7,21	-4,43	-5,95	-10,80	-10,80	-5,95	-4,43	7,21
Etage										
courant	ELS	0	-5,15	-3,16	-4,25	-7,71	-7,71	-4,25	-3,16	5,16

	Moment (kN.m)	M_H
Plancher Etage	ELU	0
courant	ELS	0

Tableau III. 8 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.

Tra	1		2		3		4		5	
V(k)	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e
EL	-8,83	13,34	-12,43	10,78	-5,97	7,54	-12,26	14,76	-17,32	17,32
EL	-6,31	6,32	-8,88	7,70	-4,27	5,39	-8,76	10,54	-9,9	-9,9

Travée	6		7		8		9	
V(kN)	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e
ELU	-14,76	12,26	-7,54	5,97	-10,78	12,43	-13,34	8,83
ELS	-10,54	8,76	-5,39	4,26	-7,70	8,88	-6,32	9,52

Tableau III. 9 : Tableau récapitulatif des moments en travée à l'ELU et à l'ELS.

	Moment (kN.m)	1	2	3	4	5
Plancher Etage courant	ELU	5,62	3,,937	1,85	4,89	0,67
	ELS	4,02	2,82	1,32	3,95	0,63

	Moment (kN.m)	6	7	8	9
Plancher Etage courant	ELU	4,74	1.62	3,72	1,7
	ELS	4,02	0,47	2,66	1,22

III.4.3.3 Calcul du ferrailage en travée :

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en T en flexion simple, en considérant le moment en travée le plus défavorable :

$$M_{u,travée} = M_{t,1} = 5,62 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$h = 20 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; \quad b_0 = 12 \text{ cm}$$

✓ Position de l'axe neutre :

Calcul de moment équilibré par la table de compression :

$$\text{On a : } M_{table} = bh_0f_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{table} = 14,17 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{table} = 58,95 \text{ kN.m} > M_u = 5,62 \text{ kN.m}$$

Donc la table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire avec (b = 65 cm et d = 18 cm).

Tableau III. 10 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en travée.

$M_u(kN.m)$	μ_u	$\mu_l = 0,391$	α	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	choix	$A_s\text{adopté}$
5,62	0,010	$\mu_u < \mu_l$	0,013	0,9	1,41	3HA10	2,26

III.4.3.4 Vérification à l'ELU :**Tableau III. 11 :** Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en travée à l'ELU.

Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	94,25	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

III.4.3.5 Vérification à l'ELS :**✓ Pour une section en T :**

Y est la solution de l'équation suivante :

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + d'A'_s)] = 0$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 de section en T :

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

Ces deux formules ne sont valables que si l'axe neutre est dans la nervure (si la première équation donne $y > h_0$) ; sinon il faut recalculer y puis calculer I_0 par les formules de la section rectangulaire.

Tableau III. 12 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en travée à l'ELS.

$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
4,02	3,92	8323,04	2,91	15	CV

III.4.3.6 Calcul du ferrailage en appui :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire :

$$(b = b_0 = 12 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm})$$

On a : $M_{u,appuis} = 10.8 \text{ kN.m}$

Tableau III. 13 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en appui.

$M_u(kN.m)$	μ_u	$\mu_l = 0,391$	α	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	choix	$A_{s,adopté}$
10,8	0,036	$\mu_u < \mu_l$	0,046	1,76	1,41	2HA12	2,26

NB : On adopte $A_s = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$ (une barre filante plus un chapeau avec une longueur de : $\frac{L}{4} = \frac{5}{4} = 1,25 \text{ m}$).

III.4.3.7 Vérification à l'ELU :**Tableau III. 14 :** Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en appui à l'ELU.

Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
17,32	0,15	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	75,4	1,32	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

III.4.3.8 Armature de transversales :

La contrainte de cisaillement est vérifiée alors les armatures de transversales ne sont pas nécessaires, on prévoit des armatures des transversales ayant un rôle constructif.

✓ **Selon le BAEL 91/99 :**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales.

S_t : Espacement entre les armatures transversales.

Donc :

$$S_t \leq \text{Min} \{16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{20}{4} ; 12 \times 1 \right\} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_t \geq \frac{0,74 - 0,3 \times 2,1}{0,9 \times 348} \times 12 \times 5 = -0,12 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003b_0S_t = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**
(ch 13 §IV.2) BAEL 91/99

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left(17,32 + \frac{10,8}{0,9 \times 0,18} \right) \times 10 = 2,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$V_u \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 17,32 \text{ kN} < 0,4 \times 12 \times 0,9 \times 18 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Tableau III. 15 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en appui à l'ELS.

$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
4,02	2.05	2361.8	3.48	15	CV

- **Vérification La flèche :** (Art B.6.8,424) BAEL91/99

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,05 > 0,044) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{15 M_{0, ser}} \right) \Rightarrow (0,05 > 0,045) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow (0,002 < 0,009) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 3,76 \text{ m} ; A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 6,18 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 9,17 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.3.9 Ferrailage de la dalle de compression :

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures aux voisinages des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm² sur 1 mètre de nervures).

Si : L (Écartement entre axe des nervures) ≤ 50 cm $\Rightarrow A > 200 / f_e$.

Si : $50 \leq L \leq 80 \Rightarrow A = 40 \cdot L / f_e$. (L en cm)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A / 2)

Pour notre cas : on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit : L : l'écartement entre les nervures « $L = 65$ cm ».

f_e : 5200 bars pour les treillis soudés de $\phi \leq 6$ mm.

D'où : $A_{per} = 4 \times 0.65 / 5200 = 0.5$ cm²/ml

On adopte : $A_{per} = 3 \phi 5 = 0.59$ cm²

Pour la section des armatures parallèles aux nervures, on prend :

$$A_{par} = A_{per} / 2 = 0.296 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{par} = 2 \phi 5 = 0.39$

Donc on adopte un treillis soudé $T_s = (120 \times 220) \times 5 \times 5$. (Treillis soudé en $\phi 5$ (120 x 220))

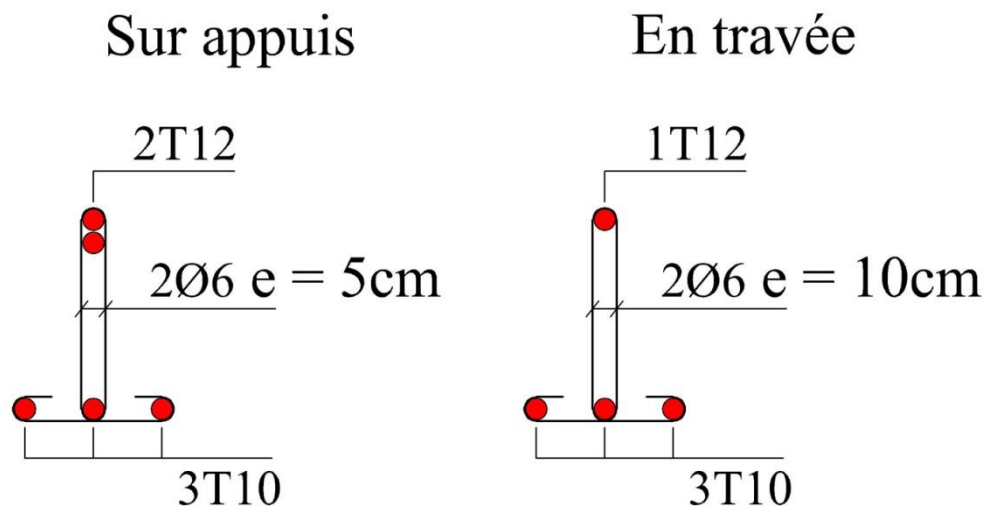


Figure III. 10 : Schéma de ferrailage des poutrelles

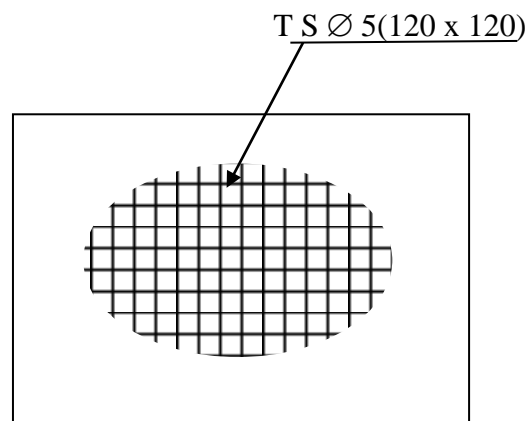


Figure III. 11: Schéma de ferrailage de Dalle de compression.

III.5 Etude des escaliers

III.5.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'axée aux différents niveaux. Il peut être en béton armée ou en bois. Notre ouvrage est composé d'une seule cage d'escalier de type droit à deux volées avec palier intermédiaire

Dans notre plan on a deux types différents des escaliers.

III.5.2 Calcul de l'escalier de trois volées :

L'étude des escaliers de notre structure sont calculées en flexion simple.

Tableau III. 16: Charges et Sollicitations de l'escalier.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	A l'ELU q_u (KN/m)	A l'ELS q_s (KN/m)
Volée	9,43	2,5	16,48	11,93
Palier	5,95	2,5	11,78	8,45

III. Volée 1 :

III.5.3 Calcul des sollicitations :

❖ ELU :

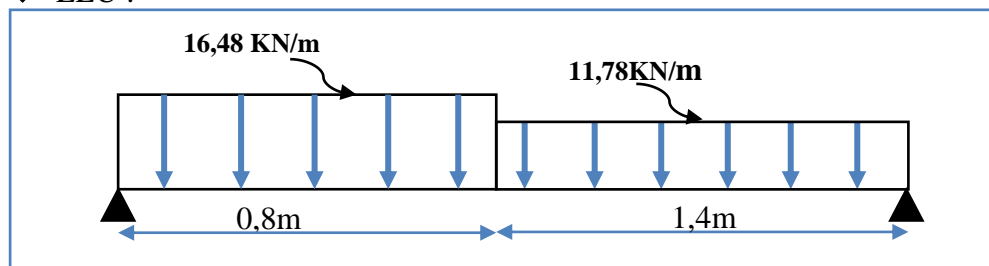


Figure 16 : Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELU.

✓ Calcul des réactions :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 16,48 \times 0,8 - 11,78 \times 1,4 = 0$$

$$R_A + R_B = 29,676 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$R_B \times 2,2 - 16,48 \times \frac{0,8^2}{2} - 11,78 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 0,8\right) = 0$$

$$R_B = 13,641 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad -R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p\right) = 0$$

$$-R_A \times 2,2 + 11,78 \times \frac{1,4^2}{2} + 16,48 \times 0,8 \times \left(\frac{0,8}{2} + 1,4\right) = 0$$

$$R_A = 16,034 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul des efforts tranchants et moments :**

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,8 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v x = 0 \quad T + 16,034 - 16,48x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -16,034 \text{ KN.}$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad T = -2,85 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \quad M_f - 16,034x + 16,48 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN. m.}$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad M_f = 7,553 \text{ KN.}$$

- 2^{ème} tronçon : $0,8 \leq x \leq 2,2 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$T + 16,034 - 16,48 \times 0,8 - 11,78(x - 0,8) = 0$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad T = -2,85 \text{ KN.}$$

$$x = 2,2 \text{ m} \quad T = 13,642 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 16,034x + 16,48 \times 0,8 \left(x - \frac{0,8}{2}\right) + 11,78 \frac{(x - 0,8)^2}{2} = 0$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad M_f = 7,553 \text{ KN. m.}$$

$$x = 2,2 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.}$$

Moment max :

Pour $T(x)=0 \quad x=1,04$

$$M_{\max} = M(x = 1,04) = 7,89 \text{ KN. m}$$

❖ ELS :

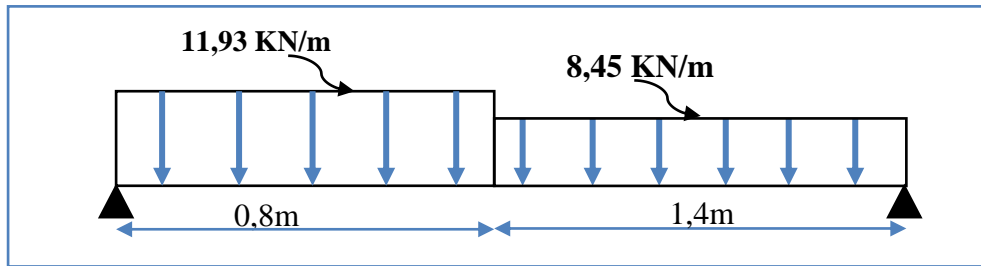


Figure III. 12: Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELS.

Calcul des réactions :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 11,93 \times 0,8 - 8,45 \times 1,4 = 0$$

$$R_A + R_B = 21,374 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$R_B \times 2,2 - 11,93 \times \frac{0,8^2}{2} - 8,45 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 0,8 \right) = 0$$

$$R_B = 9,801 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 - R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$-R_A \times 2,2 + 8,45 \times \frac{1,4^2}{2} + 11,93 \times 0,8 \times \left(\frac{0,8}{2} + 1,4 \right) = 0$$

$$R_A = 11,572 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,8 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad -T + R_A - q_v x = 0 \quad -T + 11,572 - 11,93x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -11,572 \text{ KN.}$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad T = -2,028 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \quad M_f - 11,572x + 11,93 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.m.}$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad M_f = 5,44 \text{ KN}$$

- 2^{ème} tronçon : $0,8 \leq x \leq 2,2\text{m}$

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v l_v - q_p(x - l_v) = 0$$

$$T + 11,572 - 11,93 \times 0,8 - 8,45(x - 0,8) = 0$$

$$x = 0,8\text{m} \quad T = -2,028\text{KN.}$$

$$x = 2,2\text{ m} \quad T = 9,8\text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 11,572x + 11,93 \times 0,8 \left(x - \frac{0,8}{2}\right) + 8,45 \frac{(x - 0,8)^2}{2} = 0$$

$$x = 0,8\text{ m} \quad M_f = 5,44\text{ KN.m.}$$

$$x = 2,2\text{ m} \quad M_f = 0\text{ KN.}$$

Moment max :

Pour $T(x)=0 \quad x=1,041$

$$M_{\max} = M(x = 1,041) = 5,68\text{ KN.m.}$$

Les résultats des moments et efforts tranchants obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 17: Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 1 ».

	$V_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$
ELU	16,034	7,89	-3.94	5.91
ELS	11,572	5,68	-2 ,84	4,26

III.5.4 Ferrailage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

$h = 20\text{ cm} ; b = 100\text{ cm} ; d = 18\text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348\text{ MPa} ;$

$f_{c28} = 25\text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{ MPA} ; F_{bu} = 14,17\text{ MPa.}$

✓ En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.94 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,17} = 0,008$$

$$\mu_{bu} = 0,015 < \mu_1 = 0,392 A'_s = 0 \quad \text{Section simplement armée.}$$

Calcul d'As :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}) = 0,01$$

$$Z_b = 18(1 - 0,4 \times 0,01) = 17,92 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{3,94 \times 10^6}{179,2 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0,63 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^a = \frac{A_s^a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_r^a = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,91 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,17} = 0,012$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de As :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$Z_b = 18(1 - 0,4 \times 0,012) = 17,913 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{5,91 \times 10^6}{179,13 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 0,94 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage du volée (1) type (1) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 18: Résultats du ferrailage du volée 1.

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s\text{ adoptée}}$ (cm ²)	$A_{r\text{ cal}}$ (cm ²)	choix	$A_{r\text{ adoptée}}$ (cm ²)
Travée	0,012	0,015	179.13	0,94	5HA10	3,93	0,98	4HA8	2,01
Appuis	0,008	0,01	179,2	0,63	5HA10	3,93	0,98	4HA8	2,01

❖ ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_s^a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

En travée : $A_s^t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

✓ **Cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{16,034 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,089 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,089 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III. 19: Résultats des vérifications à l'ELU.

	Valeur calculée		Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{\min})	Appuis	3,93	2,17	Condition vérifiée
	Travée	3,93	1,63	
Cisaillement (τ_u)	0,089		3,33	Condition vérifiée

❖ ELS :

Vérification de compression dans le béton :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

Et : $I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 20: Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	4,26	3,93	4.05	13686	1.26	15	Condition vérifiée
Appuis	2,84	3,93	4.05	13686	0.84	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{239} \geq \frac{1}{16} 0,0627 > 0,0625 \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \frac{15}{239} \geq \frac{4,678}{10 \times 6,238} 0,0627 > 0,073 \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{3,93}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} 2,9 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots \text{CV.}$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc le calcul est nécessaire.

Calcul de flèche :

Le calcul doit vérifier la relation suivante : $\Delta f_t \leq \bar{f}$.

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Les résultats de calcul de flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 21: Résultat de calcul de la flèche du volée 1 type 1.

M_{ser} (KN.m)	λ		ρ	μ	I_0 (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	
4,678	λ_i	λ_v	0,0029	0	30247,2	I_{fv}	I_{fi}
	7,24	2,9				33271,92	33271,92

F(cm)		Δf_t	\bar{f}	vérification
f_v	f_t	0,005	0,47	CV
0,0074	0,0024			

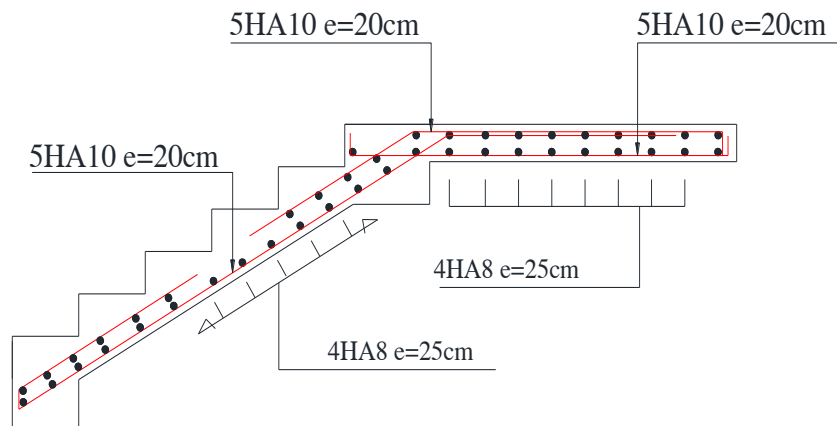


Figure III. 13: Ferrailage du volée 01.

III.5.5 Ferrailage de la volée 3 :

✓ Calcul des sollicitations :

❖ ELU :

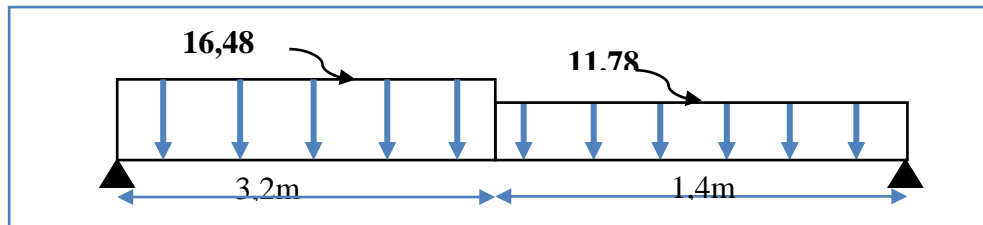


Figure 18 : Schéma statique du volée 3 type 1 à l'ELU.

✓ Calcul des réactions :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 16,48 \times 3,2 - 11,78 \times 1,4 = 0$$

$$R_A + R_B = 69.22 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$R_B \times 4,6 - 16,48 \times \frac{3,2^2}{2} - 11,78 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 3,2\right) = 0$$

$$R_B = 32,32 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 - R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p\right) = 0$$

$$-R_A \times 4,6 + 11,78 \times \frac{1,4^2}{2} + 16,48 \times 3,2 \times \left(\frac{3,2}{2} + 1,4\right) = 0$$

$$R_A = 36,9 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul des efforts tranchants et moments :**

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3,2 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v x = 0 \quad T + 36,9 - 16,48x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -36,9 \text{ KN.}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad T = 15,83 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \quad M_f - 36,9x + 16,48 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.m.}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad M_f = 33,71 \text{ KN.}$$

- 2^{ème} tronçon : $3,2 \leq x \leq 4,6 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$T + 36,9 - 16,48 \times 3,2 - 11,78(x - 3,2) = 0$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad T = 15,83 \text{ KN.}$$

$$x = 4,6 \text{ m} \quad T = 32,33 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 36,9x + 16,48 \times 3,2 \left(x - \frac{3,2}{2}\right) + 11,78 \frac{(x - 3,2)^2}{2} = 0$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad M_f = 33,71 \text{ KN.m.}$$

$$x = 4,6 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.}$$

Moment max :

Pour $T(x)=0$ on à $x=2,24$

$$M_{max} = M(x = 2,24) = 41,32 \text{ KN.m.}$$

❖ ELS :

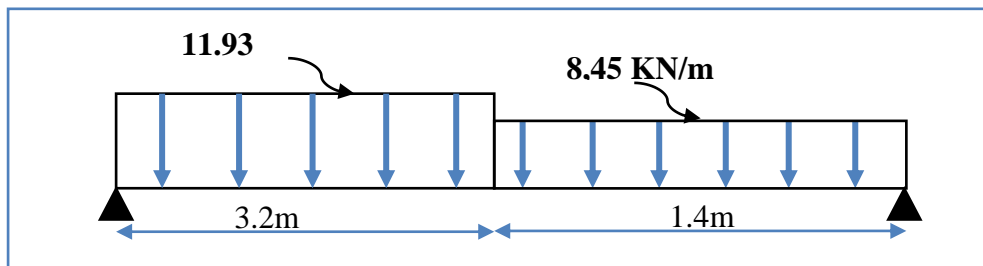


Figure 19 : Schéma statique du volée 3 type 1 à l'ELS.

