



*République Algérienne Démocratique Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique*



*Université Mohamed Essedik Ben Yahia Jijel
Faculté des Sciences et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique*

*Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme
De Master Académique
Option : Structures*

THÈME:

*Etude d'un bâtiment (R+8+sous sol) à usage d'habitation
Contreventement mixte*

Réalisé par :

*-Belhoula Souheyla
-Benzeghda Halima*

Encadré par :

❖ M^{elle} BENMESSAOUD SABAH

Promotion octobre 2020

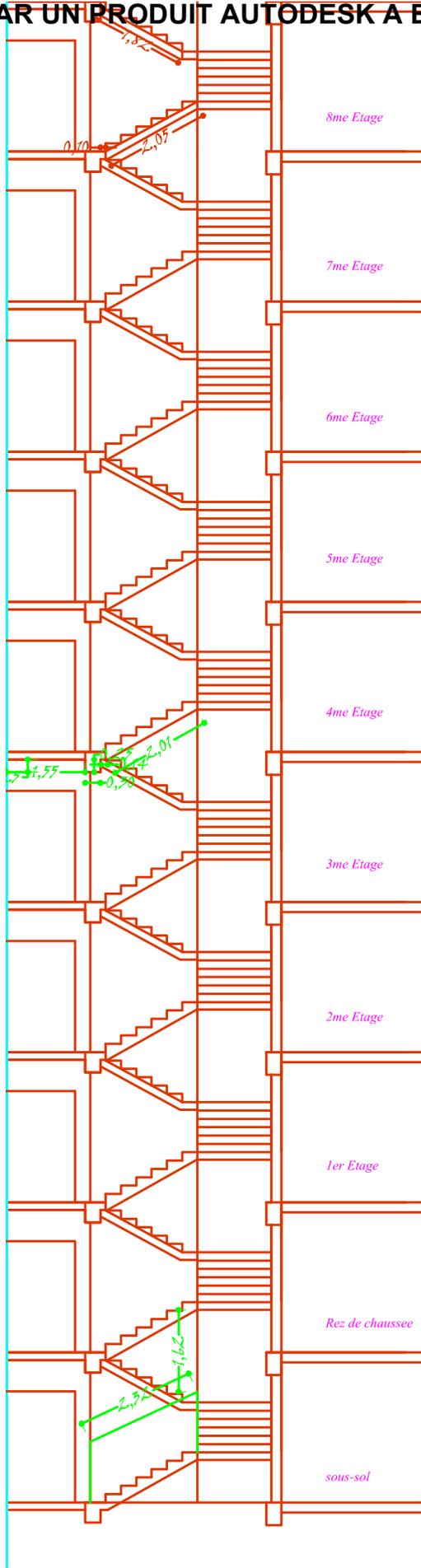
بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



PLAN D'ARCHITECTEURE

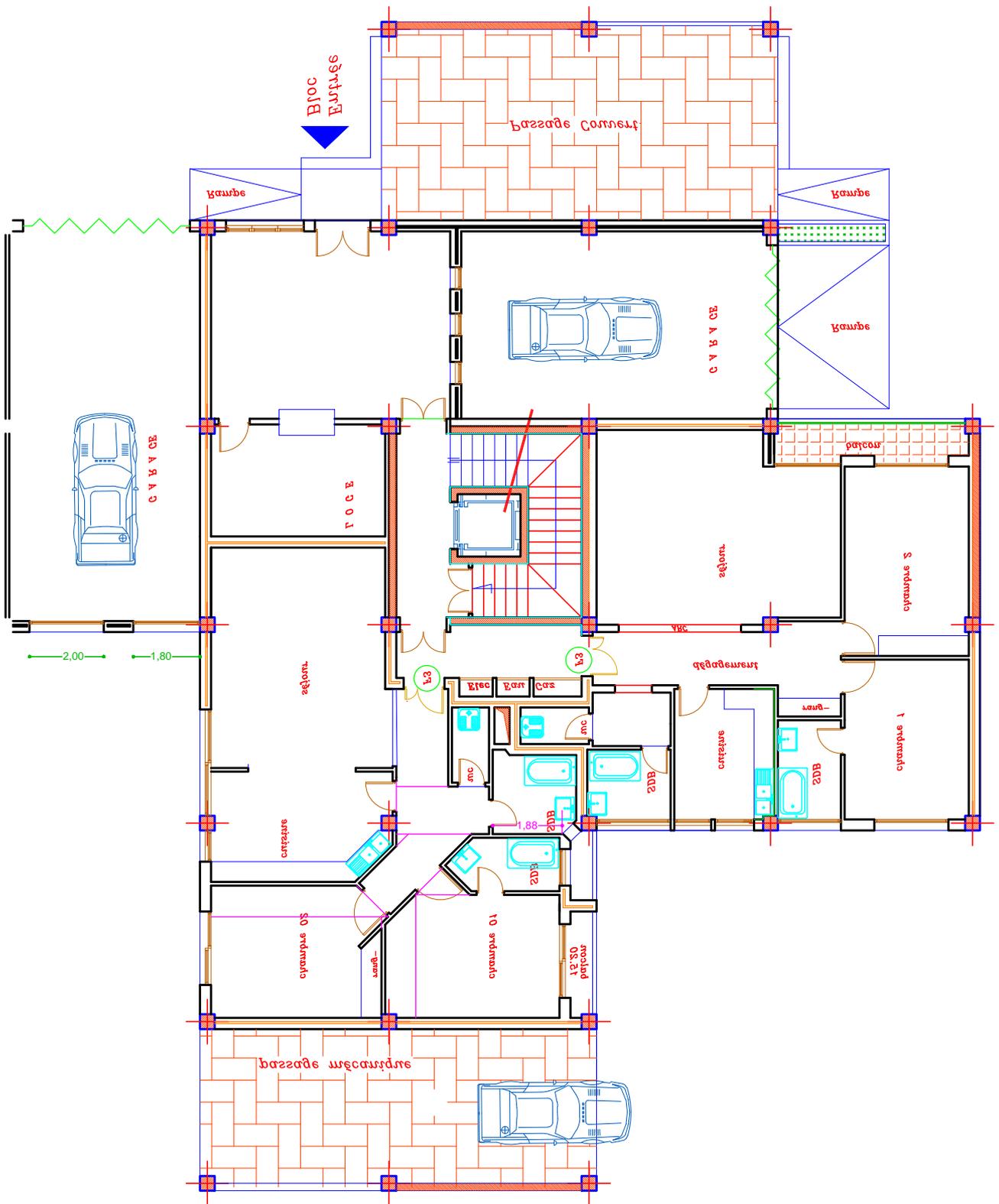
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