✓ Calcul des réactions :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 11.93 \times 3.2 - 8.45 \times 1.4 = 0$$

$$R_A + R_B = 50 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$R_B \times 4.6 - 11.93 \times \frac{3.2^2}{2} - 8.45 \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 3.2 \right) = 0$$

$$R_B = 23.31 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad -R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$-R_A \times 4.6 + 8.45 \times \frac{1.4^2}{2} + 11.93 \times 3.2 \times \left(\frac{3.2}{2} + 1.4 \right) = 0$$

$$R_A = 26.7 \text{ KN}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3,2 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v x = 0 \quad T + 26,7 - 11,93x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -26.7 \text{ KN.}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad T = 11,48 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \quad M_f - 26,7x + 11,93 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.m.}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad M_f = 24,35 \text{ KN.}$$

- 2^{ème} tronçon : $3,2 \leq x \leq 4,6$ m

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v l_v - q_p(x - l_v) = 0$$

$$T + 26,7 - 11,93 \times 3,2 - 8,45(x - 3,2) = 0$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad T = 11,48 \text{ KN.}$$

$$x = 4,6 \text{ m} \quad T = 23,31 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 26,7x + 11,93 \times 3,2 \left(x - \frac{3,2}{2}\right) + 8,45 \frac{(x - 3,2)^2}{2} = 0$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad M_f = 24,35 \text{ KN. m.}$$

$$x = 4,6 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.}$$

Moment max :

Pour $T(x)=0$ on à $x=2,24$

$$M_{\max} = M(x = 2,24) = 29,87 \text{ KN. m.}$$

Les résultats des moments et efforts tranchants obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 22: Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 2/4 ».

	$V_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$
ELU	36,9	41,32	-20,66	31
ELS	26,7	29,87	-14,93	22,4

III.5.6 Ferrailage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données :

$h = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

✓ En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,66 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,17} = 0,045$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 0,057 /$$

$$Z_b = 18(1 - 0,4 \times 0,057) = 17,59 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{20,66 \times 10^6}{175,9 \times 348} = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 3,36 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^a = \frac{A_s^a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_r^a = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,17} = 0,067$$

$$\mu_{bu} = 0,067 < \mu_l = 0,392 A_s' = 0 \text{ Section simplement armée}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)/\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067}) = 0,086$$

$$Z_b = 18(1 - 0,4 \times 0,086) = 17,38 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{31 \times 10^6}{173,8 \times 348} = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 5,12 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage du volée (1) type (1) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 23: Résultats du ferrailage du volée 2/4.

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s\text{ adoptée}}$ (cm ²)	$A_{r\text{ cal}}$ (cm ²)	choix	$A_{r\text{ adoptée}}$ (cm ²)
Travée	0,067	0,086	173,8	5,12	5HA12	5,65	1,41	4HA10	3,14
Appuis	0,045	0,057	175,9	3,36	5HA10	3,93	0,98	4HA10	3,14

III.5.7 Vérifications :

❖ ELU :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_s^a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

En travée : $A_s^t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

✓ Cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{36,9 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,205 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,205 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. Résultats des vérifications à l'ELU.

		Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{\min})	Appuis	3,93	2,17	Condition vérifiée
	Travée	5,65	2,17	
Cisaillement (τ_u)		0,205	3,33	Condition vérifiée

❖ ELS :

Vérification de compression dans le béton :

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

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

III.5.8 Calcul des sollicitations (volée 2) :

Les résultats des sollicitations sont présentés ci-dessous :

Tableau III. 24: Résultat des sollicitations appliquées sur volée (2).

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q (KN/m)	P (KN/m)	M (KN.m)	V (KN)
ELU	9,34	2,5	16,35	1,35	17,91	24,24
ELS	9,34	2,5	11,84	1	13	17,57

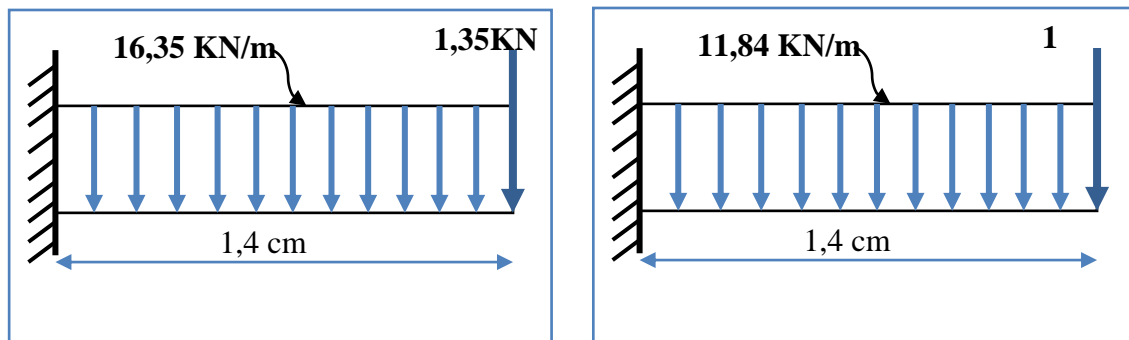


Figure III. 14: Schéma statique du volée 3 à l'ELU / à l'ELS.

III.5.9 Ferrailage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données :

$h = 20\text{ cm}$; $b = 100\text{ cm}$; $d = 18\text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348\text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17\text{ MPa}$

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,91 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,17} = 0,039$$

$\mu_{bu} = 0,039 < \mu_1 = 0,392 A'_s = 0$ Section simplement armée

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) = 0,049$$

$$Z_b = 18(1 - 0,4 \times 0,049) = 17,647\text{ cm}$$

$$A_s = \frac{17,91 \times 10^6}{176,47 \times 348} = 2,91\text{ cm}^2$$

$A_s = 2,91\text{ cm}^2$ On adopte : 4HA12 = 4,52 cm² avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{4,52}{3} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1,50 \text{ cm}^2$ On adopte : 4HA10 = 3,14 cm² avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage de la console sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 25: Résultats du ferrailage du volée 3.

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	$A_{s \text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adoptée}}$ (cm ²)	$A_r \text{ cal}$ (cm ²)	choix	$A_r \text{ adoptée}$ (cm ²)
Travée	0,039	0,049	176,47	2,91	4HA12	4,52	1,50	4HA10	3,14

III.5.10 Vérifications :

❖ ELU :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_s} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{24,24 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,134 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 26: Résultats des vérifications à l'ELU.

	Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{\min})	4,52	2,17	Condition vérifiée
Cisaillement (τ_u)	0,134	1,16	Condition vérifiée

❖ ELS :

Vérification de compression dans le béton :

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	13	4.52	4.3	15376	3.64	15	Condition vérifiée

III.6 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsio

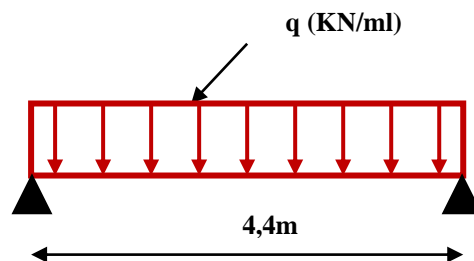


Figure III. 15: Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.6.1. Pré dimensionnement de la poutre palière:

Selon le BAEL 91, les dimensions de la poutre sont

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \rightarrow \frac{480}{15} < h < \frac{480}{10} \rightarrow 32 < h < 48 \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9,67 \leq b \leq 30,8 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte : (b×h)=(30×40).

❖ **Vérifications des conditions de résistance (RPA99/V2003) :**

$$\text{Le RPA99 préconise : } \begin{cases} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \text{ cm} \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

III.6.1 Evaluation des charges :

La poutre palière est soumise à :

- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.
- Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids de la maçonnerie : $G_{mac} = 2,52 \times \left[(3,74 - 0,25) \times \frac{1}{2} \right] = 4,39 \text{ KN/ml}$
- Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :
 - ELU: $R_b = 32,10 \text{ KN/ml}$
 - ELS : $R_b = 23,07 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaison de charge :**

a- À l'ELU :

$$q_u = 1.35 (G_p + G_{mac}) + R_b = 1.35 (3 + 4,39) + 32,10 = 42 \text{ KN/ml}.$$

b- l'ELS :

$$q_s = G_p + G_{acé} + R_b = 3 + 4,39 + 23,07 = 29,46 \text{ KN/ml}.$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

a) l'ELU :

- Moment isostatique :

$$M_o = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{42 \times 4.8^2}{8} = 120.96 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{42 \times 4.8}{2} = 100.8 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement on a :

$$\text{Sur appuis : } -0.3M_o = -0.3 \times 120.96 = -36.29 \text{ KN.M}$$

$$\text{Sur travée : } -0.85M_o = -0.85 \times 120.96 = -102.82 \text{ KN.M}$$

a- À l'ELS:

- Moment isostatique:

$$M_{os} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{29.46 \times 4.8^2}{8} = 84.84 \text{ KN.M}$$

- Effort tranchant:

$$T_u = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.46 \times 4.8}{2} = 70.7 \text{ KN.M}$$

Pour tenir compte de semi encastrement on a :

$$\text{Sur appuis : } -0.3M_o = -0.3 \times 84.84 = -25.45 \text{ KN.M}$$

$$\text{Sur travée : } -0.85M_o = -0.85 \times 84.84 = -72.11 \text{ KN.M}$$

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants :

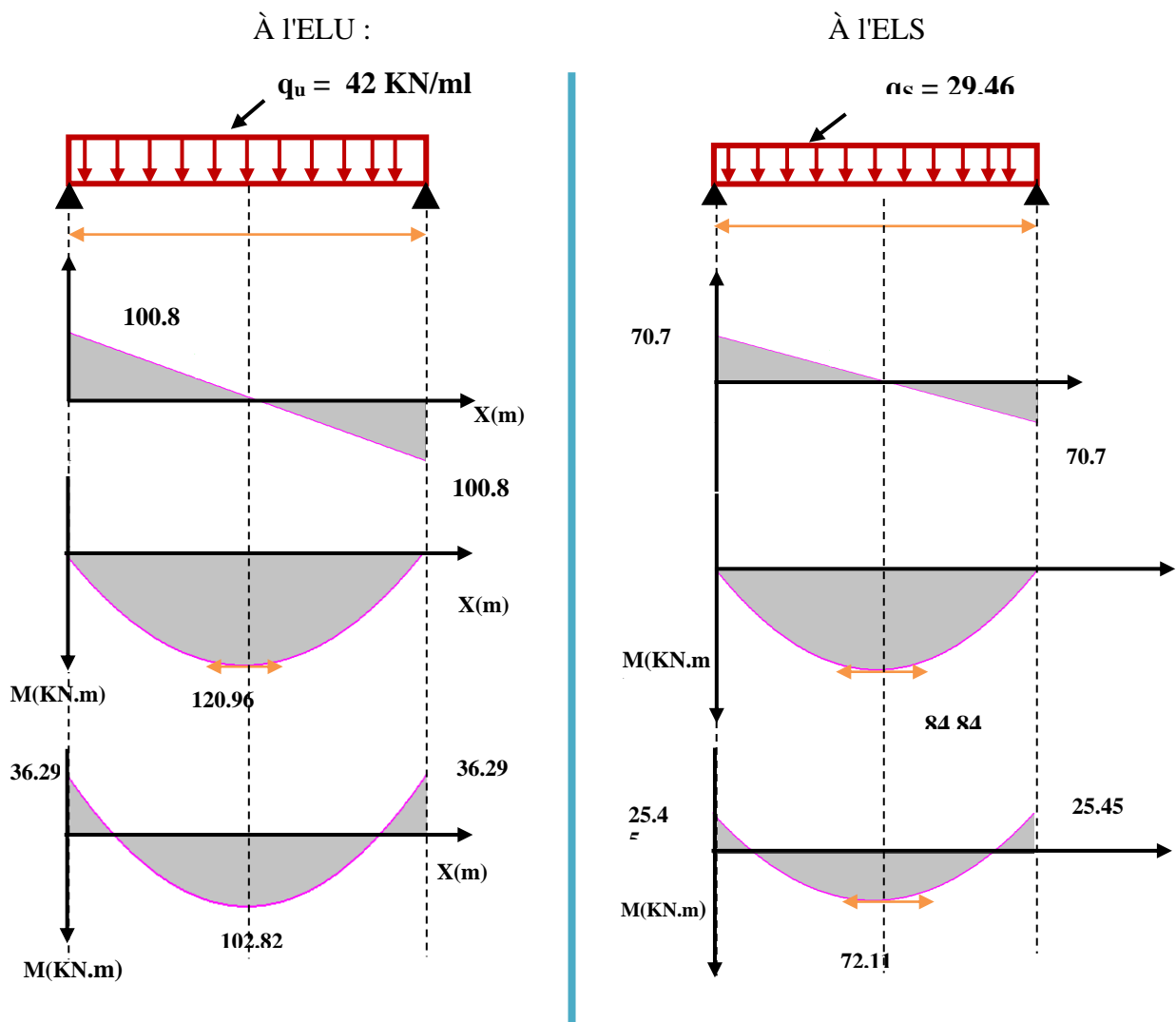


Figure III. 16 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants de la poutre palière.

III.6.2 Armatures principales :

. Ferrailage de la poutre palière :

❖ Armatures principales :

a. En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b d^2 F_{bu}} = \frac{36.29}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.2} = 0.0657 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (A' = 0)$$

On a :

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\mu_{bu}) = 36(1 - 0.4 \times 0.0657) = 35.05 \text{ cm}$$

$$A_{bu} = \frac{Ma}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{36.29}{350.5 \times 348} = 2.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

b. En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b d^2 F_{bu}} = \frac{102.82}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.2} = 0.186 < \mu_l = 0.392 \quad (A' = 0)$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\mu_{bu}) = 36(1 - 0.4 \times 0.186) = 33.32 \text{ cm}$$

$$A_{bu} = \frac{Mt}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{102.82}{333.2 \times 348} = 8.87 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

❖ Calcul des Armatures transversale :

Leur diamètres est donné par le : (BAEL91 modifié 99/Art7.2.2)

$$\varphi \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right] \rightarrow \varphi \leq \min [1.14 ; 3 ; 1.4] = 1.1 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

b_0 : Largeur de la poutre

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Choix : $4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ L'espacement entre cadre : D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :

-En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4} , 12 \phi_l \right)$ en prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t' < \frac{h_t}{2} = 20 \text{ cm}$ en prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.6.3 Vérification à l'ELU :

1- Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{bu} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- En travée : $A_{bu} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- Vérification de l'effort tranchant : (Art .A.5.1.1 /BAEL91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b d} = \frac{100,8}{300 \times 360} = 0,93 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPA} < 3,33 \rightarrow \text{CV}$$

III.6.4 Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art : A.6.1.3.BAEL.91

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$$

$$\text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i}$$

$$Vu = 100,8 \text{ kn}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ($\Psi_s=1,5$ pour FeE400)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{100,8}{0,9 \times 270 \times 263,67} = 1,57 \text{ MPA} < 3,15 \rightarrow \text{CV}$$

III.6.5 Vérification à l'ELS :

1- Vérification de la résistance à la compression du béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] & (\text{Moment d'inertie}) \\ Y : \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ _{bc}
Appui	25.45	4,62	61484,12	7,09	41.39	2,93	15	Vérifiée
Travée	72.11	9,24	94501,14	14,2	76.3	10.83	15	Vérifiée

✓ Vérification des contraintes dans l'acier :

La fissuration est peu nuisible → pas de limitation

On doit vérifier que :

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = f_e = 400$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

a- Aux appuie :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{25.45}{61484,12} (360 - 7.09 \times 10) = 179.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 179.5 < 400 \rightarrow \text{CV}$$

b- En travée :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{72.11}{94501,14} (360 - 14.2 \times 10) = 249.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 249.5 < 400 \rightarrow \text{CV}$$

Vérification de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91) :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{480} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.083 > 0.0625 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} = 0.09 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}} = 0.28 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{9.24 \times 10^2}{300 \times 360} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ Calcul de la flèche :

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad ; \quad M_{sg} = \frac{G \cdot L^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{sg}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{gi} = \frac{M_{si} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{si} = \frac{GL^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{si} = 15 \frac{M_{si}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{spi} = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

- Le moment d'inertie fissurée :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu}$$

- Les coefficients :

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

$$\mu_{gv} = \mu_{gi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Tableau III. 27: valeurs des coefficients.

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ_g	μ_{pi}	I_{fgv}	I_{fgi}	I_{fpi}
195481,6	0,009	2,62	1,05	0,61	0,24	131075,74	82761,04	132017,28

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{17,88 \times 10^6 \times (4,14 \times 10^3)^2}{10 \times 10818,81 \times 131075,74 \times 10^4} = 2,44 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{17,88 \times 10^6 \times (4,4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 82761,04 \times 10^4} = 1,3 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{17,88 \times 10^6 \times (4,4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 132017,28 \times 10^4} = 0,81 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} = 0,19 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Schéma de ferrailage :

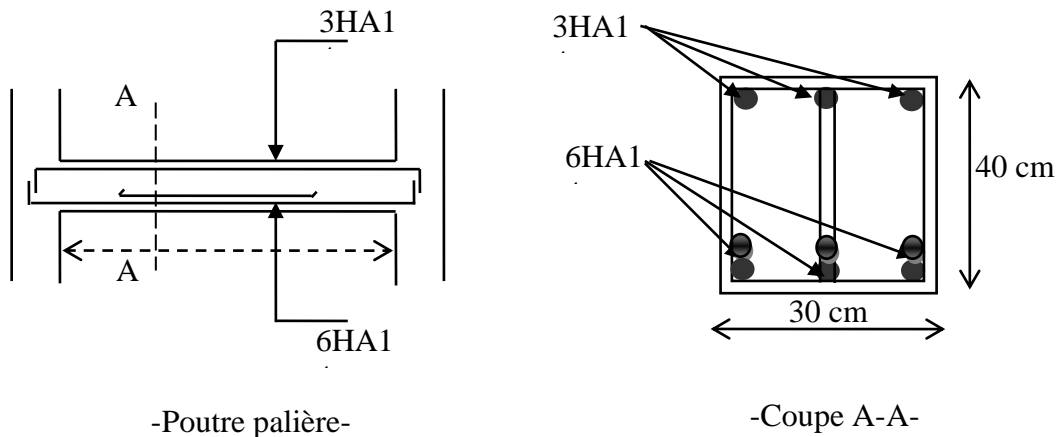


Figure III. 17: Schéma de ferrailage poutre palier.

III.7 SALLE DE MACHINE

III.7.1 Calcul de la salle des machines :

Définition :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de la cabine est de $(1,6 \times 1,85)$. la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de (09) tonnes.

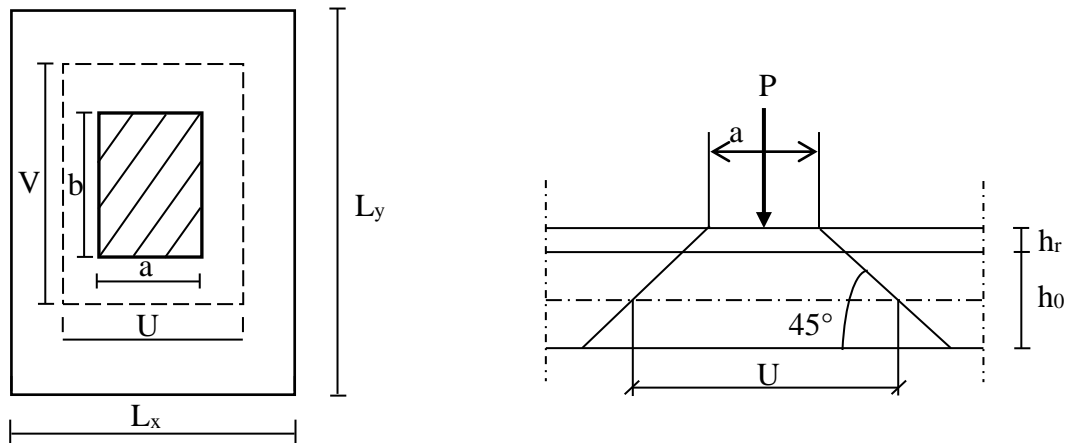


Figure III. 18: « Répartition de la charge localisée sur la dalle ».

III.7.2 Dimensionnement :

La dalle est une dalle pleine

$$Ht \geq l_x/30 = 160/30 = 5,33 \text{ cm.}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$. Donc on prend $h = 15 \text{ cm}$.

$\alpha = l_x/l_y = 160/185 = 0.86 : 0.4 < \alpha < 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur les deux sens. Elle est soumise à une charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

On doit calculer la surface d'impact $U \cdot V$:

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h \\ V = b_0 + h_0 + 2h \end{cases} \quad \begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x. \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y. \end{cases}$$

$$a_0 = b_0 = 100 \text{ cm}$$

$h = 5 \text{ cm}$ épaisseur de revêtement.

$$\begin{cases} U = 125 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm.} \\ l_y = 185 \text{ cm.} \end{cases}$$

3.5.3) Calcul des sollicitations à L'ELU : ($v = 0$)

➤ Système de levage :

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

➤ Dalle en béton armé :

$$\begin{cases} G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4.85 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Donc:

$$Q_u = (1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1) \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}^2.$$

3.5.4) Calcul des sollicitations à L'ELS : $\nu = 0,2$

➤ Système de levage :

$$Q_s = 90 \text{ KN}.$$

➤ Dalle en béton armé :

$$\text{Donc: } Q_s = (4.85 + 1) \times 1 = 5.85 \text{ KN/m}.$$

3.5.5) Evaluation des moments a l'ELU:

1) Evaluation des moments :

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,0498 \times 8,05 \times 1,6^2 = 1.026 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,693 \times 1,026 = 0,71 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

2) Evaluation des moments :

M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,85} = 0,86$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{125}{160} = 0,781$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{125}{185} = 0,67$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a : $M_1 = 0,082; M_2 = 0,055$

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0,082 = 9.96 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0,055 = 6,68 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

3) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.96 + 1.026 = 10,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,68 + 0,71 = 7,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

Tableau III. 28: Les moments dans les travées et les appuis.