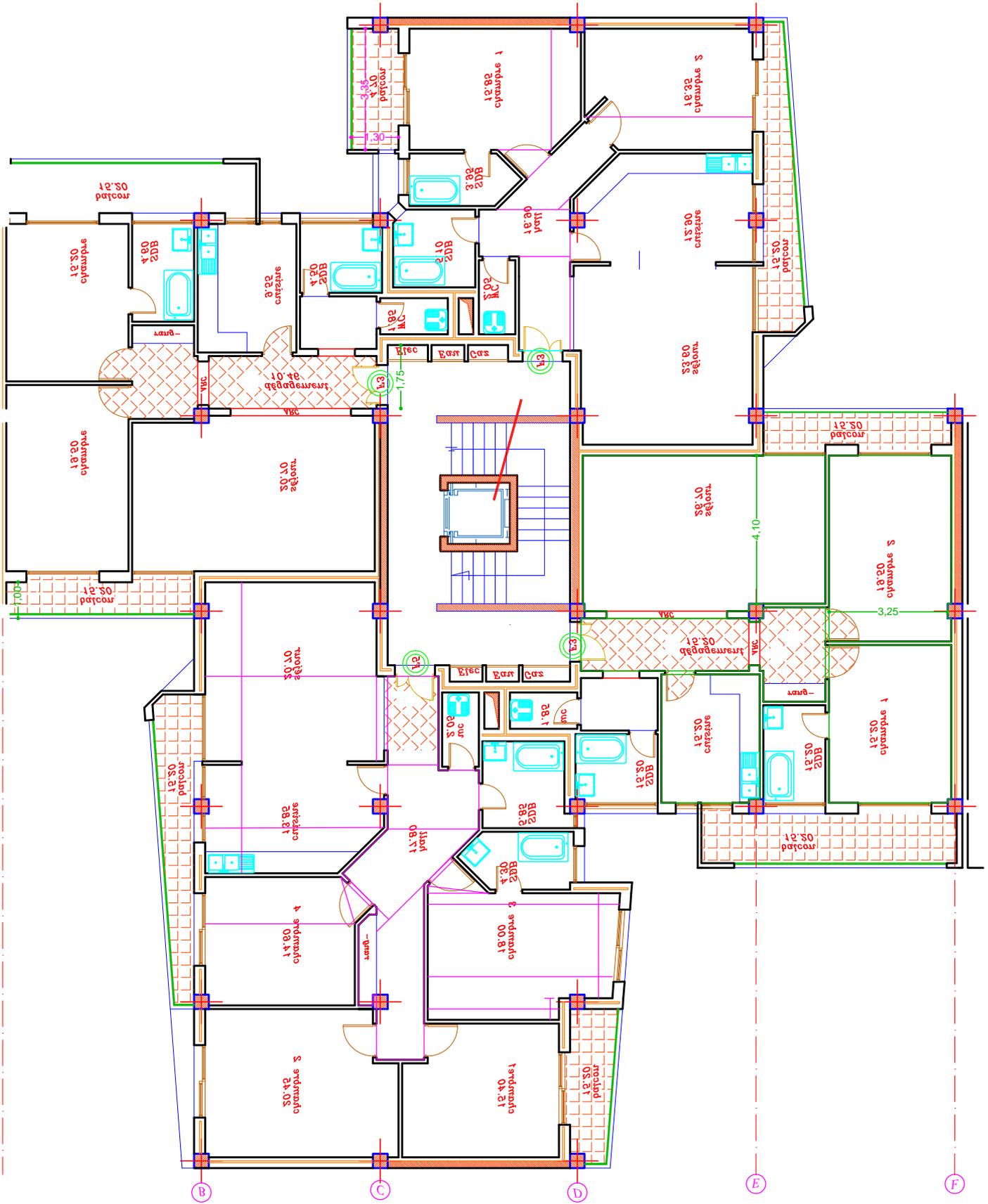


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN RDC



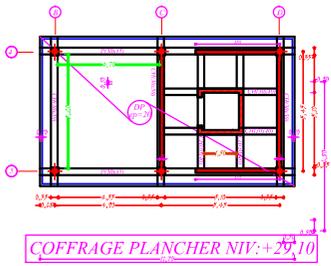
PLAN 1er-5eme



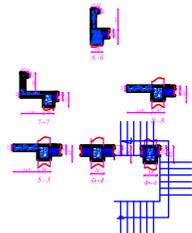
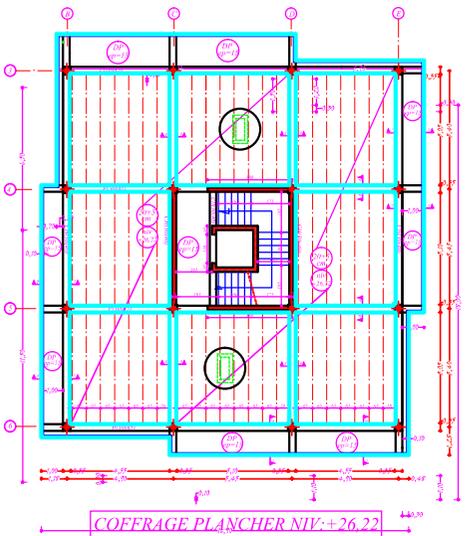
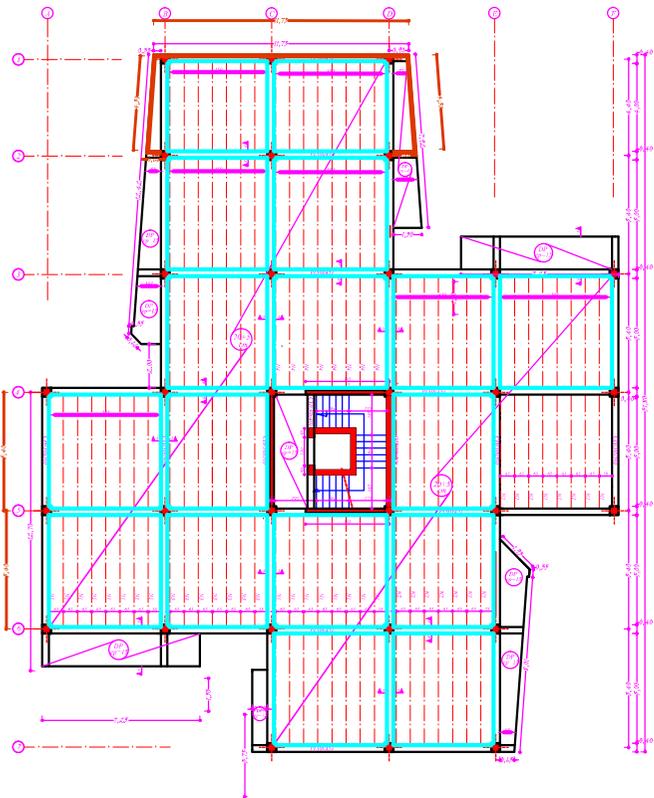
PLAN DE GENIE CIVIL

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



-COFFRAGE PLANCHER NIV: +17,58 & +20,46



BUREAU D'ETUDE ET DE CONSTRUCTION	
DAR EL - HANDASSA	
RESIDENT: ALI AL-ADWANI	PROJET: BUREAU DE TRAVAIL
ADRESSE: EL ADWANI	CLIENT: M. ALI AL-ADWANI
DOSSIER: BETON ARME	
LISTE DES PLANS: COFFRAGE PLANCHER NIV: +17,58 & +20,46	
COFFRAGE PLANCHER NIV: +26,22	
COFFRAGE PLANCHER NIV: +29,10	
XABA	
PAR LE BUREAU D'ETUDE ET DE CONSTRUCTION	
DAR EL - HANDASSA	
BUREAU D'ETUDE ET DE CONSTRUCTION	

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents " Abdelmadjid" Et " Saliha" qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

Mes sœurs: Lamia Et Souria

A Tous mes amis et bien sur ma chère binôme « Halima»

Un remercie spécial pour les gents qui m'aide :Nadjet, Sara Et Karim

Surtout monsieur l'ingénieur « Madjdoub Ramzi»pour ses conseils.

A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

A Tous mes collègues de « Master 2 Structure » et tous les étudiants du Master 2 génie civil

A toute la Promotion 2020.

SOUHAYLA



Je dédie ce travail à :

Mes chers parents " Abd elwahab " Et " Rokia " qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

Mes sœurs: Ahlem, lodjien ,Amal ,

Et mes frères :Younes , Hamza, Ibrahim,

Etl'homme de ma vie Abd elmalek

Et

A Tous mes amis et bien sur ma chère binôme «Souheyla»

Un remercie spécial pour les gents qui m'aide : Nadjet, Imane

*N'oublier pas mes amis proches : Zina, Fatima , Ibtissam, Nawara
. Soumia, Mereym, Rima, Moufida, Anisa*

Avec une remercie spécial pour mon amie intime Kawter

Et Sara

*Surtout monsieur l'ingénieur « Madjdoub Remzi » pour ses
conseils.*

A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

A Tous mes collègues de « Master 2 Structure » et tous les étudiants du

A toute la Promotion 2020.

Halima



Remerciement

Nous tenons à remercier Dieu, Avant tous, de nous avoir donné la force et la volonté pour effectuer ce modeste travail.

Nous remercions spécialement notre promoteur :m^{elle} Ben Massouad Sabah pour ses conseils, ses aides, pour son large esprit et l'encouragement le long de la préparation, nous adressons aussi nos remerciements aux enseignants : M^rBouzzira, M^rHmimed, M^rMehidi, M^rNouassra, M^rChaker,M^rDjghadaret tout enseignantsqui nous ont bien aidé durant la formation académique de master en génie civil.

Nous tenons à exprimer nos reconnaissances aux membres de jury, qui ont daigné accepter de juger ce travail.

Nous exprimons également notre gratitude à nos collègues et amis et à tous les personnes qui nous a aidés pendant notre cursus universitaire.

Souheyla et Halima

Chapitre I :

I.1 Introduction :	3
I.2 Description du projet :	3
I.3 Implantation de l'ouvrage :	3
I.4 Caractéristique de l'ouvrage :	3
I.5 Données du site :	4
I.6 La régularité (RPA99/V2003 art 3.5) :	4
I.7 Conception de la structure :	6
I.8 L'infrastructure :	8
I.9 Règlements et normes utilisés :	8
I.10 Indication générale sur les règles de BAEL :	8
I.11 Actions et sollicitations :	11
I.11.1 Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2) :	13
I.12 Les matériaux de construction utilisés :	12
I.12.1 Introduction :	12
I.12.2 Béton :	13
I.12.2.1 Définition :	13
I.12.2.2 Caractéristiques mécaniques du béton :	13
I.12.3 L'Acier :	17
I.12.3.1 Définition :	17
I.12.3.3 La contrainte limite de calcul :	18
I.12.3.4 Protection des armatures :	19
I.13 Conclusion :	20

Chapitre II :

II.1 Introduction :	21
II.2 Pré dimensionnement des Eléments secondaires :	21
II.2.1 Plancher à corps creux :	21
II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles :	24
II.2.3 Plancher à dalle pleine. :	25
II.3 Pré-dimensionnement des balcons :	26
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	27

II.5	Pré dimensionnement de l'acrotère :	29
II.6	Pré-dimensionnement des escaliers :	30
II.6 .1	Type 1 : Escalier à trois vollées	31
II.7	Pré-dimensionnement des poutres :	35
II.7.1	Poutres longitudinales (principales) :	36
II .7.2	Poutres transversales (secondaires)	36
II.7.3	Poutre palière :	37
II.8.	Pré-dimensionnement des poteaux :	39
II.9	Evaluation des charges et surcharges :	41
II.9.1	Les planchers :	41
II.9.2	Les balcons :	43
II.9.3	Les Murs :	44
II.9.4	Les escaliers :	45
II.10	Descente des charges :	47
II.10.1.	La dégression des charges d'exploitation pour le calcul des éléments porteurs :	47
II.10.2	Poteau d'angle ((F-3)):	49
II.10.3.	Poteau de rive ((A-5)):	58
II.10.4.	Poteau Centrale ((D-4)) :	65
II. 11.	Dimensionnement de la section du Poteau :	72
II.11	Conclusion	76

Chapitre III :

III.1	Introduction :	78
III.2	Acrotère :	78
III.2.1	Introduction :	78
III.2.2	Détermination de l'effort due au séisme :	80
III.3	Étude de l'escalier :	87
III.3.1	Introduction :	87
III.3.2	Escalier trois volées :	87
II.4.	Les plancher :	107
III.4.1.	Introduction :	107
III.4.2.	Les plancher à corps creux :	107
III.4.2.1.	Introduction :	107

III.4.2.2. Justification de choix des plancher à corps creux :	108
III.4.2.3. Calcul des poutrelles	108
III.4.2.4 Méthode de calcul :	109
III.4.2.5. Présentation théorique de la méthode forfaitaire :	109
III.4.2.6 Vérification des conditions de la méthode FORFAITAIRE :	112
III.4.2.7 Calcul des armatures à L'E.L.U :	117
III.4.2.8 Calcul des armatures à L'E.L.U :	132
III.4.2.9 Calcul des armatures à L'E.L.U :	142
III.4.2.10 Calcul des armatures à L'E.L.U :	152
III.4.2.11 La dalle de compression :	157
III.4.3 Plancher à dalle pleine :	159
III.5 Etude du balcon :	180
III.5.1 Introduction :	180
III.5.2 Balcon rectangulaire :	180
III.6 Conclusion :	192

Chapitre IV :

IV.1 Introduction :	193
IV. 2 L'objectif de l'étude dynamique :	193
IV.3 Domaine d'application :	194
IV.4 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :	194
IV.4.1 Choix de la méthode de calcul :	197
IV.5 La modélisation de la structure :	198
IV.5.1 L'analyse :	201
IV.5.2 Analyse dynamique :	201
IV.5.3 Analyse modale :	201
IV.6 Détermination de centre des masses par étages :	208
IV.7 Détermination de centre de rigidité par étages :	208
IV.8 Justification de l'interaction portiques voiles :	210
IV.8.1 Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA : L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode statique équivalente.	212
IV.8.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	216
IV.9 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :	218

IV.10 Vérification des déplacements latéraux inters étage :	220
IV.11 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$:	221
IV.12 Justification de la stabilité au renversement :	223
IV.13 Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3)	224
IV.14 Conclusion :	224

Chapitre V :

V.1 Introduction :	225
V.2 Ferrailage des poutres :	225
V.2.1 Combinaisons des charges :	226
VI.2.1.1 Calcul de ferrailage :	226
VI.2.1.2 Ferrailage des poutres secondaire :	227
VI.2.1.3 La vérification du ferrailage :	227
VI.2.1.4 Ferrailage des poutres Principales :	232
V.3 Ferrailage des poteaux :	237
V.3.1 Introduction :	237
V.3.2 Recommandation du RPA 99/version 2003 :	237
V.3.3 Calcule de Ferrailage :	238
V.3.4 Ferrailage des Poteaux :	239
V.3.4.1 Vérification de ferrailage des poteaux :	240
V.3.4.2 Vérification à l'E.L. U :	241
V.3.4.3 Calcul des armatures transversales :	242
V.3.4.4 Vérification de la contrainte à l'E.L.S :	244
V.4 Voiles pleins :	246
V.4.1 Calcul du ferrailage vertical :	248
V.4.2 Etude des sections :	248
V.4.3 Ferrailage des voiles :	251
V.4.3.1 Calcul de ferrailage verticale:	251
V.4.3.2 Espacement des armatures verticales :	251
V.4.3.3 Vérification de la résistance au cisaillement :	257
V.4.3.4 Calcul de ferrailage horizontal :	258
V.4.3.5 Ferrailages des voiles d'ascenseur :	260

Chapitre VI :

VI.1 Introduction	264
VI.2 Différents type de fondations :	264
VI.3 Choix du type de fondations :	264
VI.3.1 Semelle isole :	264
VI.3.2 Semelles filantes :	266
VI.3.3 Radier général :	267
VI.4 Etude du radier :	268
VI.4.1 Pré dimensionnement du radier :	268
VI.5 Le choix final :	269
VI.6 Vérification du poinçonnement :	271
VI.7 Caractéristiques géométriques du radier :	272
VI.8 Vérification de la stabilité du radier :	273
VI.9 Ferrailage du radier :	275
VI.9.1 Dalle de radier :	275
VI.9.2 Etude de débord du radier :	281
VI.9.3 Calcul des nervures :	283