Zone	Sens	M_u (KN.m)
Aux appuis	L_x	$-0,3 \times 10,98 = -3.294$
	L_y	$-0,3 \times 7,39 = -2,21$
En travée	L_x	$0,85 \times 10,98 = 9.33$
	L_y	$0,85 \times 7,39 = 6,28$

✓ **Calcul à L'ELU :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

Ferraillage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

❖ Sens X-X :

✓ En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,294 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,012$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,015) = 13,42 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{3,294 \times 10^6}{134,2 \times 348} = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0,7 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec } : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 25cm < 33cm \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25cm$$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,33 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,036$$

$$\mu_{bu} = 0,036 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}) = 0,045$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,045) = 13,25cm$$

$$A_s^t = \frac{9,33 \times 10^6}{132,5 \times 348} = 2,02cm^2$$

$$A_s^t = 2,02 cm^2 \text{ On adopte } 4HA10 = 3,14cm^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 25 cm < 33 cm \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25cm$$

❖ Sens Y-Y :

✓ En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,21 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,008$$

$$\mu_{bu} = 0,008 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}) = 0,01$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,01) = 13,44cm$$

$$A_s^a = \frac{2,21 \times 10^6}{134,4 \times 348} = 0,47cm^2$$

$A_s^a = 0,47 \text{ cm}^2$ On adopte : 4HA8 = 2,01 cm² avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$...Condition vérifiée, donc : $S_t = 25\text{cm}$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,28 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,024$$

$\mu_{bu} = 0,024 < \mu_l = 0,392 A_s' = 0$ Section simplement armée.

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,03$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,03) = 13,33 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{6,28 \times 10^6}{133,3 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$A_s^t = 1,35 \text{ cm}^2$ On adopte : 4HA10 = 3,14 cm² avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$...Condition vérifiée, donc : $S_t = 25\text{cm}$

Les résultats du ferrailage de la dalle d'ascenseur sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 29: Résultats du ferrailage de la dalle machine.

		μ_{bu}	α	$Z_b(\text{mm})$	$A_{s \text{ cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{s \text{ adoptée}}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	0,036	0,045	132,5	2,02	4HA10	3,14
	Appuis	0,012	0,015	134,2	0,7	4HA8	2,01
Y-Y	Travée	0,024	0,03	133,3	1,35	4HA10	3,14
	Appuis	0,008	0,01	134,4	0,47	4HA8	2,01

III.7.3 Vérifications :

✓ ELU :

✓ Condition de non fragilité : (Art B.7.4) BAEL91/99

Sens X-X :

$$A_{min} = \rho_0 b h \frac{3-\alpha}{2} \text{ avec : } \rho_0 = 0,8\text{‰ pour } F_e 400$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0,86}{2} = 1,284 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_s^a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,284 \text{ cm}^2$ Condition vérifiéeEn travée : $A_s^t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,284 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Sens Y-Y :

$$A_{min} = \rho_0 b h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_s^a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiéeEn travée : $A_s^t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

✓ Vérification des diamètres maximaux des barres :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} \text{ Avec : } \phi_{max} = 10 \text{ mm}$$

$$\phi_{max} = 10 < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ Poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } u_c = 2(U + V) = 2(125 + 125) = 500 \text{ cm}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 5000 \times 150 \times \frac{25}{1,5} = 562,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 562,5 \text{ KN} \text{Condition vérifiée}$$

✓ Cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{q_u}{2U + V} = \frac{121,5}{2 \times 1,25 + 1,25} = 32,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{32,4 \times 10^3}{100 \times 135} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,4 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 30: Résultats des vérifications à l'ELU.

			Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{min})	X-X	Appuis	2,01	1,284	Condition vérifiée
		Travée	3,14	1,284	
	Y-Y	Appuis	2,01	1,2	
		Travée	3,14	1,2	
Diamètre des barres (Ø_{max})			10	15	Condition vérifiée
Poinçonnement (q_u)			121,5	562,5	Condition vérifiée
Cisaillement (τ_u)			2,4	2,5	Condition vérifiée

❖ ELS :

✓ Vérification de compression dans le béton :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 31. Résultat de vérification de compression dans le béton à l'ELS.

Zone	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	L _X	2,11	2,01	2,56	4167,7	1,08	15	Condition vérifiée
	L _Y	1,606	2,01	2,56	4167,7	0,82	15	Condition vérifiée
Travée	L _X	5,979	3,14	3,12	6087,13	3,07	15	Condition vérifiée
	L _Y	4,551	3,14	3,12	6087,13	2,33	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} \geq \frac{1}{20} \frac{5,797}{7,035} \Rightarrow 0,11 > 0,089 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 2,32 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \text{CV}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

- Ferraillage dalle salle machine :

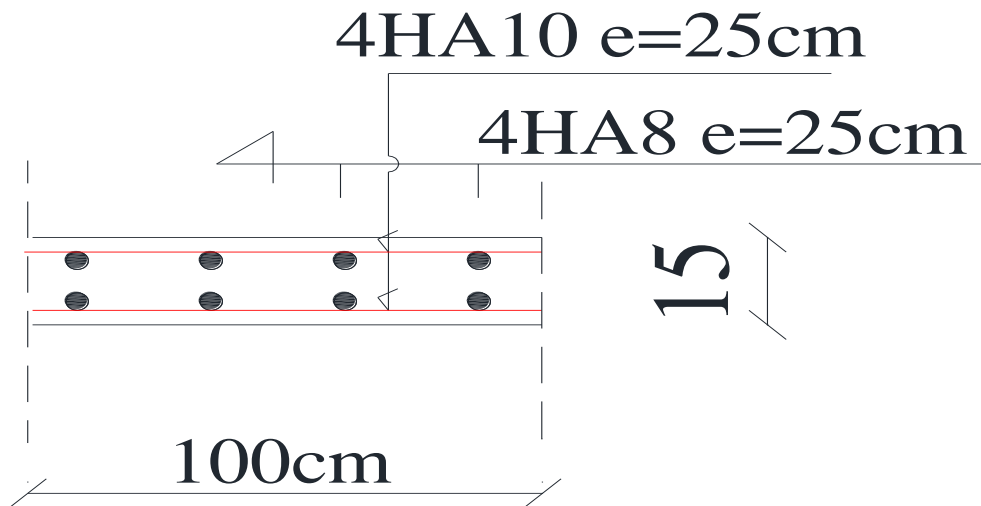


Figure III. 19: Ferraillage de la dalle de salle machine.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.1 Introduction :

Les secousses sismiques peuvent causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables. Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, peut-être la seule prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères de construction à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Alors une étude dynamique est indispensable pour réduire au maximum les dégâts sur les éléments structuraux et pour éviter l'effondrement de la structure.

VI.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettent de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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

VI.3 Modélisation mathématique :

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté(DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

VI.4 Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits en utilisant le logiciel ETABS2016.

VI.4.1 Description du logiciel ETABS :

Nom du programme: **Extended 3D Analyses of Building Systems**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.)

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

VI.4.2 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

VI.4.3 Modélisation de la masse :

Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0.2$ correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

VI.5 Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS2016 nous à donner la vue en 3D suivante :

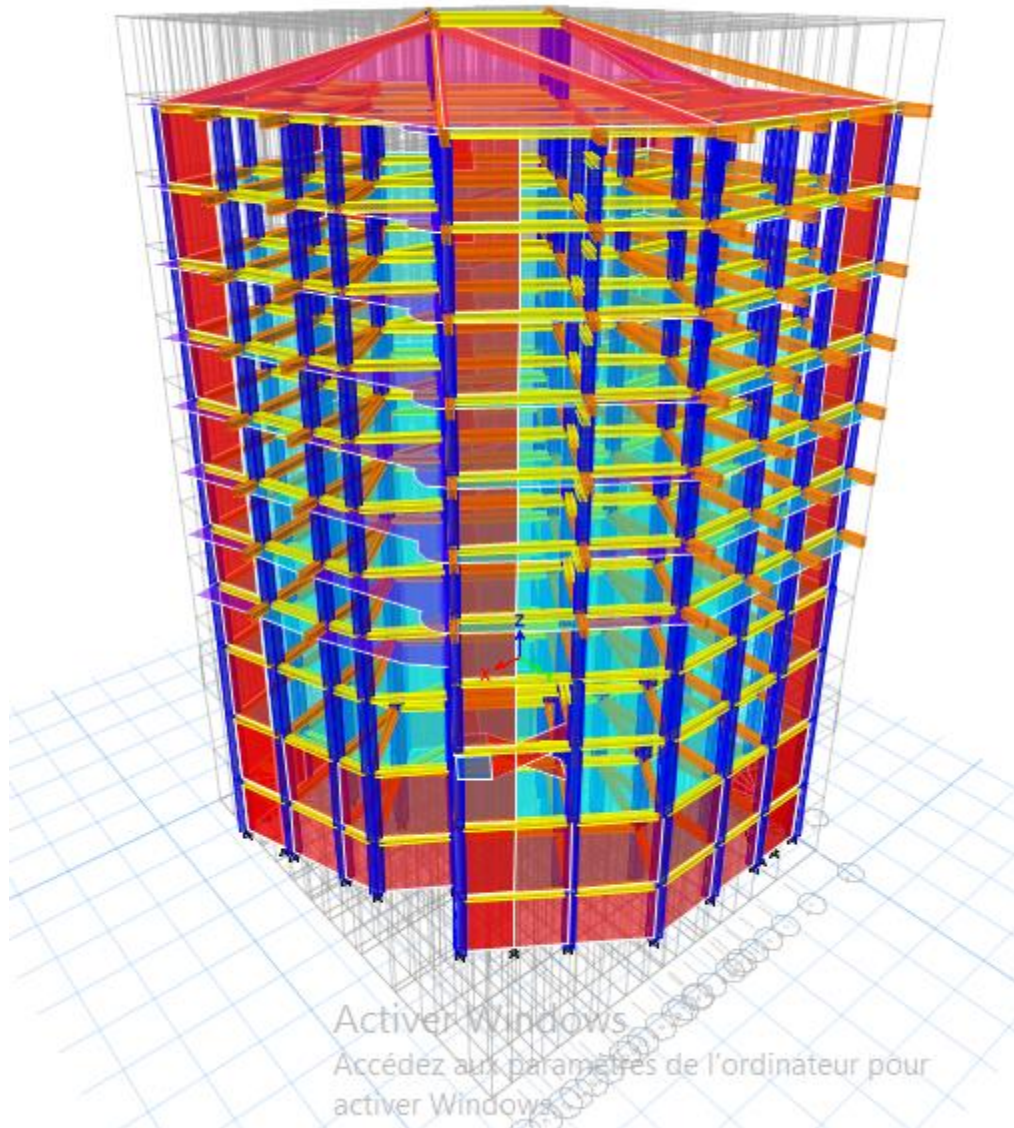


Figure IV . 1: schéma de la structure en 3D.

VI.6 Etude sismique de bâtiment :**VI.6.1 Introduction :**

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

VI.6.2 Choix de la méthode de calcul :

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

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bâtiment on a une irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ Condition d'RPA99/Version 2003 :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de 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 : $r = \frac{0.8 V}{V_t}$

VI.6.3 Méthode dynamique modale spectrale :**a) Principe :**

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- ✓ La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- ✓ Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- ✓ Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.

- ✓ Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- ✓ Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- ✓ Méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) Application :

On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec: V_t : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

VI.6.4 Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Avec :} \\ g : \text{accélération de la pesanteur.} \end{array}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

VI.7 Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)**a) Principe :**

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

b) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

suivante:
$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

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

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T : poids total du bâtiment

❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone **IIA** et groupe d'usage **2** $\Rightarrow A = 0.20$

❖ *Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :*

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.00s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S_3).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(tableau 4.7 R.P.A 2003).}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = 0.881 \dots\dots\dots \text{(article 4.2 R.P.A 2003).}$$

ξ :est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages....[tab4-2]

On prend le cas le plus défavorable pour $\xi = 7\%$.

c) Estimation de la période fondamentale :

- La période fondamentale $T=0.556s$ inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{ART 4-2-4 RPA99/VER2003}).$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé \Rightarrow . $C_T = 0,05$

$$h_N = 35,94m.$$

$$\underline{\text{D'où:}} \quad T = 0,05(37.56)^{\frac{3}{4}} = 0.734s$$

$$T = 0.734s$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé , on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d}}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

$$\text{a) sens transversale : } dy = 23.35 \text{ m} \longrightarrow T = 0.669 \text{ s.}$$

b) sans longitudinale : $dx = 22.36 \text{ m} \longrightarrow T = 0.684 \text{ s}$.

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc :

$$\begin{cases} T_x = 0.669 \text{ s.} \\ T_y = 0.684 \text{ s.} \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0.5 \text{ s}$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T_x < 3.0 \text{ s} \quad \text{donc } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T_y < 3.0 \text{ s} \quad \text{donc } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

D'où :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0.5}{0.669}\right)^{2/3} = 1.77 \\ D_y = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0.5}{0.684}\right)^{2/3} = 1.741 \end{cases}$$

• **Coefficient de comportement global (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement.

❖ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots (\text{Art 4 .4 R.P.A 2003}).$$

Où : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Tableau IV. 1: Valeurs des pénalités.

Critère	P_q (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
Q (totale)	1.3	

❖ **Poids total de la structure, W :**

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, $\beta = 0,20$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau IV. 2: Poids total de la structure W.

A	D _x	D _y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.20	1.77	1.741	1.3	3.5	0.734	19547.6

d) Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales les nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et : } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est : 9 modes. (Participation modale de mode 9 : 94.1322 %).

VI.8 Choix de la disposition des voiles :

On a pris en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

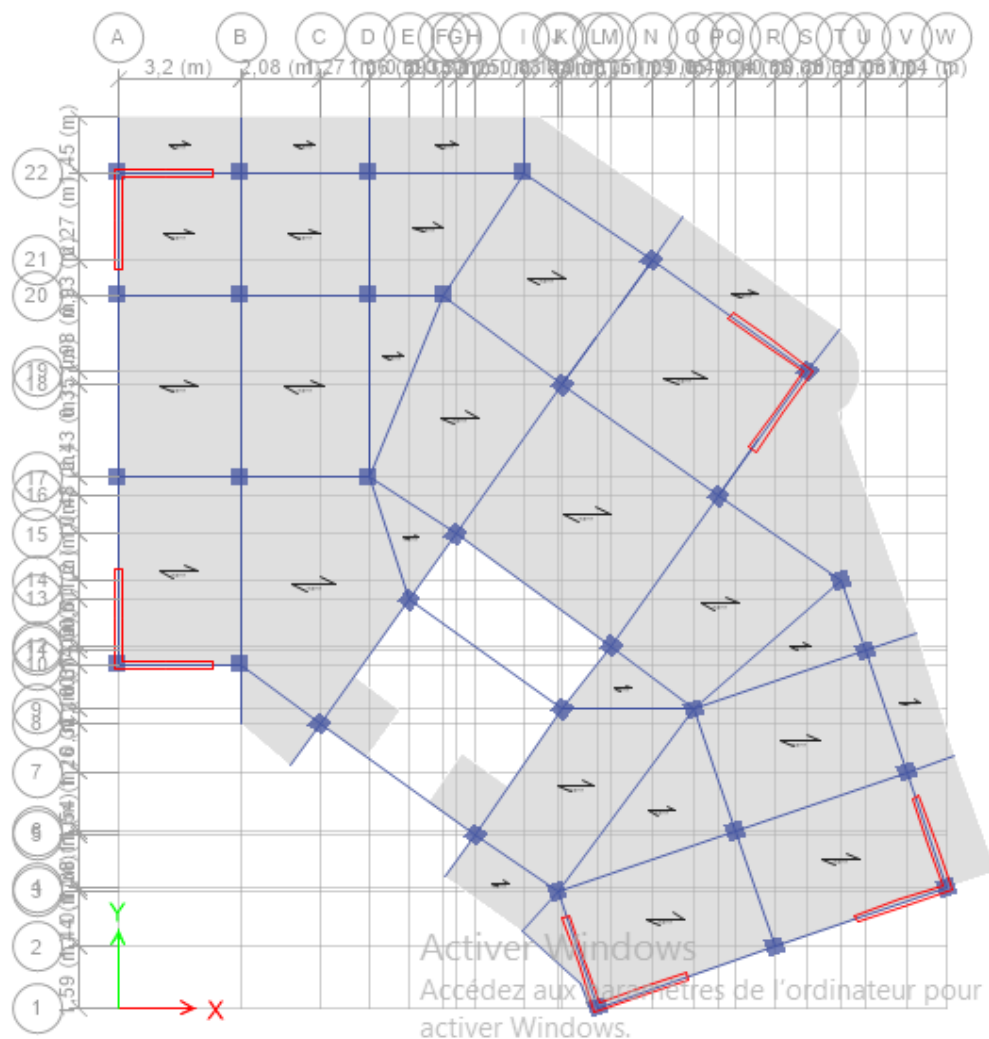


Figure IV . 2: La disposition des voiles (vue en plan).

VI.8.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

➤ détermination des masses et centre de masse par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ;

X_i, Y_i : les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global.

VI.8.1.1 Caractéristiques massiques :

Tableau IV. 3: Centre de masse et inertie des niveaux.

plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		excentricité	
	Masse(t)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
11	382,003	11,1725	11,8328	11,1725	11,8328	0	0
10	351,265	10,3258	12,1468	10,3258	12,1468	0	0
9	351,266	10,3258	12,1468	10,3258	12,1468	0	0
8	355,897	10,3213	12,1452	10,3213	12,1452	0	0
7	361,202	10,3163	12,144	10,3163	12,144	0	0
6	361,202	10,3163	12,144	10,3163	12,144	0	0
5	361,099	10,3153	12,1419	10,3153	12,1419	0	0
4	355,469	10,2388	11,9195	10,2388	11,9195	0	0
3	348,018	9,66	11,7103	9,66	11,7103	0	0
2	408,215	10,2979	12,2412	10,2979	12,2412	0	0
1	406,389	10,242	12,0369	10,242	12,0369	0	0

(X_{CR}, Y_{CR}) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité)(X_{CR}, Y_{CR}) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité)➤ **L'excentricité accidentelle** :(article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (23.35 ; 22.36) = 1.098 \text{ m} \quad e_{acc} = 1.168 \text{ m}$$

Donc **e_x = max (e_{acc} ; e_{réel}) = 1.168 m.**e_x = 1.168m

$$\text{Donc on a: } \begin{cases} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{xstat} = 2570.23 \text{ KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{ystat} = 2528.12 \text{ KN} \end{cases}$$

- Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

VI.9 Mode de vibrations et taux de participation des masses :

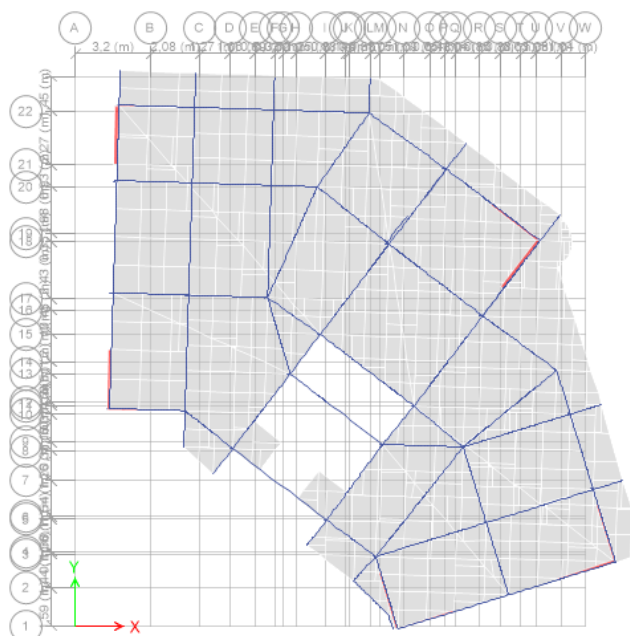
Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau.

Tableau IV. 4: périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	ΣRZ	Nature
1	0,932	62,81	0,1	76.7159	0.0000	0.0035	0.0035	Translation X
2	0,875	0,11	64,32	76.7173	75.492	1.2943	1.2977	Translation Y
3	0,671	2,46	0,06	76.7214	76.6118	75.355	76.6528	Rotation Z
4	0,232	12,34	0,29	90.2051	76.6234	0.0006	76.6533	Translation X
5	0,224	0,21	13,85	90.2195	89.1274	0.6762	77.3295	Translation Y
6	0,162	0,35	0,01	90.2219	90.0541	12.4356	89.7652	Rotation Z
7	0,104	4,69	0,78	94.437	90.0712	0.0006	89.7658	Translation X
8	0,098	0,51	5,13	94.4817	93.7604	0.4307	90.1964	Translation Y
9	0,082	0,01	1,158E-04	94.4817	94.2786	3.9358	94.1322	Rotation Z
10	0,073	0,78	2,139E-03	96.4572	94.3031	0.0052	94.1374	Translation X
11	0,072	0,06	0,11	96.499	96.0668	0.2267	94.3641	Translation Y
12	0,069	0,03	0,03	96.4994	96.3201	1.8736	96.2377	Rotation Z

➤ **Modes de vibrations obtenus :**

Premier mode de vibration : Translation suivant X



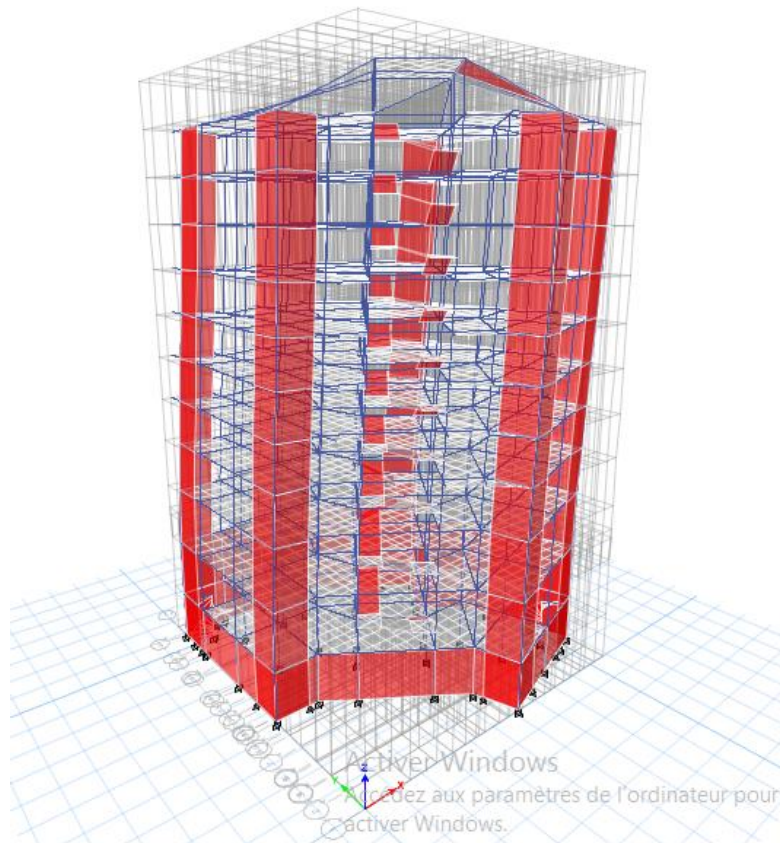
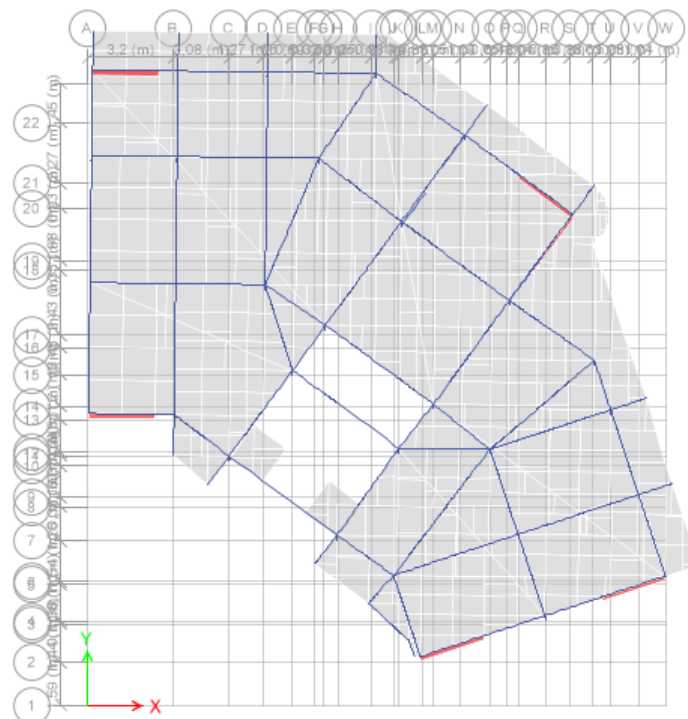


Figure IV . 3 : 1er Mode de translation suivant le sens x de période $T = 0.932s$.

Deuxième mode de vibration : Translation suivant Y



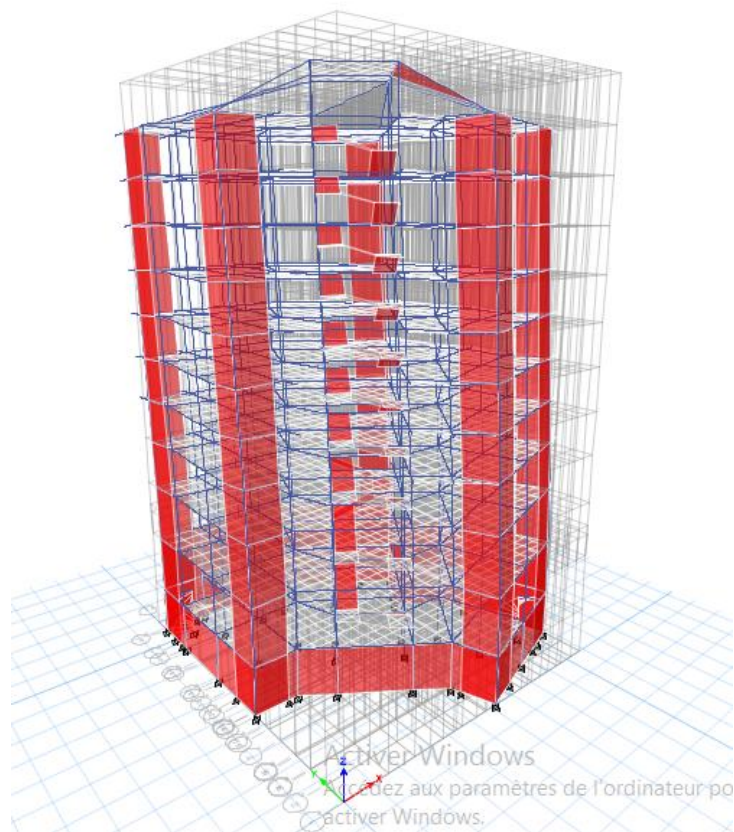
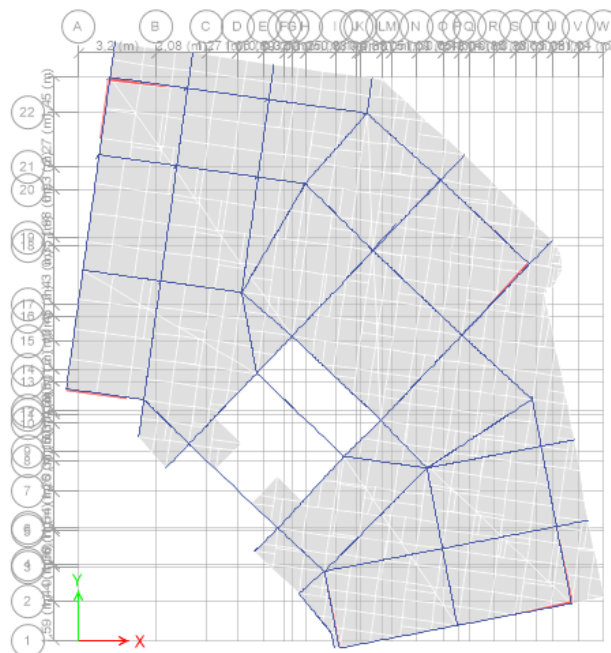


Figure IV . 4 : 2eme Mode de translation suivant le sense y y de periode $T = 0.875s$.

Troisième mode de vibration : rotation



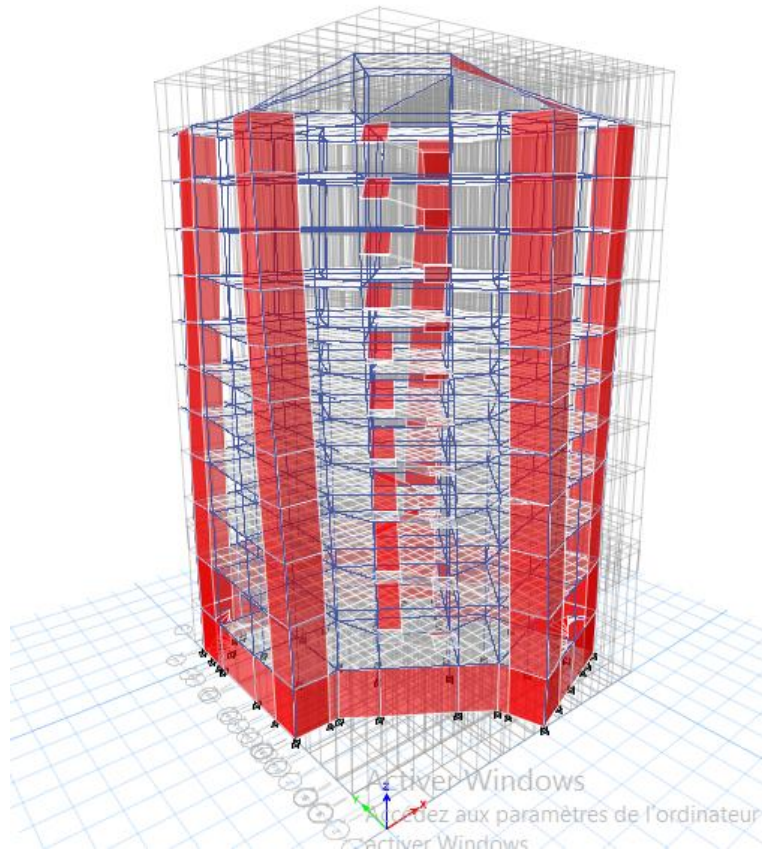


Figure IV. 5: 3eme Mode de rotation auteure de l'axe Z de période $T = 0.671s$.

Commentaire :

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.932s < T = 0.734 * 1.30 = 0.954s \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant modal à la base : D'après le (RPA99v03):**

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant a la base

α_i : coefficient de participation i

W : poids total de la structure

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

❖ *Sens longitudinal (X X) :**Tableau IV. 5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).*

<i>Mode</i>	<i>périodes</i>	<i>Sa/g</i>	<i>α_i (%)</i>	<i>W (KN)</i>	<i>Vt (KN)</i>
1	0,932	0,295	62,81	19547.6	362196,503
2	0,875	0,382	0,11	19547.6	821,390152
3	0,671	0,595	2,46	19547.6	28611,8221
4	0,232	0,163	12,34	19547.6	39318,4336
5	0,224	0,163	0,21	19547.6	669,114348
6	0,162	0,1632	0,35	19547.6	1116,55891
7	0,104	0,148	4,69	19547.6	13568,3801
8	0,098	0,145	0,51	19547.6	1445,54502
9	0,082	0,135	0,01	19547.6	026,38926
			83,49		

❖ *Sens transversal (YY):**Tableau IV. 6: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).*

<i>Mode</i>	<i>périodes</i>	<i>Sa/g</i>	<i>α_i (%)</i>	<i>W (KN)</i>	<i>Vt (KN)</i>
1	0,932	0,295	0,1	19547.6	576,6542
2	0,875	0,382	64,32	19547.6	480289,223
3	0,671	0,595	0,06	19547.6	697,84932
4	0,232	0,163	0,29	19547.6	924,015052
5	0,224	0,163	13,85	19547.6	44129,6844
6	0,162	0,1632	0,01	19547.6	31,9016832
7	0,104	0,148	0,78	19547.6	2256,57494
8	0,098	0,145	5,13	19547.6	14540,4823
9	0,082	0,135	0,0001158	19547.6	0,30558763
			84,5401158		

Combinaisons des réponses modales : (RPA99/VERSION2003.Art.4.3.5)

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la

Avec :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

E : l'effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenue.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots\dots\dots (2)$$

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ζ_i , ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})} = 0,588 \text{ avec : } T_i \leq T_j$$

VI.10 Combinaisons des réponses modales :

Tableau IV. 7: Combinaisons des réponses modales.

Mode	Période T(s)	$r=T_i/T_j$	Observation
1 ^{ème} Mode	0,932	0.939	Non vérifiée
2 ^{ème} Mode	0,875	0.767	vérifiée
3 ^{ème} Mode	0,671	0.346	vérifiée
4 ^{ème} Mode	0,232	0.966	Non vérifiée
5 ^{ème} Mode	0,224	0.723	Non vérifiée
6 ^{ème} Mode	0,162	0.642	Non vérifiée
7 ^{ème} Mode	0,104	0.942	Non vérifiée
8 ^{ème} Mode	0,098	0.837	Non vérifiée
9 ^{ème} Mode	0,082	//	//

➤ **Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2) :

$$E_x = 3657,03 \text{ KN}$$

$$E_y = 4825,38 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des exigences de RPA99/2003 :****1) Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99ver.03** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_{dy} < 0.8 V_s**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0.8V/V_t**

Tableau IV. 8: Vérification de la résultant des forces sismique de calcul.

	<i>V_{statique} (KN)</i>	<i>V_{dynamique}(KN)</i>	<i>0.8 V_{statique}</i>	<i>0.8 V_s < V_{dyn}</i>
<i>Sens X-X</i>	2570.23	3657,03	2056.184	vérifiée
<i>Sens Y-Y</i>	2528.12	4825,38	2022.496	vérifiée

❖ **Justification du système de contreventement :**

Pour le choix du system de contreventement , selon les definitions données par le RPA99 version 2003

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ **Sous charges horizontales :**

Tableau IV. 9: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	3091.78	3443.49	394.064	272.81	88.69	92.66	11.31	7.34

✓ **Sous charges verticales :***Tableau IV. 10: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.*

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	11682.767	11991.79	49.35	50.65

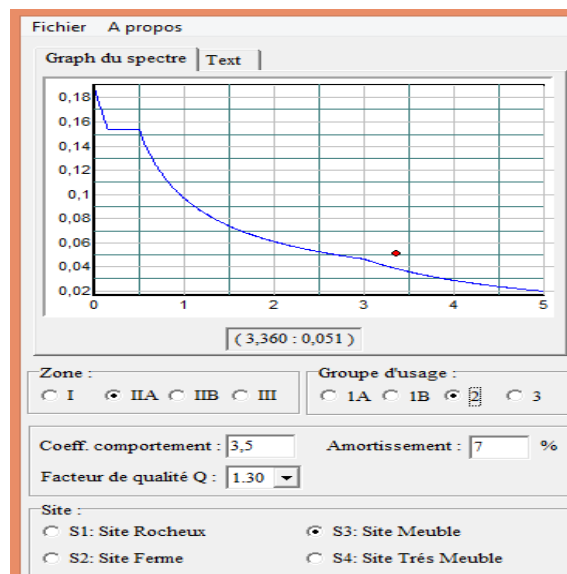
Avec :

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.**F1** : la charge horizontale suivant X**F2** : la charge horizontale suivant Y➤ **Conclusion :**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. ($R=3,5$)

➤ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

*Figure IV. 6: spectre de réponse.***VI.10.1 Distribution des forces sismique selon la hauteur :**➤ **Sens xx :**

$$V_x = 3657,03 \text{ KN}$$

Tableau IV. 11: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx.

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	4063,8964	3,4	50530089,6	825278,041	61,2279584
Niveau2	4082,1505	7,48	111665530	825278,041	135,306557
Niveau 3	3480,1828	11,56	147125656	825278,041	178,274047
Niveau 4	3554,6964	14,96	194474485	825278,041	235,647231
Niveau 5	3610,9872	18,02	237962903	825278,041	288,342705
Niveau6	3612,0229	21,08	278451540	825278,041	337,403307
Niveau 7	3612,0229	24,14	318871925	825278,04	386,381207
Niveau 8	3558,9772	27,2	354015790	825278,041	428,965479
Niveau 9	3512,6575	30,2	388716748	825278,041	471,013075
Niveau 10	3512,6575	33,32	428025183	825278,04	518,643611
Niveau 11	3820,0255	36,38	50822670	825278,04	615,824822

➤ Sens yy :

$$V_y = 4825,38\text{KN}$$

Tableau IV. 12: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy.

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	4063,8964	3,4	66673471	825278,041	80,789101
Niveau2	4082,1505	7,48	147340497	825278,041	178,534372
Niveau 3	3480,1828	11,56	194129444	825278,041	235,22914
Niveau 4	3554,6964	14,96	256605303	825278,04	310,931941
Niveau 5	3610,9872	18,0	313987425	825278,041	380,462595
Niveau6	3612,0229	21,08	367411395	825278,041	445,197105
Niveau 7	3612,0229	24,14	420745307	825278,041	509,822492
Niveau 8	3558,9772	27,2	467116953	825278,041	566,011611
Niveau 9	3512,6575	30,26	512904193	825278,041	621,492597
Niveau 10	3512,6575	33,32	564770909	825278,041	684,340163
Niveau 11	3820,0255	36,38	670595256	825278,04	812,568883

VI.10.2 Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

D'après l'article (**Art 5.10**) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) Principe de calcul : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad \text{Avec :}$$

- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\% h_0$ Avec : h_0 : est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV. 13: Le déplacement inter-étage dans le sens xx.

SENS XX							
Niveau	$\delta_{ek} (m)$	R	$\delta_k(m)$	δ_{K-1}	$\Delta_k (x)$	$\Delta_{k \text{ adm}}$	Observation
Niveau 11	0,000346	3.5	0,001211	0,001099	0,000112	0,0306	C.V
Niveau 10	0,000314	3.5	0,001099	0,0009695	0,0001295	0,0306	C.V
Niveau 9	0,000277	3.5	0,0009695	0,0008295	0,00014	0,0306	C.V
Niveau 8	0,000237	3.5	0,0008295	0,0006825	0,000147	0,0306	C.V
Niveau 7	0,000195	3.5	0,0006825	0,000532	0,0001505	0,0306	C.V
Niveau 6	0,000152	3.5	0,000532	0,000385	0,000147	0,0306	C.V
Niveau 5	0,00011	3.5	0,000385	0,0002485	0,0001365	0,0306	C.V
Niveau 4	0,000071	3.5	0,0002485	0,0001365	0,000112	0,034	C.V
Niveau 3	0,000039	3.5	0,0001365	0,000049	0,0000875	0,0408	C.V
Niveau 2	0,000014	3.5	0,000049	0,000007	0,000042	0,0408	C.V
Niveau 1	0,000002	3.5	0,000007	0	0,000007	0,034	C.V

➤ Sens transversal:

Tableau IV. 14: Le déplacement inter-étage dans le sens yy.

SENS YY							
Niveau	$\delta k (m)$	R	$\delta k(m)$	δ_{K-1}	$\Delta_k (x)$	$\Delta_{k adm}$	Observation
Niveau 11	0,000279	3.5	0,0009765	0,0008785	0,000098	0,0306	C.V
Niveau 10	0,000251	3.5	0,0008785	0,0007735	0,000105	0,0306	C.V
Niveau 9	0,000221	3.5	0,0007735	0,0006685	0,000105	0,0306	C.V
Niveau 8	0,000191	3.5	0,0006685	0,0005565	0,000112	0,0306	C.V
Niveau 7	0,000159	3.5	0,0005565	0,000448	0,0001085	0,0306	C.V
Niveau 6	0,000128	3.5	0,000448	0,0003395	0,0001085	0,0306	C.V
Niveau 5	0,000097	3.5	0,0003395	0,000238	0,0001015	0,0306	C.V
Niveau 4	0,000068	3.5	0,000238	0,000133	0,000105	0,034	C.V
Niveau 3	0,000038	3.5	0,000133	0,000042	0,000091	0,0408	C.V
Niveau 2	0,000012	3.5	0,000042	0,000007	0,000035	0,0408	C.V
Niveau 1	0,000002	3.5	0,000007	0	0,000007	0,034	C.V

➤ Conclusion :

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

4) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA 99 [art5-9]

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau

(K)

$$P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{di})$$

Tel que :

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Tableau IV. 15: Vérification de l'effet P-Delta sens x x.

Niveau	P_k	V_x	H_k	Δ_k	θ_{Kx}	< 0.1
Niveau11	2424,71692	823,1712	3,06	0,000112	0,00010781	Vérifier
Niveau10	4267,77778	1394,573	3,06	0,0001295	0,00012951	Vérifier
Niveau9	6110,83866	1913,4985	3,06	0,00014	0,00014611	Vérifier
Niveau8	7953,89954	2385,9736	3,06	0,000147	0,00016014	Vérifier
Niveau7	9796,9604	2811,4196	3,06	0,0001505	0,00017139	Vérifier
Niveau6	11640,0213	3182,9358	3,06	0,000147	0,00017568	Vérifier
Niveau5	13483,0822	3500,1861	3,06	0,0001365	0,00017183	Vérifier
Niveau4	15109,4702	3761,2423	3,4	0,000112	0,00013233	Vérifier
Niveau3	16506,5211	3971,1879	4,08	0,0000875	8,9142E-05	Vérifier
Niveau2	18013,8278	4122,9356	4,08	0,000042	4,4977E-05	Vérifier
Niveau1	19547,5962	4197,5479	3,4	0,000007	9,5878E-06	Vérifier

❖ Sens transversal :

Tableau IV. 16: Vérification de l'effet P-Delta sens y y.

Niveau	P_k	V_y	H_k	Δ_k	θ_{ky}	< 0.1
Niveau11	2424,71692	823,1912	3,06	0,000098	9,43333E-05	Vérifier
Niveau10	4267,77778	1394,5977	3,06	0,000105	0,000105008	Vérifier
Niveau9	6110,83866	1913,5282	3,06	0,000105	0,000109581	Vérifier
Niveau8	7953,89954	2386,0074	3,06	0,000112	0,000122013	Vérifier
Niveau7	9796,9604	2811,4561	3,06	0,0001085	0,000123557	Vérifier
Niveau6	11640,0213	3182,9749	3,06	0,0001085	0,000129667	Vérifier
Niveau5	13483,0822	3500,227	3,06	0,0001015	0,000127773	Vérifier
Niveau4	15109,4702	3761,2837	3,4	0,000105	0,000124058	Vérifier
Niveau3	16506,5211	3971,2295	4,08	0,000091	9,27068E-05	Vérifier
Niveau2	18013,8278	4122,9773	4,08	0,000035	3,74803E-05	Vérifier
Niveau1	19547,5962	4197,5896	3,4	0,000007	9,58766E-06	Vérifier

➤ **Conclusion :**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

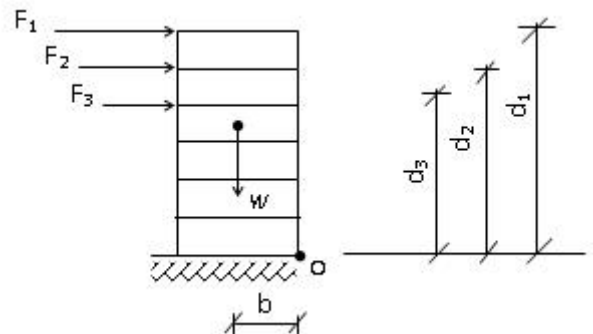
Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:➤ **vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.



Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement Tableau IV. 17 et/ou de glissement.

$$✓ \quad M_{\text{renversement}} = M_{F_i / O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$✓ \quad M_{\text{stabilisateur}} = M_{W / O} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy(X_g, Y_g)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

❖ Sens xx :

Tableau IV. 18: Calcul le moment de renversement sens xx.

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau1	3,4	61,2279584	208,175059
Niveau2	7,48	135,306557	1012,09305
Niveau3	11,56	178,274047	2060,84798
Niveau4	14,96	235,647231	3525,28258
Niveau5	18,02	288,342705	5195,93554
Niveau6	21,08	337,403307	7112,46171
Niveau7	24,14	386,381207	9327,24234
Niveau8	27,2	428,965479	11667,861
Niveau9	30,26	471,013075	14252,8556
Niveau10	33,32	518,643611	17281,2051
Niveau11	36,38	615,824822	15378,57
			$\Sigma=94047,6671$

❖ Sens yy :

Tableau IV. 19: Calcul le moment de renversement sens yy.