TABLE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1 Diagramme des déformations limites (ELU)	10
Figure I.2 Diagramme contraintes-déformation du béton.....	15
Figure I.3 Diagramme contraintes-déformation de l'acier	18

Chapitre II

Figure II.1 Schéma descriptif d'une dalle à corps creux	22
Figure II.2 Coupe transversale d'un plancher à corps creux	23
Figure II.3 plancher à corps creux.	24
Figure II.4 Schéma d'une poutrelle	24
Figure. II.5 Coupe transversale d'un balcon	26
Figure II. 6 Pré dimensionnement des voiles	27
Figure II7 Coupes de voiles en plan	28
Figure II8 Dimension de l'acrotère	29
Figure II9 10 Composition d'un escalier	30
Figure II.10 Vue en 3D de l'escalier à. Trois volées	31
Figure II.11 Dimensions de l'escalier	31
Figure II.12 Dimensionnement du poteau	39
Figure II.13 Représentation des différents niveaux	47
Figure II.14 poteau d'angle pour RDC et 1 ^{ère} étage.....	49
Figure II.15 poteau d'angle pour RDC et l'étage courant	49
Figure II.16 poteau de rive pour RDC et 1 ^{ère} étage.....	58
Figure II.17 poteau centrale pour RDC et 1	65
Figure II.18 poteau centrale pour l'étage courant	65

Chapitre III

Figure III.1 Dimension de l'acrotère	79
Figure III.2 Coupe transversale et longitudinale.....	79
Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère	87
Figure III.4 Vue en plan de l'escalier à trois volées.	88
Figure III.5 Schéma statique de l'escalier à trois volées de RDC	88

Figure III.6 Distribution des charges sur l'escalier à trois volées de RDC.....	89
Figure III.7 La charge équivalente sur l'escalier à trois volées	89
Figure III.8 schéma statique du 1 ^{er} et 3 ^{eme} volée étage RDC (Type 01)	97
Figure III.9 distribution des charges sur 1 ^{er} et 3 ^{eme} volée étage RDC	97
Figure III.10 charge équivalente sur 1 ^{er} et 3 ^{eme} volée étage RDC	97
Figure III.11 Ferrailage de l'escalier du 1 ^{er} et 3 ^{eme} volée étageRDC (type 01)	98
Figure .III 12 Les différents éléments constituant le plancher à corps creux.	107
Figure III 13 coupe verticale du plancher à corps creux.....	108
Figure III14 Schéma statique Plancher Terrasse (Type01).....	114
Figure .III.15 Schéma descriptif des poutrelles.	117
Figure.III.16 Ferrailage des poutrelles (plancher terrasse)	121
Figure III.17 Schéma statique Plancher 5et7étage courant (Type02).....	126
Figure III.18 Schéma descriptif des poutrelles.	132
Figure III19 Ferrailage des poutrelles (plancher étage courant).....	136
Figure III.20 Schéma statique Plancher 1 ^{er} étage (Type01).....	139
Figure .III.21 Schéma descriptif des poutrelles.	143
Figure.III.22 Ferrailage des poutrelles (plancher 1 ^{er} étage).....	146
Figure III.23 Schéma statique Plancher 2 ;3et4 ^{eme} (Type01).....	149
Figure .III.24 Schéma descriptif des poutrelles.	153
Figure.III.25 Ferrailage des poutrelles (plancher RDC)	157
Figure.III.26 Ferrailage du plancher terrasse à dalle pleine	165
Figure.III.27 Ferrailage du plancher étage courant à dalle pleine	170
Figure.III.28 Ferrailage de2et4 ^{eme} étage à dalle pleine.....	175
Figure.III.29Ferrailage de5,6et7 ^{eme} étage à dalle pleine.....	180
Figure.III.30 Dimensions du Balcon.....	181
Figure III.31 Ferrailage du balcon Type 1	186
Figure III.32 Ferrailage du balcon Type 2	191

Chapitre IV

Figure IV.1 la vue en 3D de la structure	200
Figure IV.2 Disposition des voiles proposés par l'architecte (variante1).....	204
Figure V.3 mode 1 T=0,811 sec	205
Figure V.4 mode 2 T=0,713 sec	206

Figure V.5 mode 3 $T=0,531$ sec	207
Figure IV.6 diagramme de spectre de réponse.....	212
Figure IV.7 Distribution des forces sismique selon la hauteur	218
Figure IV.8 Distribution de l' effort tranchant selon la hauteur	219
Figure IV.9 Déplacements horizontaux selon les deux directions.....	221

Chapitre V

Figure V.1 schéma de la poutre	227
Figure V.2 Ferrailage des poutres secondaires	231
Figure V.3 Ferrailage des poutres principales	236
Figure V-4 Ferrailage des poteaux.....	246
Figure V.5 Section transversale de voile	249
Figure V.6 S P C	250
Figure V.7 S E C	250
Figure V.8 S E T	251
Figure V.9 Vue en plan des voiles existants	252
FigureV-10'ferrailage des voiles	263

Chapitre VI

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	265
Figure VI.2 .Semelle filante.....	266
Figure VI.3 Schéma Statique du radier.....	267
Figure VI.4 dimension du radier	269
Figure VI.5 Schéma du radier par SOCOTEC.....	272
Figure VI-6 ferrailage du radier	281
Figure VI-7 Présentation schématique du débord.....	281
Figure VI.8 schéma de ferrailage débordement.....	282
Figure VI.9 diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel.....	284
Figure VI-10 Ferrailade de nervure sens x-x	289
Figure VI-11 Ferrailade de nervure sens y-y	290

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II-1 charge permanente due au plancher terrasse.....	41
Tableau II-2 Charge permanente due au plancher terrasse en dalle pleine.....	41
Tableau II-3 Charge permanente due au plancher étage courant	42
Tableau II-4 Charge permanente due au plancher étage courant	42
Tableau II-5 Charge permanente due au plancher 1 ^{ère} étage et RDC.....	43
Tableau II-6 Charge permanente due au Balcon terrasse.....	43
Tableau II-7 Charge permanente due au Balcon étage	44
Tableau II-8 Charge permanente due aux Mur extérieurs.....	44
Tableau II- 9 Charge permanente due aux Cloison intérieures à double parois	45
Tableau II-10 Charge permanente due aux Cloison intérieures.....	45
Tableau II-11 Charge permanente due au Palier simple.....	45
Tableau II-12 Charge permanente due au Paillasse à 32.61 °.....	46
Tableau II-13 Descente des charges pour le D'angle ((F-2)).....	58.
Tableau II-16 Descente des charges pour le poteau de rive ((A-5)).....	65
Tableau II-19 Descente des charges pour le poteau central ((D-4)).....	71

CHAPITRE III

Tableau III-1 Evaluation des moments et efforts tranchants.....	80
Tableau III-2 Evaluation des sollicitations.....	81
Tableau III-3 Evaluation des sollicitations après majoration.....	83
Tableau III-4 Les Sollicitations De Calcul.....	90
Tableau III-5 Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	90
Tableau III-6 Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.....	91
Tableau III-7 Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition.....	91
Tableau III-8 Différents coefficient pour le calcul de la flèche.....	94
Tableau III-9 Résultats de calcul fgi et fgv.....	95
Tableau III-10 Résultats de calcul de fpi.....	95
Tableau III-11 Résultats de calcul de fji.....	96
Tableau III-12 Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	99
Tableau III-13 Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.....	99
Tableau III-14 Résultats de calcul de ferrailage des armatures derépartition.....	100