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau1	3,4	80,789101	274,682943
Niveau2	7,48	178,534372	1335,4371
Niveau3	11,56	235,22914	2719,24886
Niveau4	14,96	310,931941	4651,54184
Niveau5	18,02	380,462595	6855,93596
Niveau6	21,08	445,197105	9384,75497
Niveau7	24,14	509,822492	12307,115
Niveau8	27,2	566,011611	15395,5158
Niveau9	30,26	621,492597	18806,366
Niveau10	33,32	684,340163	22802,2142
Niveau11	36,38	812,568883	29561,256
			$\Sigma=124094,069$

VI.10.3 Calcul de centre de gravité de la structure :

Tableau IV. 20: Centre de gravité et de torsion.

Niveau	$x_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i (t)$	$M_i.X_i$	$M_i.Y_i$	$X_G (m)$	$Y_G (m)$
1	10,242	12,0369	406,38964	4162,2426	4891,6714	/	/
2	10,2979	12,2412	408,21505	4203,757	4997,0420	/	/
3	9,66	11,7103	348,01828	3361,8565	4075,3984	/	/
4	10,2388	11,9195	355,46964	3639,5825	4237,0203	/	/
5	10,3153	12,1419	361,09872	3724,8416	4384,4245	/	/
6	10,3163	12,144	361,20229	3726,2711	4386,4406	/	/
7	10,3163	12,144	361,20229	3726,2711	4386,4406	/	/
8	10,3213	12,1452	355,89772	3673,3271	4322,4489	/	/
9	10,3258	12,1468	351,26575	3627,0998	4266,7548	/	/
10	10,3258	12,1468	351,26575	3627,0998	4266,7548	/	/
11	11,1725	11,8328	382,00255	4267,9239	4520,1597	/	/
Σ	/	/	4042,0276	41740,274	48734,555	10,321	12,055

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{cases}$$

b : les point les plus éloigner par apport au centre de gravité pour les deux direction

Tableau IV. 21: vérification d'équilibre d'ensemble.

	$W (KN)$	$b (m)$	$Ms (KN.m)$	$Mr (KN.m)$	M_s / M_r
Sens longitudinal	19547.6	13.03	254705.228	75466,9578	3.37
Sens transversal	19547.6	10.31	201535.756	68643,0274	2.93

➤ Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

VI.10.4 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite par le C.B.A 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 de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

➤ **Poteau le plus sollicité.**

Tableau IV. 22: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.

Niveau	poteau	section	N(KN)	v	Remarque
salle machine	C18	40x40	134,966205	0,03374155	C.V
8eme étage	C34	40x40	157,006305	0,03925158	C.V
7ème étage	C34	40x40	307,46361	0,0768659	C.V
6ème étage	C34	40x40	461,0334	0,11525835	C.V
5em étage	C34	45x45	614,05212	0,12129425	C.V
4ème étage	C34	45x45	767,488635	0,15160269	C.V
3eme étage	C34	45x45	923,70207	0,18245967	C.V
2ème étage	C34	45x45	1082,69021	0,21386473	C.V
1er étage	C34	50x50	1247,84768	0,19965563	C.V
RDC	C34	50x50	1354,90032	0,21678405	C.V
entre sol	C34	50x50	1476,71741	0,23627478	C.V
sous-sol	C34	50x50	1654,8408	0,26477453	C.V

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.1.1 Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferrailage sont imposées par le **BAEL91**, et le **RPA99 V 2003** de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

V.1.2 Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

➤ Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

➤ Les sollicitations :

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

▪ Selon **BAEL 91** : Situation durable :

$$\blacklozenge \text{ E.L.U : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\blacklozenge \text{ E.L.S : } G + Q \dots\dots\dots (2)$$

▪ Selon le **R.P.A** : Situation accidentelle :

$$G + Q + E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

1-Situation durable.

2-Situation accidentelle.

V.1.3 Caractéristiques des matériaux :

Tableau V. 1: Caractéristiques des matériaux.

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
béton	f_{c28} Mpa	25	25
	γ_b	1,5	1,15
	σ_b Mpa	14,2	21.74
acier	f_e Mpa	400	400
	γ_s	1,15	1
	σ_s Mpa	348	400

V.1.4 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Un effort tranchant.
- ✓ Un moment fléchissant.

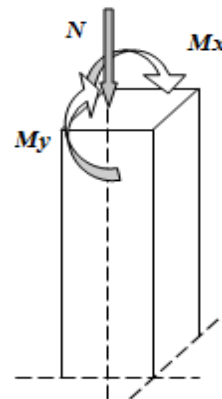


Figure V . 1: Les efforts soumis sur le poteau.

Les sollicitations sont obtenues par le logiciel **ETABS**. Les efforts que nous avons pris pour le calcul sont suivant les **4** combinaisons :

- ✓ N_{\max} et M correspondant.
- ✓ N_{\min} et M correspondant.
- ✓ M et N correspondant.

➤ **Remarque :**

M_2 correspond à M_x et M_3 correspond à M_y

V.1.4.1 Ferrailage longitudinal :

➤ **Recommandations du RPA99 /V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est de 0,9% en zone IIA.
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

❖ **Recommandations du « BAEL99 » :**

Ferrailage minimum d'après le BAEL99 est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton $= b \times h$.

$d = 0,9h$

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

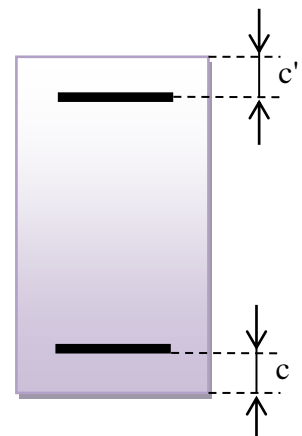


Figure V. 2: section de calcul des poteaux

V.1.4.2 Le ferrailage minimal d'après CBA93 :

Ferrailage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$

V.1.4.3 Ferrailage transversales : (RPA 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élancement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3.75$ Si l'élancement géométrique < 5 .

$f_e = 400$ Mpa.

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq 10$ cm en zone nodale .(zoneIIA)

$t \leq \text{Min} (b_1/2 , h_1/2 , 10\Phi)$ en zone courante , avec Φ diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures minimale ($A_t \text{ min}$) :

($A_t/b_1 t$ en %) est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par l'interpolation si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

V.1.5 Exemple de calcul :**V.1.5.1 Calcul a la compression :**

Soit un poteau de **C34** (50* 50) (cm²) :

$$C=C'=2 \text{ cm.}$$

$$S=50*50(\text{cm}^2).$$

$$L=4,08\text{m.}$$

$$f_{bu}=18.48\text{Mpa.}$$

$$d= 0,45 \text{ m}$$

$$N_{\max} = - 1654.84\text{KN}; \quad M_X = 8,75\text{KN.m} ; M_Y = 48.64\text{KN.m}$$

Sous combinaison ; ELU

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

e : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

e : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e = M_{\max} / N_{\max}$$

$$e = \frac{48.64}{1654.84} = 0.03\text{m}$$

$$e = - 0.03 \text{ m.}$$

$$d-h/2 = 0.45-0.5/2= 0.2\text{m}$$

$$e < d-h/2 \Rightarrow : \text{Section entièrement tendus}$$

$$\begin{cases} e_{A1} = (d-h/2) + e = 0.23 \text{ m} \\ e_{A2} = (d-h/2) - e = 0.17 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Fe}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPA}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_{A2}}{(e_{A1} + e_{A2}) \times \sigma_s} = \frac{(1654.64 \times 0.170) \times 10^6}{(230 + 170) \times 347.83} = 20.21 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \times e_{A1}}{(e_{A1} + e_{A2}) \times \sigma_s} = \frac{(1654.84 \times 0.230) \times 10^6}{(230 + 170) \times 347.83} = 27.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\text{min(RPA)}})$$

$$A_{\text{min}} = \max(4 \text{ cm}^2 / U, 2B / 1000).$$

$$A_{\text{max}} = 5B / 100.$$

$$A_{\text{cnf}} \geq 0.23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e.$$

U : périmètre de la section dans (m).

B : section du béton = b × h. (b=h= les dimensions du poteau, d=0,9h).

Les résultats de ferrailage recommandé par RPA 2003 et BAEL 91 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2: exemple ferrailage d'un poteau.

		BAEL 91			RPA 2003		
Au niveau sous sol , RDC, 1^{er}	Section (cm²) (50×50)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	A_{cnf} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²) zone courante	A_{max} (cm²) Zone de recouvrement
		5	125	2.72	22.5	75	150

V.1.6 Poteau le plus sollicité :**V.1.6.1 Ferrailage longitudinal :**

Le ferrailage de ce poteau est divisé en 4 parties :

- partie 01 : S/sol ;entre sol, RDC et 1^{er} étages.
- partie 02 : 2^{eme} au 3^{eme} 4^{eme} 5^{eme} étages.
- partie 03 ; 6^{eme} 7^{eme} 8^{eme} étages et salle machine

V.1.6.2 Vérification du flambement :

Si l'élancement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les

calculs de la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement. $l_f = 0.7l_0$.

i : rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

a : dimension du poteau.

V.1.6.3 Vérification du flambement

Tableau V. 3: Vérification du flambement.

Niveau	La section	$L_f(m)$	λ	$\lambda \leq 50$
S sol	50*50	2,38	16.49	Vérifiée
Entre sol		2,86	19.81	Vérifiée
RDC		2.86	19.81	Vérifiée
1 ^{ere} étage		2.38	16.49	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} 5 ^{eme}	45*45	2.142	16.49	vérifié
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme}	40*40	2.142	18.55	Vérifiée
salle machine		2.07	17.94	Vérifiée

La condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par le logiciel ETABS.

Et pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé un logiciel de calcul SOCOTEC, qui calcule selon les règles du BAEL (section rectangulaire).

Tableau V. 4: Sollicitation et ferrailage des poteaux.

<i>niveaux</i>	<i>Les sollicit</i>	<i>N corres</i>	<i>M corr</i>	<i>La comb</i>	<i>Acal Cm²</i>	<i>As adoptée pour toute la section</i>
<i>S/sol e/sol RDC 1^{ère} (50x50)</i>	N_{min}	-739.35	24..244	08G+EX	10.80	4T20
	N_{max}	-1654.84	48.64	ELU	27.28	4T20+8T16
	M_{max}	-142.89	174.614	G+Q+EY	12.01	4T20
<i>2^{ème} 3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} (45x45)</i>	N_{min}	482.51	20.12	08G+EX	7.37	4T16
	N_{max}	-1082,69	56.64	ELU	19.82	12T16
	M_{max}	109.94	120.41	G+Q+EY	9.25	4T20
<i>6^{ème} 7^{ème} 8^{ème} salle machine (40x40)</i>	N_{min}	205.08	6.47	08G+EX	3.04	2T14
	N_{max}	-461.03	14.36	ELU	7.86	12T14
	M_{max}	1.97	115.78	G+Q+EY	2.51	2T14

On adopte le ferrailage suivant :

Tableau V. 5: Ferrailage adopté des poteaux.

les niveaux	La section	A_s (cm ²)	Le choix des barres
S/sol .e/sol RDC 1 ^{ere}	50X50	28.65	4T20+8T16
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	45X45	24.12	12T16
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} salle machine	40X40	18.48	12T14

Tableau V. 6: Vérification de ferrailage minimale et maximale des poteaux.

		BAEL 91			RPA 2003		
les niveaux	Section (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{max} (cm ²) Zone de
S/sol e/sol RDC 1 ^{ere}	50x50	5	125	2.72	22.5	75	150
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x45	4.05	101.25	2.20	18.22	60.75	121.5
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} salle machine	40x40	3.2	80	1.74	14.40	48	96

$$\begin{cases} A_{min} \leq A_{adopte} \leq A_{max} \\ A_{adopte} = \max (A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)}) \end{cases}$$

Tableau V. 7: Ferrailage finale des poteaux.

<i>les niveaux</i>	<i>La section</i>	$A_s (cm^2)$	A_{minRPA}	A_{adopte}	<i>Le choix des barres</i>
<i>S/sol RDC 1^{ere} 2^{eme}</i>	50X50	31.28	22.5	31.28	8T20+4T14=31.28
<i>3^{eme} 4^{eme} 5^{eme}</i>	45X45	29.64	18.22	29.64	8T20+4T12=29.64
<i>6^{eme} 7^{eme} 8^{eme} salle machin</i>	40X40	20.60	14.40	20.60	8T16+4T12=20.60

V.1.6.4 Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1):

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$L_r = 50\phi$$

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de $50 \times 2 = 100\text{cm}$.

V.1.6.5 La distance entre les barres verticales dans une face du poteau : RPA99/V2003 art (7.4.2.1) :

Elle ne doit pas dépasser 20cm

Pour les poteaux de : 50X50 : $St = 11.25\text{ cm}$.

45X45: $St = 10\text{cm}$.

40X40: $St = 8.75\text{ cm}$.

Les jonctions par recouvrement :

Doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$ – Zone nodale –

Dans notre cas $h' = 60\text{ cm}$ pour tous les niveaux

✓ Vérification du poteau a l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max pour ce poteau.

$$V_{u \max} = 104.53\text{ KN}.$$

V.1.6.6 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5MPa) = 3.25MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = 0.464 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.25MPa \dots\dots\dots CV$$

V.1.6.7 Espacement des armatures transversales :.....[art 7.4.2.2].

$$t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale.} \\ \text{Min } (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) \dots\dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de : - 8 cm en zone nodale.
- 12 cm en zone courante.

✓ Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.85}{0.50} = 5.71 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.12 \times 2.5 \times 104.53 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$ **6T8**

✓ Zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.85}{0.50} = 5.71 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 104.53 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 13.257}{0.55 \times 40000} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$ **6T8**

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \Rightarrow \frac{3.02}{12 \times 50} \times 100 = 0.503\% > 0.3\% \dots\dots\dots CV$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ; ayant une longueur de $10\Phi = 8\text{cm}$.

✓ Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 8: Ferrailage transversale des poteaux.

poteaux	V(t)	Nodale		courante		λ_g	ρ_a	$\tau_{bu} \leq 3,25$ MPa	Choix	% cal	% min
		S_t (cm)	A_t (cm ²)	S_t (cm)	A_t (cm ²)						
50X50	10.453	8	1.04	12	1.57	5.71	2,5	0.464	6T8=3,02	0.503	0,3
45X45	7.765	8	1.29	12	1.94	4.76	3.75	0.426	6T8=3,02	0.503	0,3
40X40	6.262	8	0.78	12	1.17	5.35	2,5	0.435	6T8=3,02	0.503	0,3

V.1.7 Vérification :

V.1.7.1 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V. 9: Vérification des contraintes à ELS.

Partie	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	k (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
1	11.589	31.28	306984.558	21.11	3.77	0.796	15	Vérifié
2	15.892	29.64	217945.721	19.92	7.29	1.452	15	Vérifié
3	16.933	20.60	127308.375	17.07	13.30	2.270	15	Vérifié

V.1.7.2 Sollicitations tangentielles :[art 7.4.3.2].

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison

sismique doit être vérifiée la condition suivante : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :
$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 10: Vérification La contrainte de cisaillement.

<i>poteaux</i>	<i>l_f (m)</i>	<i>λ_g</i>	<i>ρ_d</i>	<i>V(t)</i>	<i>τ_{bu} (MPa)</i>	<i>$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)</i>	<i>Observation</i>
50x50	2.38	5.70	0,075	10.453	0.464	1,875	Vérifier
	2.86		0.075				
45x45	2.142	5.35	0.075	7.765	0.426	1.875	Vérifier
40x40	2.142	5.35	0,075	6.262	0.435	1,875	Vérifier
	2.07	5.17					

V.1.7.3 Vérification au flambement :

La vérification au flambement se fait avec l'effort normal max pour le poteau de section (50x50), elle est comme suite.

❖ Poteau (50x50):

$$N_{\max} = 1654.84 \text{ KN.}$$

$$l_f = 0,7 l_o = 2,85 \text{ m.}$$

On a:

$$\lambda = l_f / i \quad \text{avec } i = (I/B)^{1/2}$$

$$\text{Pour les poteaux carrés nous avons : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : dimension du poteau.

$$\lambda = 20$$

On doit vérifier que:

$$B_r \geq N_{\max} / \Delta [(f_{c28} / 0,9\gamma_b) + (f_e / 100\gamma_s)]$$

$$\text{Avec } \Delta = 0,85 / [1 + 0,2 * (\lambda / 35)^2] \quad \text{cas ou} \quad 0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\Rightarrow \Delta = 0.80$$

Nous avons :

$$B_r = (50-2)^2 = 2304 \text{ cm}^2 \geq 752.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV.}$$

<p>SECT 1 - 1</p> <p>40 10</p> <p>Cad T8</p> <p>2T16+2T20</p> <p>2T16</p> <p>2T16+2T20</p> <p>Cad T8</p> <p>28 10 28</p>	<p>SECT 2 - 2</p> <p>35 10</p> <p>Cad T8</p> <p>4T16</p> <p>2T16</p> <p>4T16</p> <p>Cad T8</p> <p>28 10 28</p>	<p>SECT 3 - 3</p> <p>35 10</p> <p>Cad T8</p> <p>4T14</p> <p>2T14</p> <p>4T14</p> <p>Cad T8</p> <p>28 10 28</p>
poteau (50*50)	poteau (45*45)	poteau (40*40)

Figure V. 3: Schéma de ferrailage des poteaux.

V.2 FERRAILLAGE DES VOILES

V.2.1 Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, où d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales

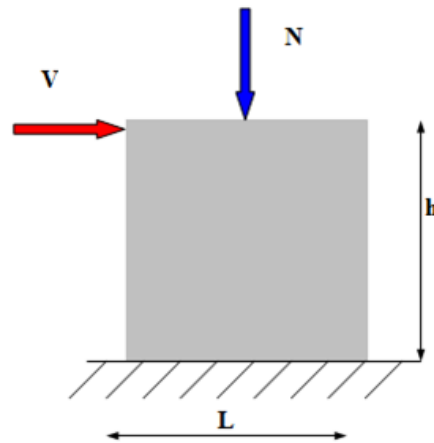


Figure V . 4: Sollicitations des voiles.

V.2.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.2.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.2.4 Les avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.2.5 Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.2.6 Procédure de ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A. V2003 sous les sollicitations suivantes :

- **S1** : M_{\max} ; N correspondant .
- **S2** : N_{\max} ; M correspondant
- **S3** : N_{\min} ; M correspondant

V.2.7 Prescriptions imposées le RPA99 :**➤ Aciers verticaux :**

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - ✓ En zone courante 0.1 %.
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0.15 %.
- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1.5 a$.
 - ✓ $S \leq 30 \text{ cm}$.

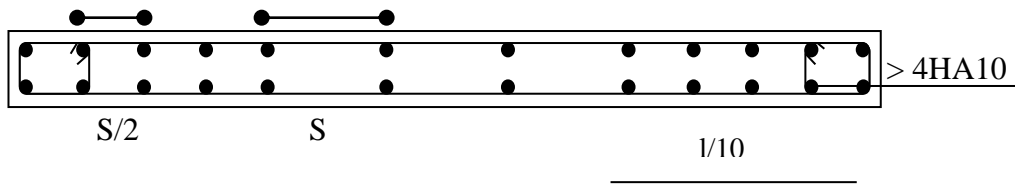


Figure V. 5: disposition des armatures verticale dans les voiles

➤ **Aciers horizontaux :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

➤ **Aciers transversaux :**

Les armatures transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5.e \\ S &\leq 30cm \end{aligned} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

d) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.2.8 Méthode de calcul :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes

Pour le calcul du ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois parties.

- **Partie I** : S-Sol, E-sol RDC et 1^{er} 2^{ème}, 3^{ème} étage.
- **Partie II** : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} 7^{ème}, 8^{ème} étage.

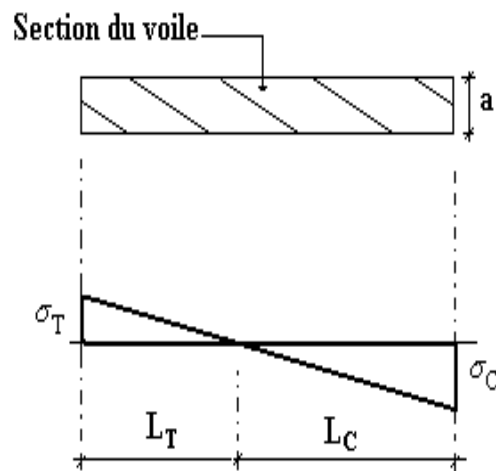


Figure V. 6: diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue.

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

b) Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$

c) Calcul de Force :

$$F = \frac{\sigma_1 \times L_t}{2} \times b$$

d) Calcul des armatures verticale :

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} \quad ;$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad / \quad V = \text{l'effort tranchant}$$

e) Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue.

f) Le pourcentage minimal :**1) Dans la section du voile courante :**

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$$

2) Dans la zone courante:

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times l_{\text{courantes}}$$

❖ Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{\text{cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

V.2.9 Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } S_t \leq \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \text{ (N : effort de compression).}$$

▪ **Armatures horizontales :**

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

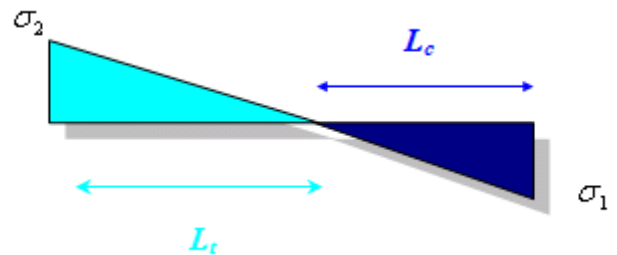
V.2.10 Exemple d'application :

❖ Ferrailage des voiles :

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

V.2.10.1 Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier $V = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

$$F = \frac{\sigma_1 * L_t}{2} b$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

V.2.10.2 Armatures minimales selon le BAEL:

$$* \text{ Section partiellement comprimée } A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

V.2.10.3 Vérification :

- Vérification à l'ELS:

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , A: section d'armature adoptée

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

• D'après le BAEL 91:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau : \text{ contrainte de cisaillement}$$

On a aussi : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$

V.2.11 Exemple du calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant notre voile de (L=2m) :

V.2.11.1 Détermination des sollicitations :

$$N_{\max} = -1820.45 \text{KN} \quad M_{\text{corre}} = 300.012 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 1.28 \text{KN.} \quad M_{\text{corre}} = 399.986 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 1771.232 \text{KN} \quad N_{\text{corre}} = 662.86 \text{ KN.M}$$

$$A = 2 \times 0.2 = 0.4 \text{m}^2 \quad I = 0.133 \text{ m}^4 \quad v = 1 \text{m.}$$

a) Armatures verticales:

Sous N_{\max}

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{-1820.45}{0.4} + \frac{300.012 \times 1}{0.133} = -2295.39 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = \frac{-1820.45}{0.4} - \frac{300.012 \times 1}{0.133} = -6806.85 \text{KN} / \text{m}^2$$

Sous N_{\min}

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{1.28}{0.4} + \frac{399.986 \times 1}{0.133} = 3010.61 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = \frac{1.28}{0.4} - \frac{399.986 \times 1}{0.133} = -3004.21 \text{KN} / \text{m}^2$$

Sous M_{\max}

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{662.86}{0.4} + \frac{1771.232 \times 1}{0.133} = 14974.68 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = \frac{662.86}{0.4} - \frac{1771.232 \times 1}{0.133} = -11660.38 \text{KN} / \text{m}^2$$

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le N_{\max} donc la section est entièrement tendue.

- **Calcul de L_t :**

$$L_t = L = 2 \text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L \times b = \frac{6806.85 + 2295.39}{2} \times 2 \times 0.2 = 1820.45 \text{KN}$$

- **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} = 0.00455 + 0.000424 = 0.004974 \text{ m}^2 = \mathbf{49.75 \text{ cm}^2}.$$

Soit donc : **6HA14+10HA14.**

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

- **Armature minimale :**
- Vérifications vis à vis du **RPA V2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left(0.2\% b \times L_t, \frac{B.f_{t28}}{f_e} \right)$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b \times L_t = (0.2\% \times 0.2 \times 2) = 8 \text{ cm}^2 \\ \frac{B.f_{t28}}{f_e} = 21 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \max (8, 21) = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \mathbf{21 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \mathbf{21 \text{ cm}^2}$$

V.2.11.2 L'espaceur minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

Zone d'about : $(200/10) = 20 \text{ cm}$. Avec $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante 160 cm . Avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

- **Armature horizontale :**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_v/4 = 49.75/4 = 12.44 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0.15\% b.h = 0.15\% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit donc : } A_H = \max [RPA.V2003 ; BAEL] = 12.44 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 16 \text{ HA10} = 12.56 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

Avec un espacement : **$S_H = 25 \text{ cm}$**

V.2.11.3 L'espace minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

Zone d'about : $(200/10) = 20$ cm. Avec $St = 10$ cm

Zone courante 160 cm. Avec $St = 15$ cm

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

- Armature horizontale :

D'après le BAEL91: $A_H = A_V/4 = 49.75/4 = 12.44 \text{ cm}^2$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0.15 \% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : $A_H = \max [RPA.V2003 ; BAEL] = 12.44 \text{ cm}^2$

$$A_H = 16 \text{ HA}10 = 12.56 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

Avec un espacement : **$S_H = 25 \text{ cm}$**

- Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre

(4) Epingles au mètre carré, soit : **4 HA8.**

V.2.11.4 Vérification de contrainte de cisaillement:**➤ Selon le RPA:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 733.78 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \times 733.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 2) = 2.85 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Selon le BAEL:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 733.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 2) = 2.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à L'ELS:

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6 f_{c28} = \frac{974.53 \times 10^{-3}}{0.4 + (15 \times 49.75 \times 10^{-4})} = 2.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Résultats trouvés :

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après :

- **Partie I :** S-Sol,E-sol RDC et 1^{er} 2^{ème}, 3^{ème} étage.
- **Partie II :** 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} 7^{ème}, 8^{ème} étage.
- Tout notre voiles sont de mêmes dimension 2 m (V_{X1} , V_{X4} , V_{X7} , V_{X8} , V_{Y1} , V_{Y2} , V_{Y3} , V_{Y4} , V_{Y7} , V_{Y9})
- On choisit le voile le plus sollicité dans le cas le plus défavorables c'est le voile V_{X8}

V.2.11.5 Vérification :

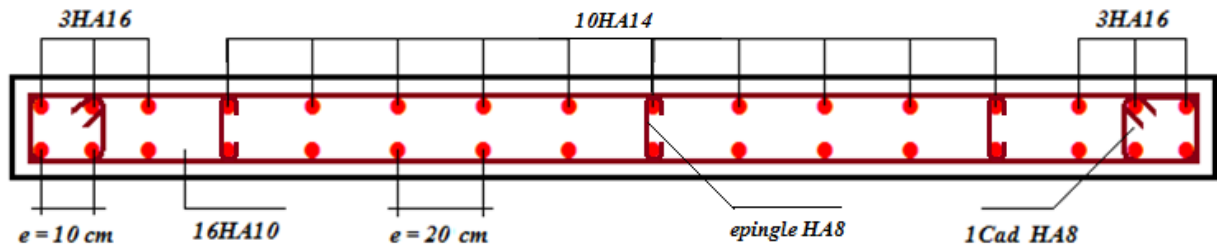
Tableau V. 11: Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités.

		RPA. v 2003		BAEL					
Les zones	$V_u(KN)$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	N_{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obser
Zone 1	733.78	2.85	5	2.04	3.26	974.53	2.05	15	C.V
Zone 2	576.45	2.24	5	1.6	3.26	799.63	1.85	15	C.V
Zone 3	305.04	1.19	5	0.85	3.26	383.73	0.89	15	C.V

La résultante de calcul pour le voile V_{X8} :

Tableau V. 12: La résultante de calcul pour le voile V_{X8} .

Les sollicitations				Choix des barres /Face (armatures verticales)						Choix des barres /Face (armatures horizontales)				
Les zones	L (m)	N(t)	M (t.m)	A_{vcal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Zone D'abo	S_t	Zone cour	S_t	A_{ado} (cm ²)/Face	A_H (cm ²)/Face	A_{min} (cm ²)	S_t H	$A_{Hadopté}$ (cm ²)/Face
Zone1	2	--1820.4	300	49.75	21	6T16	10	10T14	20	27.46	12.43	6	25	16T10=12.56
Zone2	2	-717.58	76.8	21.77	21	6T12	10	10T12	20	18.07	5.44	6	25	11T10=8.63

❖ Ferrailage du voile V_{x8} :Figure V. 7: Schéma de ferrailage du voile V_{x8} .**V.3 FERRAILAGE DES POUTRES****V.3.1 Introduction :**

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99/V2003 et le BAEL 91 :

- ✓ $1,35G + 1,5Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0,8G \pm E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone IIA.

V.3.2 Recommandation du RPA99/V03 en zone III :**a) Armatures longitudinales :(RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.
- ✓ le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40Φ en zone IIA.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux

b) Armatures transversales : (art 7.5.2.2).

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\bullet \quad S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right) . \quad \text{Dans la zone nodale.}$$

$$\bullet \quad S_t \leq \frac{h}{2} . \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.3 Recommandation du BAEL 91 :**a/ Armatures longitudinales :**

- ✓ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{t\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}; 15\phi'_{\min} \neq 0). \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t.f_e}{0,4.b} \\ S_t \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\gamma_s(\tau_u - 0,3.f_{tj})} \end{array} \right.$$

b/ Armatures transversales :

- ✓ Volume relative d'armatures :
$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha)0,9f_e / \gamma_s}$$

Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \quad \Longrightarrow \quad \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$k = \begin{cases} 0 & \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 & \text{si fissuration très nuisible.} \\ 1 & \text{en flexion simple.} \end{cases} \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

- $\tau_0 = 0.3 f_{ij}^* k$ et $f_{ij}^* = \text{Min}\{f_{ij}; 3.3 \text{MPa}\} = 2.1 \text{MPa}$
- $\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{MPa}$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij}^*}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

- **Section minimal d'armatures d'âme :**

- ✓ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{MPa} \right\}$
- ✓ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\}$.
- ✓ Espacement : $S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$
- ✓ Espacement maximal: $S_{t \max} = \text{Min}\{0.9d; 40 \text{cm}\}$.

V.3.4 Exemple de calcul :

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

- ✓ **Poutres porteuses (poutres principales) : (B21)**

V.3.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

- ✓ **Ferraillage sous la combinaison ELU :**

➤ En travée :

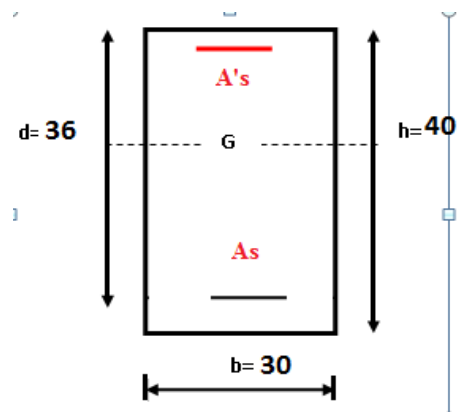
$$M_{u \max} = 64.45 \text{ KN.m}, M_{\text{ser} \max} = 46.01 \text{ kn.m}$$

$$\gamma = \frac{MU}{MSEr} = \frac{11.54}{8.3} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{MU}{b d^2 F_{bu}} = \frac{11.54 \times 10^6}{250 \times 129600 \times 14.16} = 0.025$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.295$$

Figure V . 8 : section de calcul des poutres



$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \quad \Rightarrow \quad A' = 0 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 360(1 - 0.6 \times 0.025) = 0.3546 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{11.54 \times 10^6}{354.6 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$M_{u \max} = 64.45 \text{ KN.m}, M_{ser \max} = 46.01 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{Ser}} = 1.4$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b d^2 F_{bu}} = \frac{64.45 \times 10^6}{250 \times 129600 \times 14.16} = 0.14$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.4 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^4 = 0.299$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 360(1 - 0.6 \times 0.14) = 0.3298 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{64.45 \times 10^6}{329.8 \times 348} = 5.62 \text{ cm}^2$$

V.3.4.2 Ferrailage sous les combinaisons sismiques : (0.8G±E et G+Q±E)

➤ **En travée :**

$$M_{t \max} = 7.221 \text{ KN.m},$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b d^2 F_{bu}} = \frac{7.221 \times 10^6}{250 \times 129600 \times 14.16} = 0.016$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.295$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 360(1 - 0.6 \times 0.016) = 0.3565 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{7.221 \times 10^6}{356.5 \times 400} = 0.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_{t \max} = 45.179 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}} = \frac{45.179 \times 10^6}{250 \times 129600 \times 14.16} = 0.098$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.295$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 360(1 - 0.6 \times 0.098) = 0.3388 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{45.179 \times 10^6}{338.8 \times 400} = 3.33 \text{ cm}^2$$

On fera les mêmes étapes des calculs pour les poutres transversales

V.3.4.3 Ferrailage des poutres les plus sollicitées :

- ❖ Les niveaux (S.sol-E sol RDC 1^{er} étage) Zone 1
- ❖ Les niveaux (2-5) Zone 2
- ❖ Les niveaux (6-8) Zone 3

a) Armatures longitudinales :

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci- après

- ✓ **Poutres principales : B32 (30X40)**

Tableau V. 13: Ferrailage des poutres principales.

Poutre		M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Zone 1	PP (30×40)	Sur appuis	111,75	6,98	6	54	8,01	3T14+3T12
		En travée	51,75	3,62			4,62	3T14
Zone 2	PP (30×40)	Sur appuis	180,7	9,34	6	54	10,65	3T16+3T14
		En travée	53,53	0,92			4,62	3T14
Zone 3	PP (30×40)	Sur appuis	184,30	9,47	6	54	10,65	3T16+3T14
		En travée	53,13	0,71			4,62	3T14

✓ Poutres secondaire :B (30X35)

Tableau V. 14: Poutres secondaire.

Poutre		M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Zone 1	PS (30×35)	Sur appuis	57,84	3,4	5.25	48	6,88	3T14+3T12
		En travée	10,27	0,14			4,62	3T14
Zone 2	PS (30×35)	Sur appuis	98,5	6,14	5.25	48	6,88	3T14+2T12
		En travée	20,55	0,66			4,62	3T14
Zone 3	PS (30×35)	Sur appuis	108,17	6,84	5.25	48	6,88	3T14+2T12
		En travée	28,08	1,22			4,62	3T14

➤ **Conclusion :**

On adopte le même ferrailage sur tous les niveaux le choix des barres est le suivant :

Poutres	Localisation	A_s adopté (cm ²)	Choix des barres
Poutres principales	Sur appuis	10.56	(3T16+3T14)
	En travée	4.62	(3T14)
Poutres secondaires	Sur appuis	6.88	(3T14+3T12)
	En travée	4.62	(3T14)

V.3.5 Vérifications :

- **Pourcentage exigent par PRA99/2003 :**

➤ **Pour les poutres principales (40X25).**

$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 40 \times 25 = 5\text{cm}^2 = A_s \text{ adoptée. } A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 40 \times 25 = 40\text{cm}^2$ (Zone courante).

$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 40 \times 25 = 60\text{cm}^2$ (Zone de recouvrement).

➤ **Pour les poutres secondaires (35X30)**

$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 35 \times 25 = 4.38\text{cm}^2 = A_s \text{ adoptée.}$

$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 35 \times 25 = 35\text{ cm}^2$ (Zone courante).

$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 35 \times 25 = 52.5\text{cm}^2$ (Zone de recouvrement).

b) Armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec L'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

➤ **Selon le BAEL 91: art A5.1.22**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0.4.b.St/f_e$

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$

On adopter l'espacement suivant : **St = 20cm.**

Donc:

$$A_t \geq 0.4 \times 0.25 \times 0.2/400 \Rightarrow A_t \geq 0.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Diamètre de la section:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\min}\right) = \min\left(\frac{45}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\min}\right) = \min\left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

• **Selon le RPA99/2003 :**

La section minimale A_t doit vérifier : **$A_t = 0.003 \times St \times b$**

L'espace maximal :

➤ En zone nodale : **$St \leq \min(h/4, 12\phi_l, 30\text{cm})$.**

$$St \leq \min(45/4, 12\phi_l, 30\text{cm}).$$

On prend: **$St = 10\text{cm}$**

➤ En zone courante : **$St \leq h/2$.**

On prend: **$St = 15\text{cm}$**

$$\text{Donc: } A_t \geq 0.003 \times St \times b = 1.5 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 1.5\text{cm}^2.$$

V.3.6 Conclusion :

$St_{\text{adopté}} = \min(St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}})$.

Donc : on adopte les espacements suivants :

✓ En zone nodale : **$St = 10 \text{ cm}$.**

✓ En zone courante : **$St = 15\text{cm}$.**

Le choix des barres est le suivant : **$4\phi 8 : A_t = 2.01\text{cm}^2$**

(On aura deux cadres de diamètre $\phi 8$).

❖ **Vérification :**

1) Condition de non fragilité : Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la

condition suivante : $A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\left. \begin{aligned} A_t &\geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (P-P) \\ A_t &\geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (P-S) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots CV$$

2) Vérification du cisaillement du béton :

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; $\tau_u < \bar{\tau}$
- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :
- $\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 4.348 \text{ MPa} \dots \dots \text{situation - accidentelle}$
- $\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{situation - durable}$

Tableau V. 15: Vérification du cisaillement du béton.

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principale	40x25	75.90	0,625	4.348	C.V
Poutre secondaire	35x25	-30.13	0.318	4.348	C.V

3) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres. Donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables en travée et en appuis.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau V. 16: Vérification Contrainte de compression dans le béton.

Les poutres	Zone de vérification	A_s (cm ²)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$
PP	Sur appuis	10.65	6.279	0.600	15	C.V
	En travée	8.01	3.089	0.400	15	C.V
PS	Sur appuis	6.88	11.862	2.700	15	C.V
	En travée	4.42	-5.272	1.200	15	C.V

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

a) Influence de l'effort tranchant :

b) Influence sur les armatures inférieures : $A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e / \gamma_s}$

c) Vérification de la compression du béton : $V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec : $a = \min\{\hat{a} ; 0.9d\}$, $\hat{a} = b$ (largeur de l'appui)

d) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 17: Vérification.

Poutres	V_u (KN)	M_u (KN.m)	Vérification N°1 (cm ²)		Vérification N° 2 (MN)		Vérification N° 3 (MPa)	
P.P (40x25)	75.90	8.668	17.65 ≥ 2.86	C.V	75.90×10^{-3} ≤ 0.720	C.V	$0.414 \leq 3.15$	C.V
P.S (35x35)	-30.13	-23.691	$6.79 \geq 3.27$	C.V	-30.13×10^{-3} ≤ 0.630	C.V	$0.470 \leq 3.15$	C.V

e) Etat limite de déformation :

• Nécessité de calcul de la flèche :

➤ Condition N°1 : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,065$.

➤ Condition N°2 : $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$.

➤ Condition N°3 : $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$

➤ Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

<i>Poutre</i>	<i>Condition N°1</i>	<i>Condition N°2</i>	<i>Condition N°3</i>	<i>Observation</i>
<i>P. P (40x25)</i>	0.132 > 0.0625	0.132 > 0.131	0.0069 < 0.0105	C.V
<i>P. S (35x25)</i>	0.125 > 0.0625	0.125 > 0.035	0.0072 < 0.0105	C.V

▪ Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible :

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{5 \times 12.15 \times 10^{-3} \times 2.40^4}{384 \times 32164.195 \times 10^8 \times 33.21 \times 10^{-8}} \leq \bar{f} = \frac{2.40}{500} \quad \mathbf{C.V}$$

poutre principales (40*30)	
en appuis	en travée

poutre secondaires (35*30)	
<p>SECTION:1-1</p>	<p>SECTION:1-1</p>
en appuis	en travée

Figure V . 9:Schéma de ferrailage des poutres.

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Etude de l'infrastructure

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

a) Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environs.

VI.1.1 Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.7bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) pour une profondeur de 1.8 m.

VI.1.2 Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

➤ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➤ Des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.1.3 Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

VI.1.4 Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution

a) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars} = 17 \text{ tf/m}^2 = 170 \text{ KN/m}^2 \\ N = 1676.09 \text{ KN} \\ M = 12.16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$

➤ **Homothétie des dimensions :**

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad \Rightarrow \quad a = b = 1$$

$$D'où: \sqrt{1676.09/170} \quad \Rightarrow \quad B = 3.14 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow A = B = 3.14$$

$$e_0 = M/N = 0.007 \text{ m}$$

$$\sigma_n = 171.13 > 170 \quad \Rightarrow \quad \text{C.N.V}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol

(A.B) : la section de la semelle.

- **Remarque :**

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent

Nous essayons avec les semelles filantes.

b) Semelles filantes :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.7 \text{ bars} = 17 \text{ (tf / m}^2\text{)}, \text{ (à une profondeur de 1.8 m)}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:
$$\begin{cases} N = \sum N_i \text{ de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{cases}$$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée. $\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

➤ Calcul des surfaces revenant aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI. 1: Les surfaces revenant aux ..semelles.

file	N(KN)	L(m)	$\sigma_{sol}(KN/m^2)$	S (m ²)	B(m)
A	1982,03	13,35	170	20,025	1,5
B	1654,8408	13,35	170	20,025	1,5
C	1431,9702	13,35	170	20,025	1,5
D	1348,5502	13,35	170	20,025	1,5
E	1337,2245	13,35	170	20,025	1,5
F	1337,2245	13,35	170	20,025	1,5
1	1219,3288	13,35	170	20,025	1,5
2	1164,4215	13,35	170	20,025	1,5
3	1039,9233	13,35	170	20,025	1,5
4	1037,7104	13,35	170	20,025	1,5
5	1028,2875	13,35	170	20,025	1,5
6	1027,1801	13,35	170	20,025	1,5
7	925,82	13,35	170	20,025	1,5

On a :

$$S_{\text{semelles}} = \sum S_{si} = 260.33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 312.74 \text{ m}^2$$

Donc :

$$(S_s / S_b) = 0.83 > 0.5$$

• **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.1.5 Etude du radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

➤ Epaisseur du radier :

a) Condition de rigidité :

$$L_e \geq 2L_{\max} / \pi$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles .

L_e : longueur élastique (hauteur du libage), avec : $L_e = \sqrt[4]{4EI / Kb}$

E : module d'élasticité ($E = 32164.2$ MPA)

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$)..... (Sol de densité moyenne)

b : largeur du radier (bande de 1m)

$L_e^4 = 4EI / Kb$, avec : $I = b h^3 / 12$

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.9 \text{ m}$, $E = 32164.20 \text{ MPA}$, $K = 40000 \text{ KN/m}^3$,

$h_r \geq 0.75 \text{ m}$

Condition forfaitaire

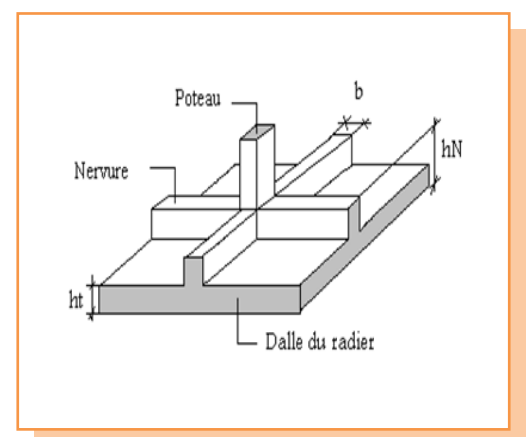


Figure VI. 1: schéma du radier.

b) L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.9\text{m}$$

$$\text{D'où : } 53.75\text{cm} \leq h_r \leq 86\text{ cm.}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 75\text{ cm} = 0.75\text{m}$.