Tableau III.15 Différents coefficient pour le calcul de la flèche.....	103
Tableau III.16 Résultats de calcul fgi et fgv.....	104
Tableau III.17 Résultats de calcul de fpi.....	104
Tableau III.18 Résultats de calcul de fji.....	105
Tableau.III.19 Charges supportées par Les poutrelles.	113
Tableau III.20 LES sollicitations en travées (Type 01).	114
Tableau III.21 LES sollicitations sur appui (Type 01).	115
Tableau III.22 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).	116
Tableau III.23 Calcul des armatures Plancher terrasse.....	118
Tableau.III.24 Charges supportées par Les poutrelles.	123
Tableau III.25 LES sollicitations en travées (Type 01).	124
Tableau III.26 LES sollicitations sur appui (Type 01).	124
Tableau III.27 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).	126
Tableau III.28 LES sollicitations en travées (Type 02).	127
Tableau III.29 LES sollicitations sur appui (Type 02).	127
Tableau III.30 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type02).	128
Tableau III.31 LES sollicitations en travées (Type 03).	129
Tableau III.32 LES sollicitations sur appui (Type 03).	129
Tableau III.33 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).	131
Tableau III.34 Calcul des armatures Plancher RDC	133
Tableau III-35 Chargement du plancher terrasse à dalles pleines.....	139
Tableau III-36 les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	139
Tableau III-37 les sollicitations sur appuis (type01).....	139
Tableau III.38 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).	141
Tableau III.39 Calcul des armatures Plancher 1 ^{ère} étage	143
Tableau.III.40 Charges supportées par Les poutrelles.	149
Tableau III.41 LES sollicitations en travées	149
Tableau III.42 LES sollicitations sur appui (Type 01).....	150

Tableau III.43 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).	151
Tableau III.44 Calcul des armatures Plancher1 ^{ère} étage.	154
Tableau III.45 Chargement du plancher terrasse à dalles pleines.	160
Tableau III.46 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.	161
Tableau III.47 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.	161
Tableau III.48 Ferrailage de panneau terrasse à l'ELU.	162
Tableau III.49 Vérification des contraintes à l'ELS.	164
Tableau III.50 Chargement du plancher étage courant à dalle pleine.	165
Tableau III.51 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.	165
Tableau II.52 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.	165
Tableau III.53 Ferrailage de panneau étage courant a l'ELU.	167
Tableau III.54 Vérification des contraintes à l'ELS.	169
Tableau III.55 ferrailage à l'ELS.	170
Tableau III.56 Chargement des plancher 1 ^{er} étage et RDC à dalle pleine.	170
Tableau III.57 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.	171
Tableau III.58 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.	171
Tableau III.59 Ferrailage de panneau terrasse l'ELU.	172
Tableau III.60 Vérification des contraintes à l'ELS.	174
Tableau III.61 Chargement des plancher 5 ;6et7 ^{ème} étage à dalle pleine.	175
Tableau III.62 Résultats des sollicitations à l,ELUet L'ELS.	175
Tableau III.63 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.	176
Tableau III.64 Ferrailage de panneau terrasse à l'ELU.	177

Tableau III.65 Vérification des contraintes à l'ELS.....	179
Tableau.III.66 Résultats des efforts à ELU.....	181
Tableau.III.67. Résultats des efforts à ELS.....	182
Tableau III-68 Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon type1.....	184
Tableau III.69 Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type 1.....	185
Tableau III.70 Résultats des efforts à ELU.....	187
Tableau III.71 Résultats des efforts à ELS.....	188
Tableau III.72 Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon type 2.....	189
Tableau III.73 Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type 2.....	190
Tableau III.74 ferrailage à l'ELS du balcon Type 2.....	191

CHAPITRE IV

Tableau IV-1 Période fondamentale de la structure.....	203.
Tableau IV-2 Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique (variante1).....	205
Tableau IV-3 Centre de masse et de rigidité de chaque étage.....	210
Tableau IV-4 pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.....	210
Tableau IV-5 pourcentage de l'effort tranchant repris par les portiques.....	211
Tableau IV6 Période fondamentale statique de la structure.....	213
Tableau IV-7 La valeur de facteur de qualité.....	214
Tableau IV-8 Valeur de F_x et F_y	215
Tableau IV-9 Vérification des résultats.....	216
Tableau IV-10 Distribution des forces suivant X.....	217
Tableau IV-11 Distribution des forces suivant Y.....	217
Tableau IV-12 Distribution de l'effort tranchant suivant X.....	218
Tableau IV-13 Distribution de l'effort tranchant suivant Y.....	219
Tableau IV-14 Vérification des déplacements.....	222
Tableau IV-15 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X.....	222

Tableau IV-16 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y	223
Tableau IV-17 Vérification de la stabilité au renversement.....	223
Tableau IV-18 Vérification de L'effort normal réduit.....	224

CHAPITRE V

Tableau V-1 Calcul du ferrailage des poutres secondaires	227
Tableau V-2. Calcul du ferrailage des poutres Principales.....	232
Tableau V-3 Les sollicitations dans les différents poteaux.....	239
Tableau V-4 Résultats de ferrailage des poteaux.....	240
Tableau V-5 Résultats de vérification de ferrailage des poteaux.....	240
Tableau V-6 Vérification selon BAEL.....	241
Tableau V-7 Vérification selon RPA.....	242
Tableau V-8 Les armatures transversales des poteaux.....	244
Tableau V-9 Longueur de recouvrement.....	244
Tableau V-10 Vérification des contraintes à l'ELS.....	245
Tableau V-11 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal.....	255
Tableau V-12 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal.....	256
Tableau V-13 Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.....	257
Tableau V-14 Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.....	257
Tableau V-15 ferrailage horizontal des voiles sens X-X.....	259
Tableau V-16 ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.....	259
Tableau V-17 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal.....	260
Tableau V-18 Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.....	261
Tableau V-19 ferrailage horizontal des voiles d'ascenseur.....	261

CHAPITRE VI

Tableau VI-1 Surfaces revenantes aux semelles isolées	266
Tableau VI-2 Surfaces revenantes aux semelles filantes (voiles).....	266
Tableau VI-3 Vérification de la stabilité du radier.....	274
Tableau VI-4 Vérifications de soulèvement.....	275
Tableau VI-5 Vérification de la compression.....	275
Tableau VI-6 Moments due au radier à L'ELU.....	276

Tableau VI-7 Moments due au radier à L'ELS.....	276
Tableau VI-8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	278
Tableau VI-9 Vérification des contraintes à l'ELS.....	279
Tableau VI-10 calcule le ferrailage à ELS.....	280
Tableau VI-11 ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.....	285
Tableau VI-12 Vérification les constraints à l'ELS.....	286
Tableau VI-13 ferrailage des nervures de radier à l'ELS.....	287

NOTATION

A, A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton
D : Diamètre, rigidité
E : Module d'élasticité longitudinal, séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal béton.
E_i : Module de déformation instantanée (**E_{vj}** : Pour a l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
E_v : Module de déformation différé
E_{vj} : pour chargement applique à l'âge de j jours).
F : force ou action générale.
G : charge permanente.
Q : surcharge d'exploitation.
I : moment d'inertie.
L : longueur ou portée.
M : moment de flexion le plus souvent.
M_u : Moment a' l'état limite ultime.
M_{ser} : Moment de calcul a' l'état limite de service.
N : effort normal.
Q : action ou charge variable.
S : section
T, V : effort tranchant.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours
f_{c28} et **f_{t28}** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.
d : Hauteur utile.

h_t : hauteur totale du plancher.
h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
L_x : Longueur maximale entre axes
A' : section d'armature comprimées
A : section d'armature tendue
e : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.
S : espacement des armatures en général.
S_t : Espacement des armatures transversales.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

NOMENCLATURES GRECQUES :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
α : Angle en général, coefficient
ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.
ε_s : Déformation de l'acier.
η : Coefficient de fissuration relative a une armature.
θ : Coefficient sans dimension.
λ : Élanement.
ν : Coefficient de poisson.
ρ : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ : Contrainte normale général.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.
τ_{u adm} : Contrainte tangentielle admissible.