➤ **Condition de coffrage :**

➤ **Pour la nervure :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm}$$

$$\text{Soit : } h_p = 75\text{ cm}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{75}{2} = 37.5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } b_p = 50\text{ cm}$$

➤ **Pour la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{4.9}{20} = 24.5\text{cm}$$

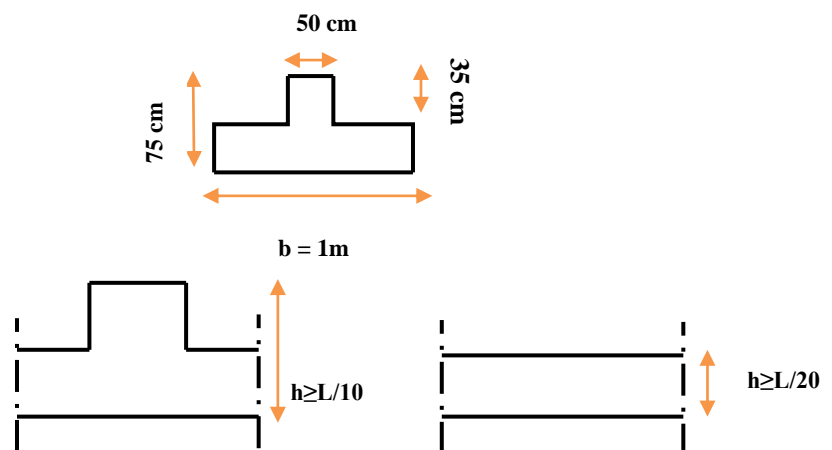


Figure VI. 2: dimensionnements.

$$\text{Soit : } h_t = 40\text{cm}$$

On adopte un radier nervuré de dimensions : Pour la dalle : $h_r = 40\text{cm}$

Pour les nervures : $h_r = 75\text{cm}$

c) **Calcul de surface minimale du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

A la base du bâtiment :

$$N_u = 1.35G + 1.5 Q = 33880.13\text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.7\text{ bars} = 170\text{ KN/m}^2.$$

$$B_{\text{bâtiment}} = 312.75 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq N / \sigma_{\text{sol}} = 280 \text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de ($S = 312.75 \text{ m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum

VI.1.6 Le calcul de D (débordement) :

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}) = \max (75/2; 30\text{cm}) = 37.5\text{cm} \implies \mathbf{D = 50\text{cm}}$$

$$S_{\text{radier}} = 280 + S_{\text{débord}} \implies \begin{cases} S_{\text{Déb}} = D \times P \\ \text{Avec: } P = \text{périmètre de l'immeuble} \end{cases}$$

$$S_{\text{Deb}} = 0.5 \times 74.6 = 37.3 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 317.3 \text{ m}^2$$

VI.1.7 Détermination des efforts :

➤ Détermination des charges et des surcharges :

- Superstructure : $G = 18329.56\text{KN}$; $Q = 6090.14\text{KN}$
- Infrastructure :

✓ Poids du voile périphérique d'épaisseur 15 cm sur une longueur de 74.4 m avec une hauteur de 3.4 m :

$$G_{\text{vp}} = L \times h \times e \times 25 = 951.15 \text{ KN}$$

✓ Poids du radier :

$$\begin{aligned} G_{\text{rad}} &= G (\text{dalle}) + G (\text{nervure}) \\ &= (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_x + L_y)) \\ &= (317.3 \times 0.4 \times 25) + (0.5 \times 0.75 \times 25 \times 154.811) = 4624.35\text{KN} \end{aligned}$$

✓ Poids du remblai :

$$G_{\text{remblai}} = P_{\text{bâtiment}} \times h_v \times d \times 20 = 74.6 \times 3.4 \times 0.5 \times 20$$

$$G_{\text{remblai}} = 1614.58 \text{ KN}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{voile}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{remblai}} = 10648.3\text{KN}$$

$$\implies \begin{cases} G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{superstructure}} = 28977.86 \text{ KN} \\ Q_{\text{TOTAL}} = 28977.86 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Sollicitations :**

$$\text{ELU: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 48255.32 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_S = N_G + N_Q = 35068 \text{ KN}$$

VI.1.8 Caractéristiques géométrique du radier :❖ **Détermination du centre de gravité du radier :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} X_G = 11.5 \text{ m.} \\ Y_G = 13.4 \text{ m.} \end{cases}$$

➤ **Moment d'inertie:**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est: $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_{xx} = 28789.42 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 35227.46 \text{ m}^4 \end{cases}$$

➤ **Centre de masse de la structure :**

$$\begin{cases} X_G = 10.24 \text{ m.} \\ Y_G = 12.03 \text{ m.} \end{cases}$$

➤ **Inertie de la structure :**

$$\begin{cases} I_{xx} = 18637.67 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 25399.63 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.1.9 Vérification du radier :➤ **Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait par la formule suivante :

Selon le **BAEL 91 (page 358)**, nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier.

➤ Pour les voiles :

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (**V5**) de longueur **L=2m**.

$$N_u = 1982.03 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2.(a' + b')$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 2 + 2 \times 0.75) \times 2 = 7.4 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \cdot \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)} \implies h \geq 26.68 \text{ cm} \implies h_r = 0.75 \text{ m} \geq 0.26 \text{ m}$$

L'épaisseur du radier **$h_r = 0.75 \text{ m}$** . Il est vérifié vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

➤ Pour les poteaux :

$$\begin{cases} N_u = 1676.09 \text{ KN} \\ \mu_c = 2. (a + b + 2h_{\text{radier}}) = 2. (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.75) = 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \implies h \geq \frac{N_u}{0.045 \cdot \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)}$$

$$h > \frac{1676.09 \times 5 \times 10^3}{0.045 \times 5 \times \left(\frac{25}{1.5}\right)} = \implies h \geq 0.74 \text{ m} \implies h_r = 0.75 \text{ m} \geq 0.74 \text{ m}$$

• Conclusion :

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

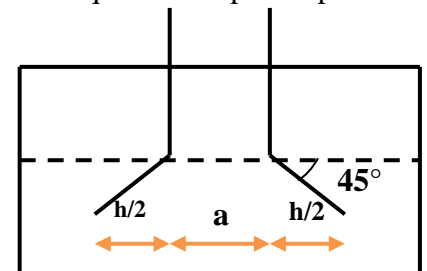


Figure VI. 3: Schéma de transmission des charges.

VI.1.10 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$W = W_{\text{radié}} + W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{voile per}} + W_{\text{remblai}}$

$W = 4624.35 + 33880.116 + 951.15 + 1614.58 = 41070.196 \text{ KN}$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN / m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($Z = 2.55 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 312.75 \text{ m}$).

$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 2.55 \times 312.75 = 11962.69 \text{ KN}$

Donc: $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ Condition vérifiée

VI.1.11 Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h_r = 0.675 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.9m.

$N_u = 48255.32 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{q L_{\text{max}}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \implies h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h > \frac{48255.3 \times 4.9 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 312.75 \times 0.07 \times 25} > 0.36 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}.$$

$$V_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{48255.3 \times 1 \times 4.9}{317.3 \times 2} = 372.6 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{372.6}{1 \times 0.675} = 0.55 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \quad h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{\text{rad}} \times 0.06 f_{cj}}$$

$$\bar{\tau}_u < \tau_u \quad . \quad (\text{Condition de résistance au cisaillement est vérifiée}).$$

VI.1.12 Vérification de la contrainte normale:

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leurs diagrammes peuvent être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales : $M = N \cdot x$

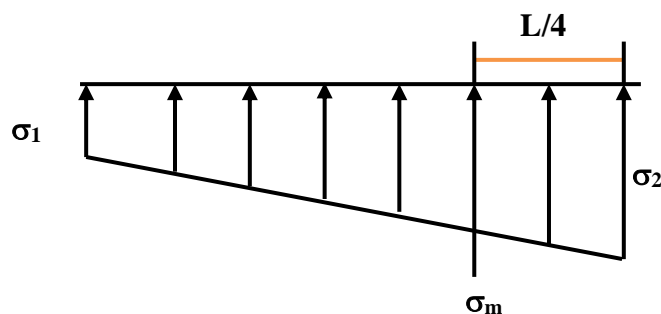


Figure VI. 4: Diagramme des contraintes.

Tableau VI. 2 : Vérification de la contrainte normale.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	48255.3	48255.3	35068	35068
e(m)	0.753	0.879	0.746	0.872
S (m²)	317.3	317.3	317.3	317.3
M (KN.m)	36326.3	42411.84	26145.7	30577.65
V (m)	11.5	13.4	11.5	13.4
I (m⁴)	28789.42	35227.46	28789.42	35227.46
σ₁(MPa)	0.167	0.168	0.121	0.122
σ₂(MPa)	0.138	0.136	0.1	0.098
σ_{moy}(MPa)	0.152	0.152	0.111	0.111
σ_{adm}(MPa)	0.255	0.255	0.255	0.255
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

VI.1.13 La Vérification de stabilité :


Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure  $h = 2.55m$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- ✓ Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- ✓ Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$
- Vérification de la stabilité au renversement ($0,8G + E$) :

Tableau VI. 3: Vérification de la stabilité au renversement.

	0.8G+E	
	Longitudinale	Transversal
N (KN)	14663.65	14663.65
S (m²)	317.3	317.3
M (KN.m)	184273,29	153499
V (m)	11.5	13.4
I (m⁴)	28789.42	35227.46
σ₁(KN/m²)	0.046	0.046
σ₂ (KN/m²)	-0.027	-0.012
σ_{moy}(KN/m²)	0.01	0.029
σ_{adm}(MPa)	0.255	0.255
Verification	C.V	C.V

D'après le **RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

M : moment dû au séisme.
$$\begin{cases} M_x = -153499 \text{ KM.m} \\ M_y = 184273,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

N : charge verticale permanente. N= 14663,65 KN

➤ **Sens longitudinal :**

$$e_x = 5.23 \text{ m} < \frac{L_{x \max}}{4} = \frac{22.35}{4} = 5.58 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Sens transversal :**

$$e_y = 5.024 \text{ m} < \frac{L_{y \max}}{4} = \frac{23.36}{4} = 5.84 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

- Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :

Tableau VI. 4: Vérification de soulèvement.

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	24419,70	24419,70
S (m²)	317.3	317.3
M (KN.m)	315262.95	398987.95
V (m)	11.5	13.4
I (m⁴)	28789.42	35227.46
σ_1 (MPa)	-0.048	-0.074
σ_2 (MPa)	0.076	0.076
σ_{moy} (MPa)	0.012	0.017
σ_{adm} (MPa)	0.255	0.255
Vérification	C.V	C.V

VI.2 Ferrailage du radier :

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93,

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

6.6.1. Ferrailage de la dalle du radier :

VI.2.1 Détermination des efforts :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

➤ **1^{ère} cas:** $0 \leq \rho \leq 0.4$ ➡ la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\rho = L_x / L_y \implies L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x / 8 ; M_y = 0.$$

➤ **2^{ème} cas :** $0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$ la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2 ; M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

➤ Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,85.M_x ; M_{ty}=0,85.M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,3.M_x ; M_{ay}=0,3.M_y)$$

➤ Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,75.M_x ; M_{ty}=0,75.M_x)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,5.M_x ; M_{ay}=0,5.M_x)$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

➤ Les sollicitations :

• **ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{48255.3}{317.3} = 152.08 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{35068}{317.3} = 110.52 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$$L_x = 4.5 \text{ m} ; L_y = 4.9 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \implies \alpha = \frac{4.5}{4.9} = 0.9$$

➤ *Calcul des moments :*

• ELU : $v = 0$; $Q_u = 152.08 \text{ KN/m}^2$:

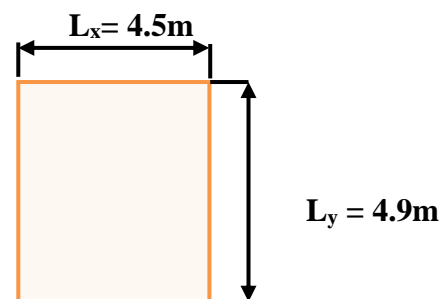


Figure VI. 5: Le panneau le plus sollicité.

Tableau VI. 5: Les moments à L'ELU.

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	α	μ_x	μ_y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
P	4.5	4.9	0.88	0.0456	0.7845	140.43	110.17

- **ELS:** $v = 0.2$; $Q_{ser} = 110.52 \text{ KN/m}^2$:

Tableau VI. 6: Les moments à L'ELS.

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	α	μ_x	μ_y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
P	4.5	4.9	0.86	0.0527	0.851	117.94	100.37

- Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 4.34 \text{ cm}^2$

- Section minimale :

- **Sens XX**
$$A_{ymin} = \begin{cases} 6 h_0 : \text{feE500.} \\ 8 h_0 : \text{feE400.} \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en exprimant } h_0 \text{ en mètre}).$$

- **Sens YY**
$$A_{xmin} = \frac{3-\rho}{2} A_{ymin}.$$

- Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \implies S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Pages (360)}$$

VI.2.2 Calcul des armatures :

Tableau VI. 7: Calcul des armatures à L'ELU.

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_U(\text{KN.m})$	119.37	42.13	93.64	33.05
$A_s' (\text{cm}^2/\text{ml})$	0.00	0.00	0.00	0.00
$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	9.8	3.39	7.6	2.65
$A_{s \min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	3.2	3.2	3.36	3.36
Choix des barres/ml	5HA16	5HA14	5HA14	5HA14
$A_{s \text{corr}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	10.05	7.7	7.7	7.7
Espacement (cm)	20	20	20	20

VI.2.3 Ferrailage de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0,5 \text{ m}$. Le calcul du Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$h=0,4 \text{ m}, b=1\text{m}, d=0,9h=36\text{cm}$$

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

➤ Présentation schématique :

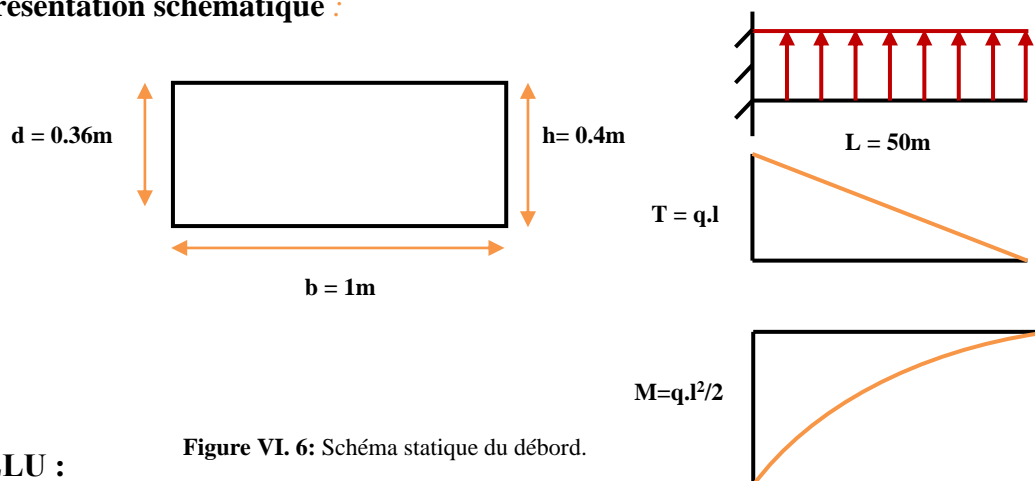


Figure VI. 6: Schéma statique du débord.

• L'ELU :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{152.08 \times 0.5^2}{2} = 19.01 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z (m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	St (cm)
19.01	0.36	0.012	0.357	1.77	4.34	7.7	5HA14	20

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{c28}$$

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

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

$$d = 0,9 h_r = 0.36 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 38.02 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.122 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \implies 0.106 < 1,25 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VI. 8: Vérification des contraintes à l'ELS.

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Travée sens	100,249	10.05	134196.36	9.019	74,70	6,74	15	C.V
Appuis sens	35,382	7.7	142227.349	8.037	24,88	1,99	15	C.V
Travée sens	85,3145	7.7	142227.349	8.037	59,98	4,82	15	C.V
Appuis sens	30,111	7.7	142227.349	8.037	21,17	1,70	15	C.V
Débord	13.8	7.7	142227.349	8.037	9.7	0.77	15	C.V

➤ Schéma de ferrailage du radier :

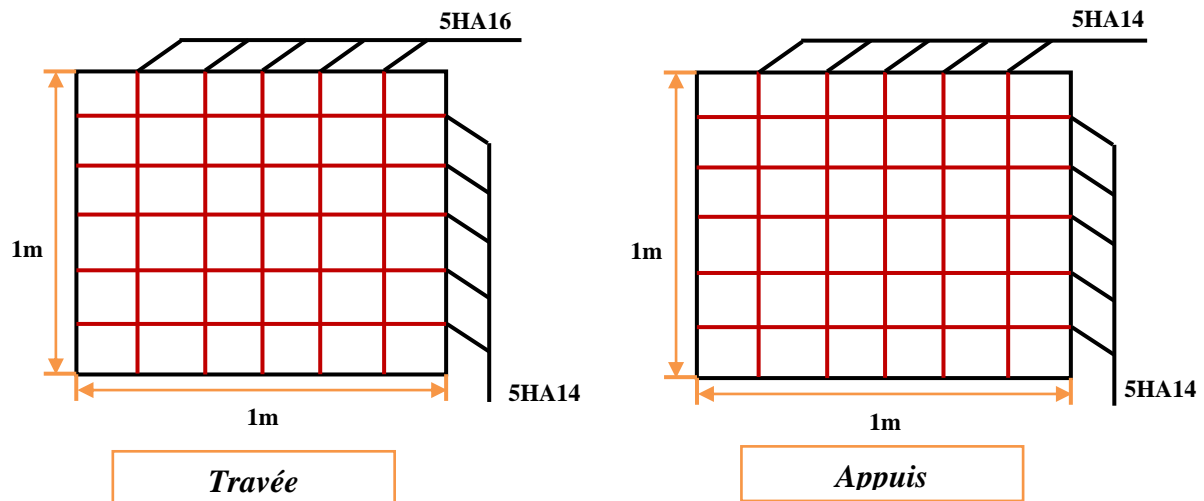


Figure VI. 7: Schéma de ferrailage du radier.

VI.3 Ferrailage de la nervure :

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 75 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

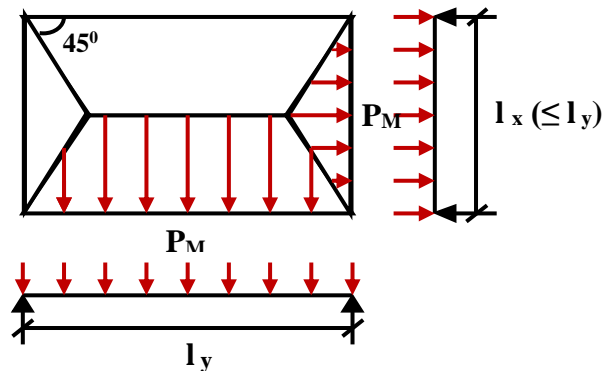
Tel que la largeur du poteau le plus large est de 50 cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file E dans le sens XX et la file D dans le sens YY.

VI.3.1 Transmission des charges des dalles aux poutres :

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ✓ ou parallèles à son grand coté.



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

- Remarque:

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

- A l'ELU :

- Sens X-X :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **E**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau VI. 9: les charges de la poutre la plus sollicitée XX.

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.829	0.79	152.08	240.622	199.540	440.163
B-C	0.90	0.86	152.08	240.622	217.147	457.769
C-D	0.70	0.67	152.08	240.622	170.196	410.818
D-E	0.78	0.74	152.08	240.622	188.803	428.425

➤ Sens Y-Y :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **D**

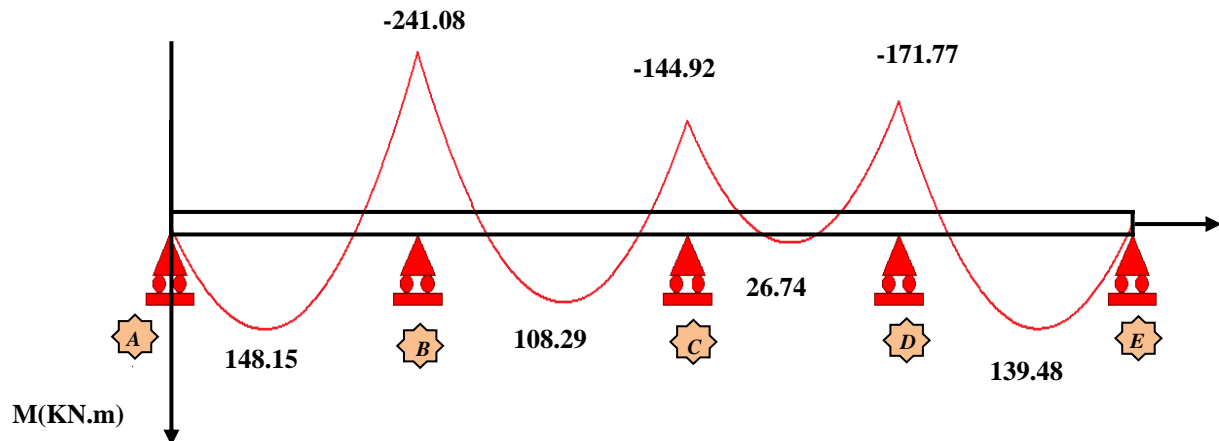
Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 10: les charges de la poutre la plus sollicitée YY.