INTRODUCTION GENERALE



Introduction générale

Introduction :

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+8+sous sol) à usage multiple (d'habitation,). Implanté à wilaya de **jijel** (zone IIa). Le bâtiment est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Notre projet consiste à faire une étude complète d'un bâtiment toute en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (**RPA99/2003, BAEL et CBA93**) et les documents techniques (**D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2**).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres :

- 1. Le Premier chapitre :** consiste à caractéristique de la structure ainsi que celles des matériaux utilisées (béton et acier).
- 2. Le deuxième chapitre :** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers et les escaliers, balcons, dalle pleine, l'acrotère).



3. **Le troisième chapitre** : calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers, les balcons, les dalles pleines) en tenant compte des sollicitations aux quelle ils doivent répondre.
4. **Le quatrième chapitre** : l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul par l'Etabs version **9.7.0**.
5. **Le cinquième chapitre** : calcul des ferrailages des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) à partir des résultats obtenus dans le chapitre tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**.
6. **Sixième chapitre** : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

C HAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE
ET CARACTERISTIQUE DES
MATERIAUX



Présentation de l'ouvrage et caractéristique

Des matériaux

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2 Description du projet :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+8 étages + sous sol, Cet ouvrage est à usage multiple .

Il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « **RPA99 /version 2003** », dans le **groupe 2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans wilaya de Jijel, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

I.3 Implantation de l'ouvrage :

Le projet est implanté sur un site situé sur un axe urbain important dans la ville de AOUANA(AOUED KISSIR)wilaya de Jijel

I.4 Caractéristique de l'ouvrage :

- ✓ La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : **29,1m.**
- ✓ La hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère : **29,7m.**
- ✓ La hauteur de RDC : **2,88 m.**
- ✓ La hauteur des étages : **2,88 m.**
- ✓ La hauteur de sous sol : **3,18m.**
- ✓ La hauteur de l'acrotère : **0,60 m.**
- ✓ La longueur en plan : **26,05 m.**



✓ La largeur en plan : **31,4 m.**

I.5 Données du site :

Le bât

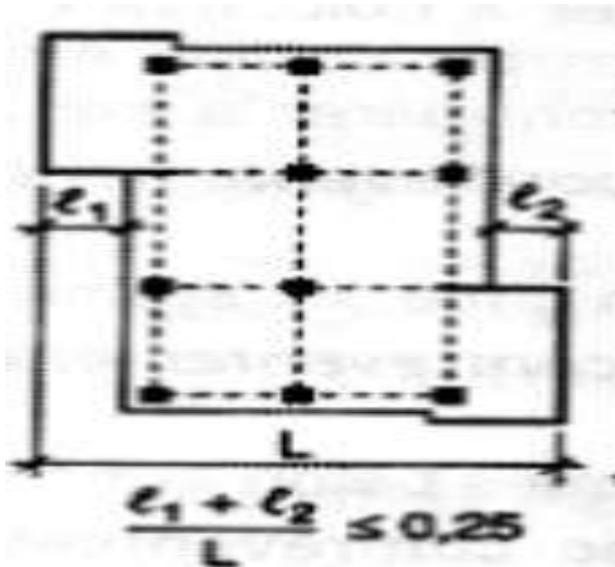
iment est implanté dans une zone classée par **le RPA 99** version **2003** comme

- zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**
- Le site est considéré comme un site **meuble S3**.
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5$ bars.

II.6 La régularité (RPA99/V2003 art 3.5) :

Chaque bâtiment doit être classé selon la configuration en plan et en élévation régulier ou non, selon les critères suivant :

a) En plan :

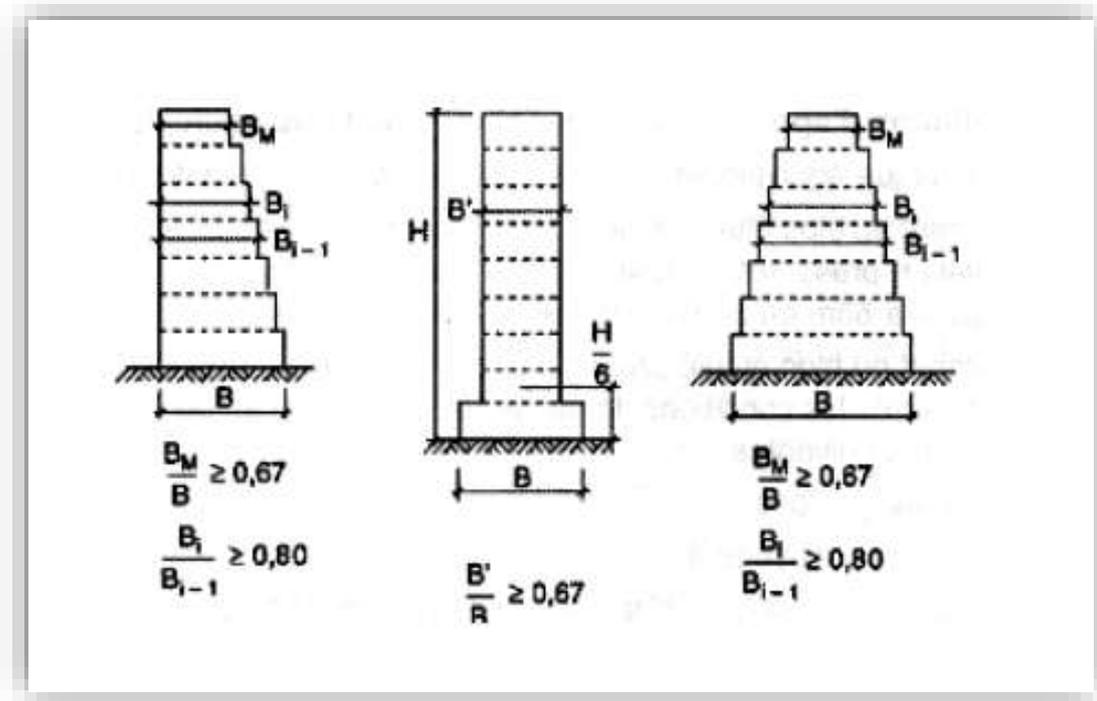


$$\frac{l1 + l2}{L} = 29.2 / 31.40 = 0.93 \geq 0.25 \dots \dots \text{CNV}$$

Donc le bâtiment n'est pas régulier en plan .



b) En élévation :



- Donc la structure est classée comme une structure irrégulière en plan



I.7 Conception de la structure :

a. L'ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des **RPA99** Version **2003**, d'après les conditions de l'article (**3.4.A**) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les

Quatorze mètre. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ✚ Les voiles de contreventement doivent reprendre au **plus 20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✚ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au **moins 25%** de l'effort tranchant d'étage. Conception de la structure

b. Les planchers :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le Rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments Porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles).

On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur, et paliers d'escalier).

c. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, Seront réalisés en béton armé coulé sur place.

On a 1 type d'escaliers :

- escalier avec 3 volée

d. La maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en brique creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :



- **Murs extérieurs** : ils sont constitués en deux rangées :
 - Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Mur intérieures (cloison de répartition)** : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur

e. La cage d'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers a travers les Délérents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

f. La terrasse :

. Dans notre projet la terrasse est inaccessible

g. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

h. Isolation :

L'isolation acoustique au niveau des murs extérieurs est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation, à noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

i. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

j. Les balcons :

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.



I.8 L'infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements.