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.86	0.79	152.08	245.332	299.652	544.984
B-C	0.90	0.82	152.08	237.298	278.197	515.495
C-D	0.94	0.97	152.08	228.567	205.409	433.976
D-E	0.94	0.87	152.08	227.997	256.348	484.345
E-F	0.86	0.94	152.08	244.508	198.525	404.950

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

Sens X-X



Sens Y-Y :

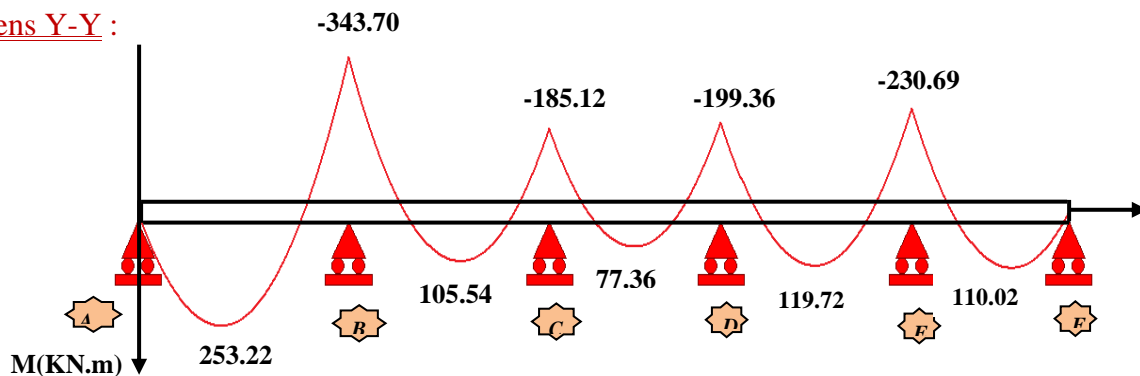


Figure VI. 8: Diagrammes des moments fléchissant.

VI.3.2 Dimensionnement des nervures :

La section de la nervures est considérée comme une section en **T** avec :

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \begin{cases} \frac{L_x}{2} = \frac{450}{2} = 225 \text{ cm} \\ \frac{L_y}{10} = \frac{430}{10} = 49 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 150 \text{ cm}$$

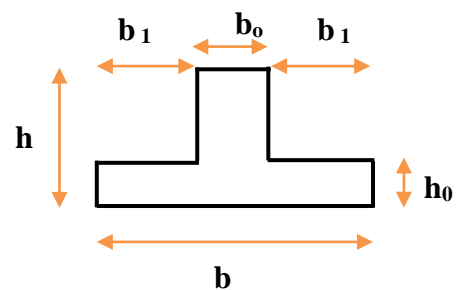


Figure VI. 9: Dimensions de la nervure.

❖ *Condition de non fragilité :*

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 10.60 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures longitudinales :**

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple

On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Avec :

$$d = 0.9h = 67.5\text{cm}, C = 3\text{cm}, h = 75\text{cm}, M_{tu} = 3507.40\text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ Le calcul se fera pour une section rectangulaire.

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

➤ Sens X-X :

Tableau VI. 11: Le ferrailage adopté XX.

Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$
Appuis	241.08	10.41	10.60	4HA16+4HA14	14.20
Travée	148.15	6.36	10.60	4HA16+4HA14	14.20

➤ Sens Y-Y :

Tableau VI. 12: Le ferrailage adopté YY.

Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$
Appuis	343.70	14.94	10.60	4HA16+4HA16	16.08
Travée	253.22	10.95	10.60	4HA16+4HA14	14.20

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi_{L_{max}}}{3} = \frac{\phi_{16}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \Rightarrow \text{On choisit 2cadre de } \phi 8$$

➤ **Espacement minimal :**

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée $S \leq \min(h/4, 12\phi_L) = \min(18.75, 19.2)\text{ cm}$

$$S \leq \min(18.75, 19.2)\text{ cm} = 18.75\text{ cm}$$

$$\text{En dehors de la zone nodale } S_t \leq h/2 = 37.5\text{cm}$$

On prend :

- **En zone nodale et en travée :** $S_t = 15\text{cm}$
- **En dehors de la zone nodale (zone courante) :** $S_t = 20\text{cm}$

VI.3.3 Vérification :**VI.3.3.1 A l'ELU :**

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 10.60 \text{ cm}^2$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ Sens X-X :

$$(T_u^{\max} = 370.22 \text{ KN}) \text{ donc il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{370.22}{1.30 \times 0.675} = 421.90 \text{ KN/m}^2 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ mpa} \leq 3.33 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Sens Y-Y :

$$(T_u^{\max} = 458.47 \text{ KN}) \text{ donc il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{458.47}{1.30 \times 0.675} = 522.47 \text{ KN/m}^2 = 0.522 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.522 \text{ mpa} \leq 3.33 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VI.3.3.2 A l'ELS :

1) Contrainte de compressions dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

➤ Sens X-X :

Tableau VI. 13: Vérification des contraintes XX.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	176.98	14.20	3.24	15	C.V
Travée	108.14	14.20	1.54	15	C.V

➤ Sens Y-Y :

Tableau VI. 14: Vérification des contraintes YY

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	253.22	16.08	3.39	15	C.V
Travée	184.84	14.20	2.64	15	C.V

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = 15 \cdot K (d-y)$

➤ Sens X-X :

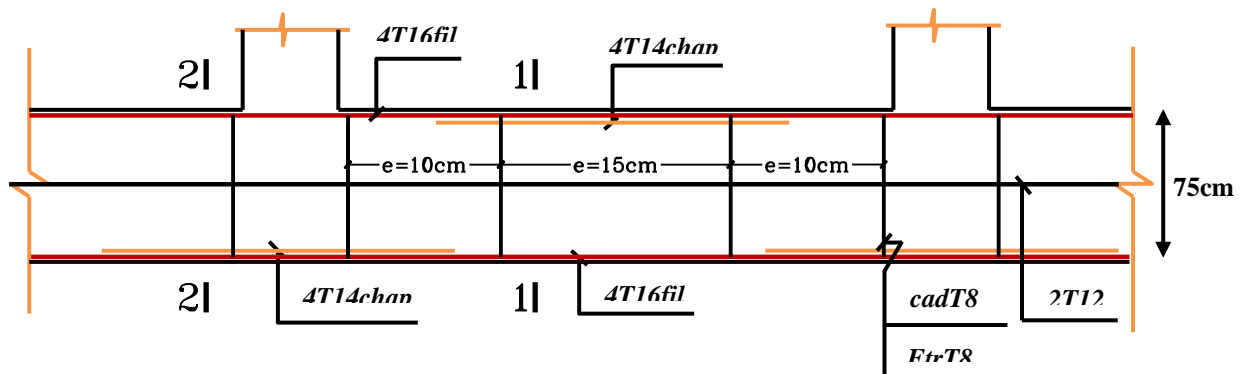
	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	176.98	14.20	197.65	201.63	C.V
Travée	108.14	14.20	94.22	201.63	C.V

➤ Sens Y-Y :

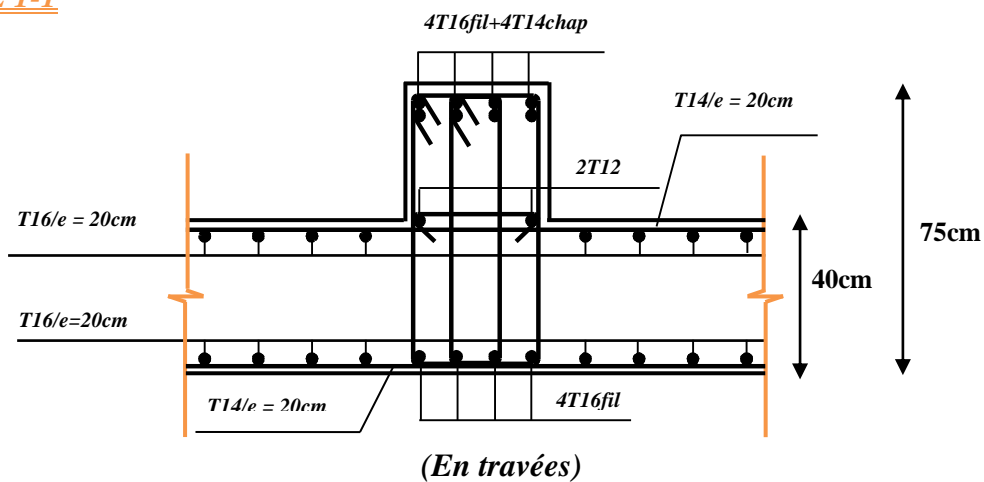
	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	253.22	16.08	193.03	201.63	C.V
Travée	184.284	14.20	161.05	201.63	C.V

- Schéma de ferrailage de la nervure :

NERVURE



COUPE 1-1



COUPE 2-2

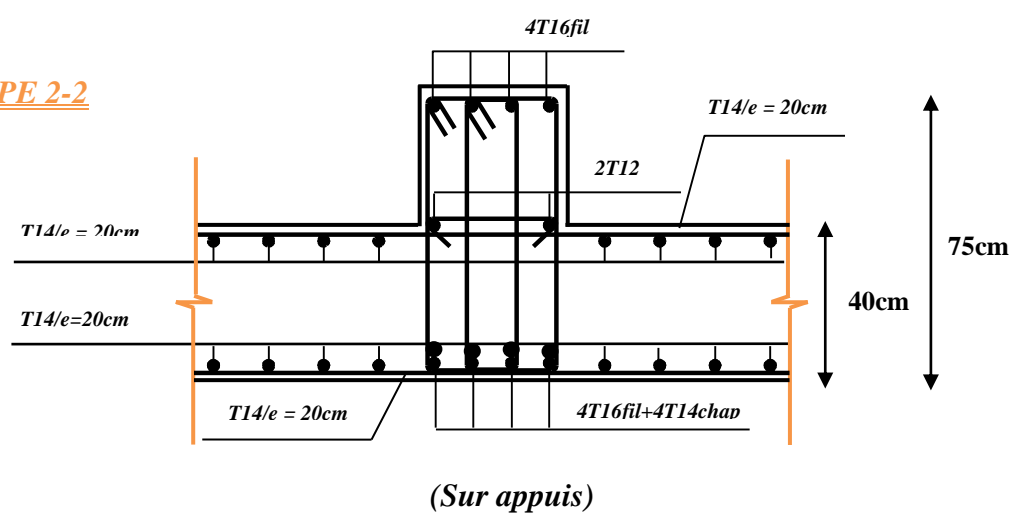


Figure VI. 10: Schéma de ferrailage de la nervure.

VI.4 Etude de voile périphérique :

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIb** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectuée sur une profondeur de 1.8m. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.

VI.4.1 Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2):

D'après l'article **10.1.2 du RPA2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale 15 cm ($e \geq 15$).
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % **B** dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

Avec : B : Section du voile

VI.4.2 Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- épaisseur de 15 cm
- hauteur de 3.4 m
- longueur de 74.6 m

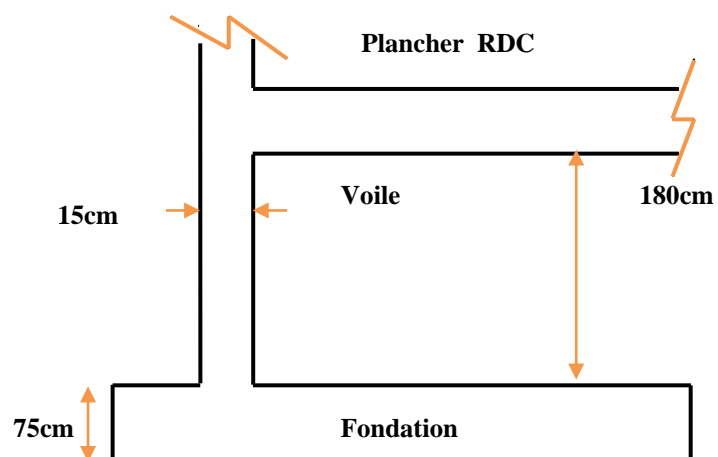


Figure VI. 11: Le voile périphérique.

VI.4.3 Ferrailage de voile :

Le ferrailage du voile périphérique sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le calcul du ferrailage se fait par une bonde de 1ml.

$$A_v > 0.1\% \cdot b \cdot L \quad \Rightarrow \quad 0.1\% \cdot 15 \cdot 100 \dots\dots\dots A_v > 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H > 0.1\% \cdot b \cdot L \quad \Rightarrow \quad 0.1\% \cdot 15 \cdot 100 \dots\dots\dots A_H > 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5HA10, avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

Pour les deux nappes et pour les deux sens, le voile périphérique est sollicité en flexion composée.

- **Nappe intérieure et inférieure :**

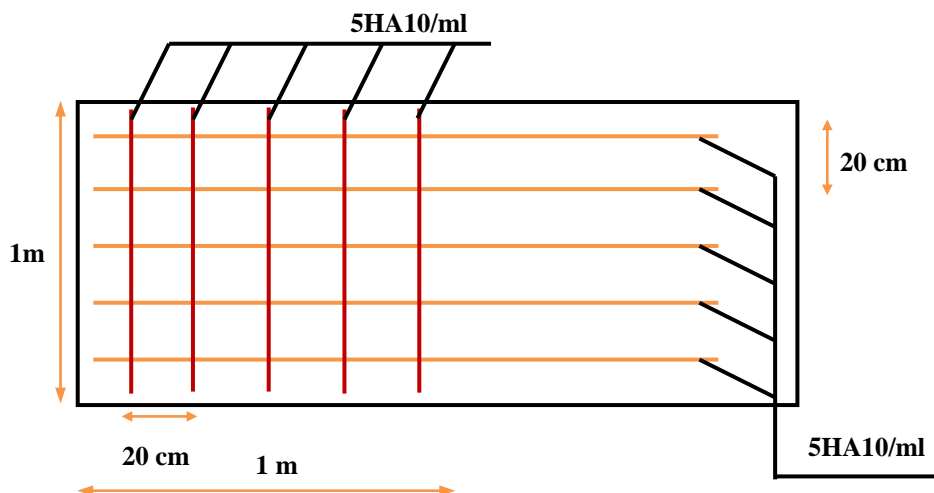


Figure VI. 12: *Ferrailage du voile périphérique.*

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- 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 des poteaux soumis à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue les charges importantes et les petites trames qui induise des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.
- Et aussi maîtriser à un niveau acceptable l'outil informatique, notamment le calcul des structures avec le logiciel ETABS, et le dessin des plans de coffrage et de ferrailage par le logiciel AUTO-CAD.

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.

BIBLIOGRAPHIES

❖ Règlements :

- ✓ Béton Armé aux états limites (BAEL 91/ Modifier 99).
- ✓ Document technique réglementaire (charges et Surcharges DTR B.C.2.2)
- ✓ Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).

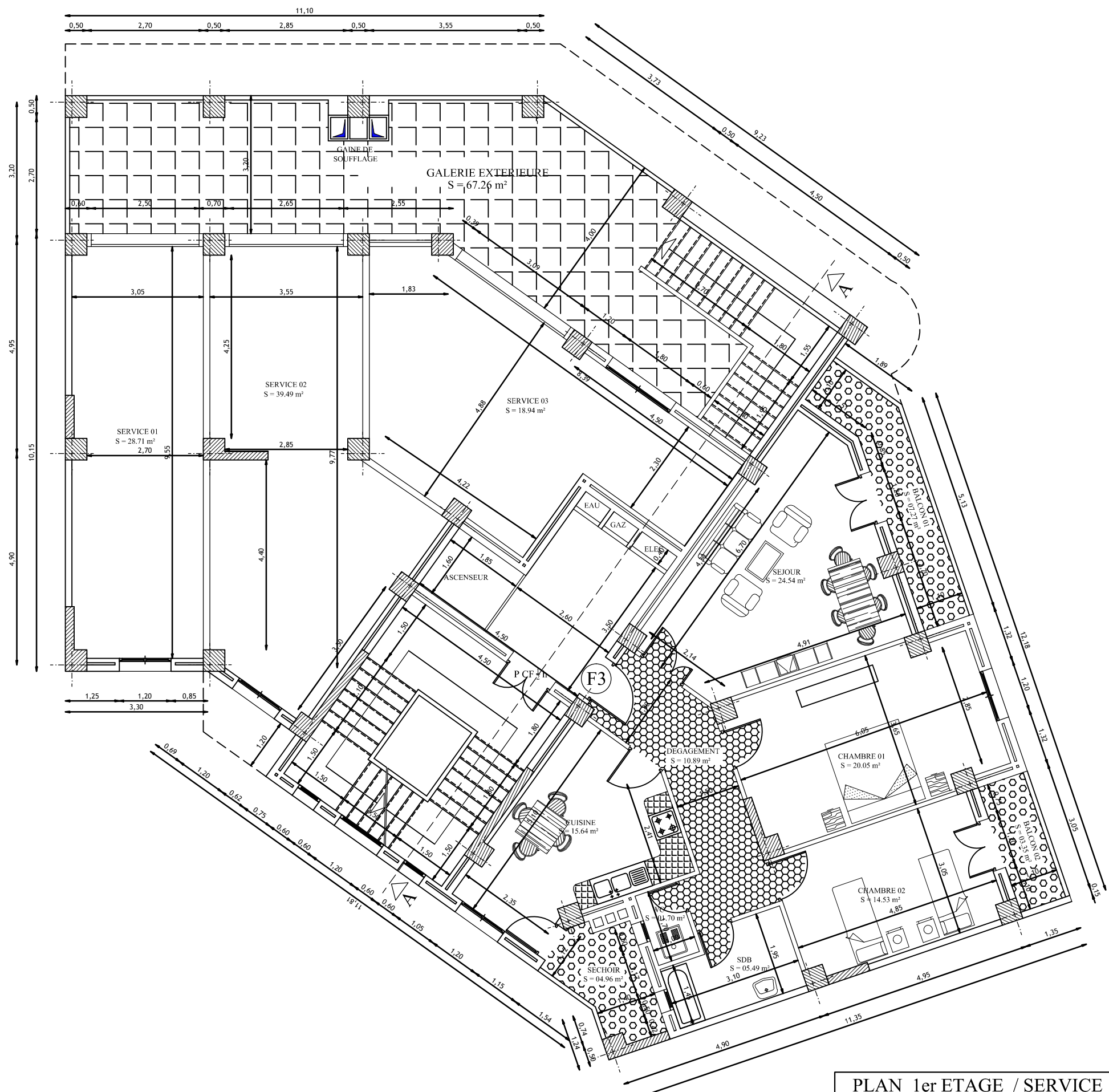
❖ Livre et Documents :

- ✓ Belazougui. M, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.
- ✓ H Renaud & J Lamirault, Précis de calcul de béton armé.
- ✓ H Renaud & J Lamirault, Béton Armé, Guide de Calcul Bâtiment et Génie Civil.
- ✓ Jean Perchât & Jean Roux, édition Eyrolles, Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés.

❖ Logiciels de modélisation :

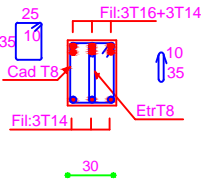
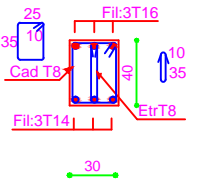
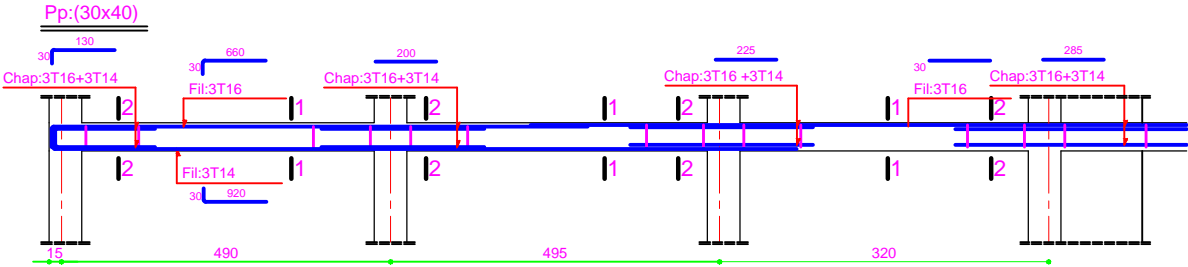
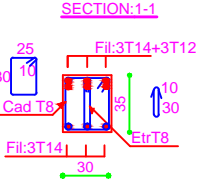
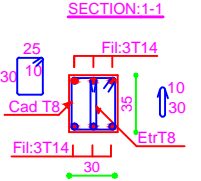
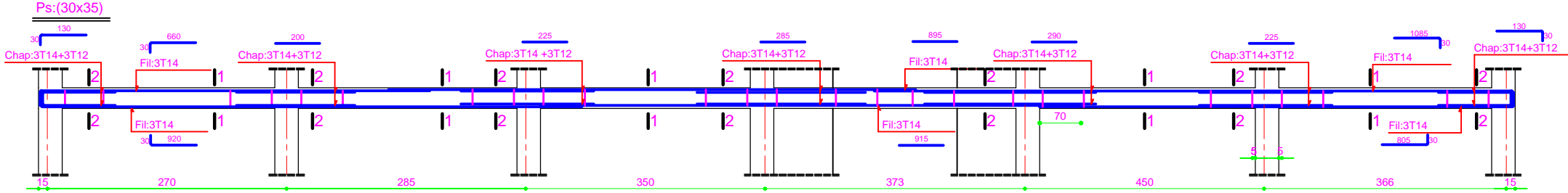
- ✓ AUTOCAD 2014.
- ✓ ETABS V16.

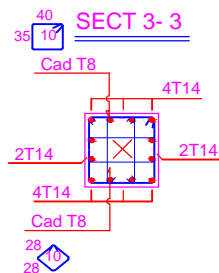
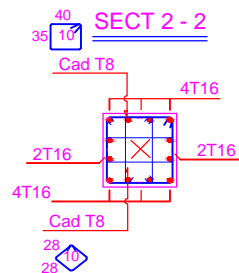
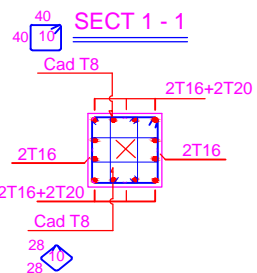
ANNEXE



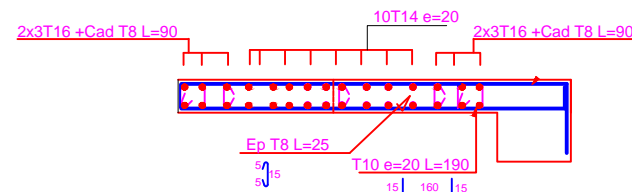
PLAN 1er ETAGE / SERVICE



poutre principales (40*30)		poutre principales (40*30)	
			
en appuis	en travée		
poutre secondaires (35*30)		poutre secondaires (35*30)	
			
en appuis	en travée		



COUPE: B - B



poutreau (50*50)

poutreau (45*45)

poutreau (40*40)

voile l=2m et e=20 cm