I.9 Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- **RPA99** version **2003**.
- **CBA93** (Code du béton armé).
- **DTR B.C.2.2** (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- **D.T.R C2-4.7** (règlement neige et vent « **R.N.V.1999** »).
- **BAEL91 modifié 99**.

I.10 Indication générale sur les règles de BAEL :

a. Définition de l'état limite :

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux

Fonctions pour lesquelles il est conçu

Les états limites sont classés en deux catégories :

1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

1. a Hypothèses de calcul à l'ELU :



Ces hypothèses sont au nombre de six :

1. Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
2. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et béton en raison de l'adhérence.
3. La résistance de traction de béton est négligée.
4. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{En flexion} & \rightarrow \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \\ \text{En compression simple} & \rightarrow \epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

5. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de gravité, est limité à **10‰**.
6. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle des trois pivots).

1. b Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (figure I.2).

On distingue trois domaines :

1. Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
2. Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
3. Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles



semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

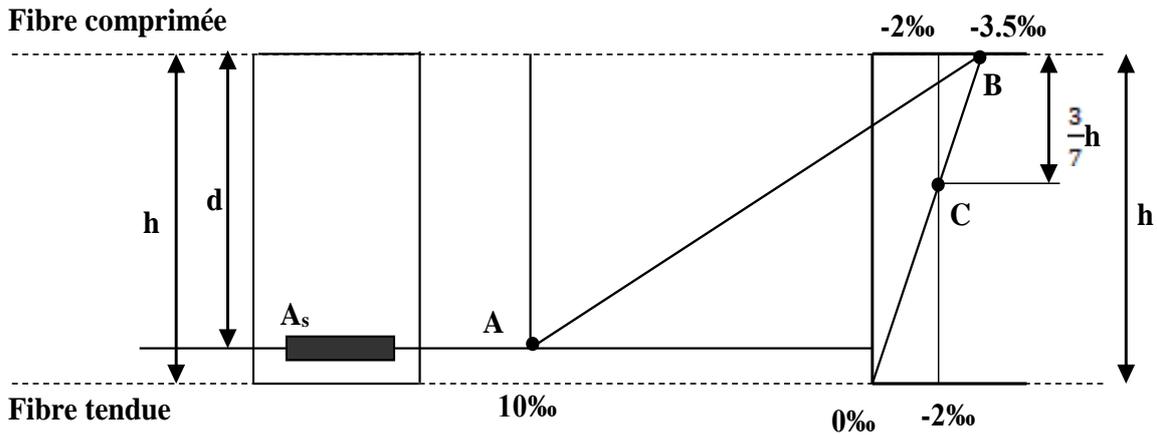


Figure I.1 Diagramme des déformations limites (ELU)

2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

2. a Hypothèses de calcul à l'ELS :

3. Les sections planes restent planes après déformation.
4. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
5. Le béton tendu est négligé dans le calcul.
6. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
7. Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\eta : \text{Coefficient d'équivalence})$$

**I.11 Actions et sollicitations :****a. Définitions des actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques, etc....

On distingue :

▪ Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par Exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée Des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

▪ Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dan le temps, Elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les Charges climatiques et les effets dus à la température.

▪ Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, incendies, Chocs,...etc.

b. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

- **G** : ensemble des actions permanentes.
- **Q**: actions variables.
- **E**: Valeur de l'action accidentelle.
- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

$$1,35 * G + 1,5 * Q$$



- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

$$G + Q$$

- **Sollicitations accidentelles :**

$$G + Q \pm E$$

I.11.1 Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

a. Situation accidentelle :

- $G + Q \pm E$
 - $G + Q \pm 1,2 * E \rightarrow$ Uniquement pour les poteaux.
 - $0,8 * G \pm E$
- **Situation durable :**

ELU :

- $1,35 * G + 1,5 * Q$

ELS :

- $G + Q$

I.12 Les matériaux de construction utilisés :

I.12.1 Introduction :

Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que :

Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent, généralement sur le critère de résistance mécanique. Cette dernière et e revanche décisive pour les constructions de grandes dimensions.

**I.12.2 Béton :****I.12.2.1 Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (**BAEL**),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux.

I.12.2.2 Caractéristiques mécaniques du béton :**a. Résistance à la compression f_{cj} :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à 'j'jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes **16cm × 32cm**.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise

Notée **f_{c28}** .

D'après l'article **A.2.1.11** du **BAEL91**, pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à 'j'jours, par les formules suivantes :

- Pour : **$J < 28$**

Pour des résistances **$f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$** : $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83*j} * f_{c28}$

Pour des résistances **$f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$** : $f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95*j} * f_{c28}$

- Pour : **$J > 28$** : $f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : **$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$** .

**b. Résistance à la traction f_{tj} :**

D'après **CBA93** Art A.1.2.1.2 la résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj}$ Avec : $f_{cj} < 60\text{Mpa}$.

Pour notre cas : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj} = 2,1 \text{ Mpa}$.

c. Contrainte limite ultime du béton à la compression :

D'après **BAEL91** Art A.4.3.4 on a:

- $f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$.

Avec :

- $\gamma_b = 1,5$: Pour les situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1,15$: Pour les situations accidentelles.
- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24\text{h}$.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre **1h et 24h**.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1\text{h}$.

Le coefficient réducteur **0,85** : Coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.

d. Contrainte limite de service :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15\text{Mpa}$. **CBA93** (Article A.4.5.2).

e. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

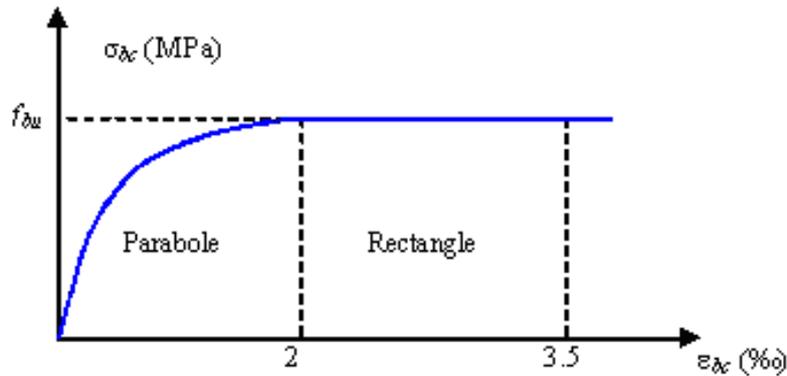


Figure I.2 Diagramme contraintes-déformation du béton

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- **2‰** : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- **3,5‰** : en flexion simple ou composée.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2‰ \rightarrow f_{bc} = 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}).$$

Pour :

$$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰ \rightarrow f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}.$$

f. Module de déformation longitudinale du béton :

D'après **CBA93** (Article A.2.1.2.1 et A.2.1.2.2), Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}.$$



Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$,
 $E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$.

Pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$. On a : $E_{i28} = 32164, 20\text{Mpa}$.et : $E_{v28} = 10818, 86\text{Mpa}$.

g. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par : $G = \frac{E}{2*(1+\nu)}$

h. Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$$

D'après **CBA93** Article A.2.1.3, le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$ (ELS)
- $\nu = 0$ (ELU)

i. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \tau_{adm}$, d'après l'article **A.5.2.11** de **BAEL91** on a :

- $\tau_{adm} = \min\left(0,20 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$, cas normal (fissuration peu nuisible).
- $\tau_{adm} = \min\left(0,15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$, cas où la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.



I.12.3 L'Acier :

I.12.3.1 Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, 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.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **$E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$** .

I.12.3.2 Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

a. Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances **FeE215** et **FeE235**

- **$f_e = 215\ \text{Mpa}$** (Contrainte à la limite élastique).
- **$f_u = 330\text{à}490\ \text{Mpa}$** (Contrainte à la limite de rupture).
- **$f_e = 235\ \text{Mpa}$** .
- **$f_u = 410\text{à}490\ \text{Mpa}$** .

b. Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier **FeE400** et **FeE500** les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des **FeE400** de **type 1** caractérisés par :

- Limite élastique : **$f_e = 400\ \text{Mpa}$** .
- Contrainte admissible : **$\sigma_s = 348\ \text{Mpa}$** .
- Coefficient de fissuration : **$\eta = 1.6$** .
- Coefficient de sécurité : **$\gamma_s = 1.15$** .

Module d'élasticité : **$E_s = 2 * 10^5\ \text{Mpa}$** .



c. Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- **TL50**($\phi > 6\text{ mm}$), $f_e = 500\text{ Mpa}$.
- **TL50**($\phi \leq 6\text{ mm}$), $f_e = 520\text{ Mpa}$.

I.12.3.3 La contrainte limite de calcul :

a. Contrainte limite ultime :

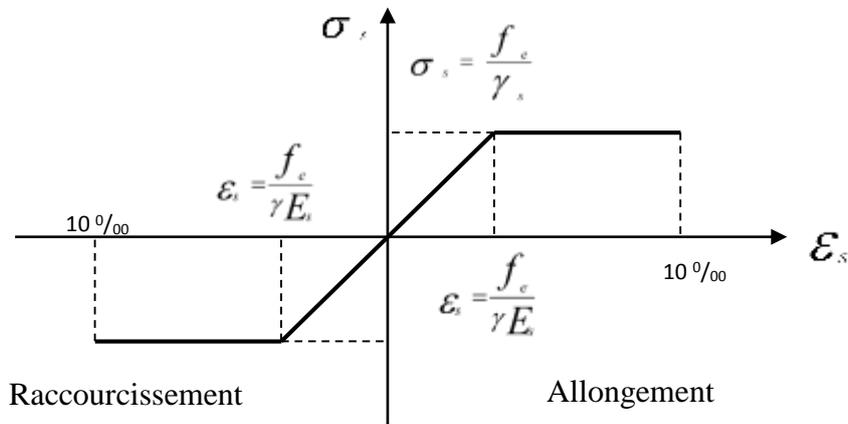


Figure I.3 Diagramme contraintes-déformation de l'acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

D'où :

- $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$.

Avec :

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

- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle (choc et séisme).



$\gamma_s = 1,15$ Situation durable ou transitoire.

b. Contrainte limite de service :

D'après **BAEL91** (Article A.4.5.3.2), on trouve que :

Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

- Cas où la fissuration est peu nuisible : $\overline{\sigma}_s = f_e$.
- Cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (\text{Mpa})$$

Avec :

- f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.
- Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} * f_e ; 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (\text{Mpa})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta = 1$: Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta = 1,6$: Pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6\text{mm}$.
- $\eta = 1,3$: Pour les hautes adhérences $\emptyset < 6\text{mm}$.

I.12.3.4 Protection des armatures :

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

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

**I.13 Conclusion :**

Ce chapitre à concerné une vue global sur notre projet, les différents règlements à utiliser, Ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

C HAPITRE II



P RÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES



Pré-dimensionnement et Descente des charges

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA99 version 2003** », et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 Pré dimensionnement des Eléments secondaires :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure (planchers, balcons, poutrelles, escaliers, cloisons).

II.2.1 Plancher à corps creux :

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

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

Il est constitué de :

- ✓ **Corps creux** : dont le rôle est le coffrage, isolation phonique et sonore, aucune fonction de résistance.
- ✓ **Poutrelles** : ce sont les éléments résistants du plancher. Elles servent à répartir les charges sur les poutres principales.



- ✓ **Dalle de compression** : c'est une dalle en béton armé. Sa hauteur varie de 4 à 6cm. Elle sert à répartir uniformément les charges et les surcharges sur les poutrelles.
- ✓ **Treillis soudé** : il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction

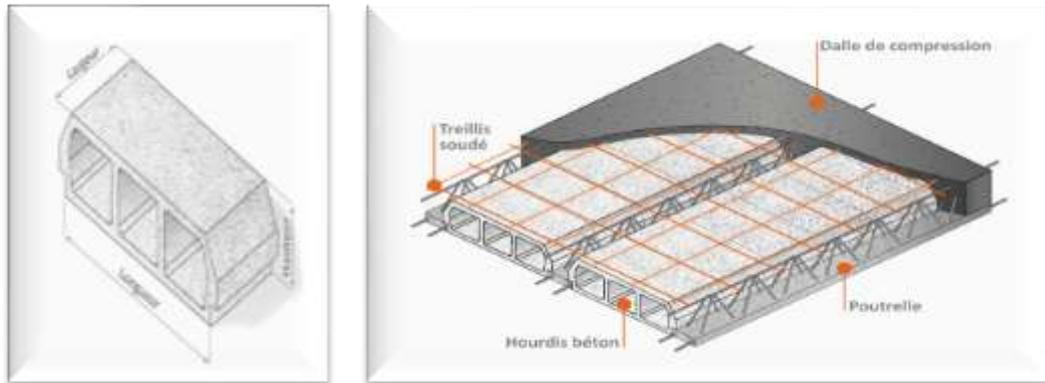


Figure. II.1 Schéma descriptif d'une dalle à corps creux

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation du **CBA 93**

Suivant :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{1}{22,5} \end{array} \right\}$$

Avec :

- M_t : le moment en travée : **$M_t \geq 0.75 M_0$** .
- M_0 : le moment isostatique correspondant.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale.

Avec :

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de **8 à 12 cm**.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

- h_t : hauteur total du plancher.

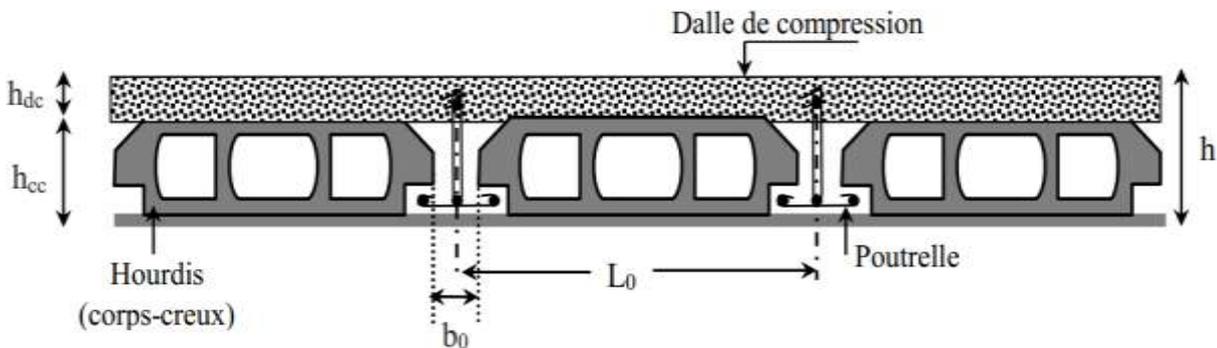


Figure II.2 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{1}{22,5} \end{array} \right\}$$

Avec :

- L_x : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus.

On a : $L_x = 5.4 \text{ m}$.

- M_t : le moment en travée : $M_t \geq 0.75 M_0$.
- M_0 : le moment isostatique correspondant.

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times \frac{0,75 M_0}{M_0} ; \frac{1}{22,5} \right\} L_x$$

$$h_t \geq \max \left\{ (1/15) \cdot 0.75 ; 1/22.5 \cdot 540 \right\}$$

$$h_t \geq \max \left\{ 21.25 ; 24 \right\}$$

On a trouvé que $h_t = 25 \text{ cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+5) = 25 \text{ cm}$.



Avec :

- $h = 20 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.
- $h_0 = 5 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

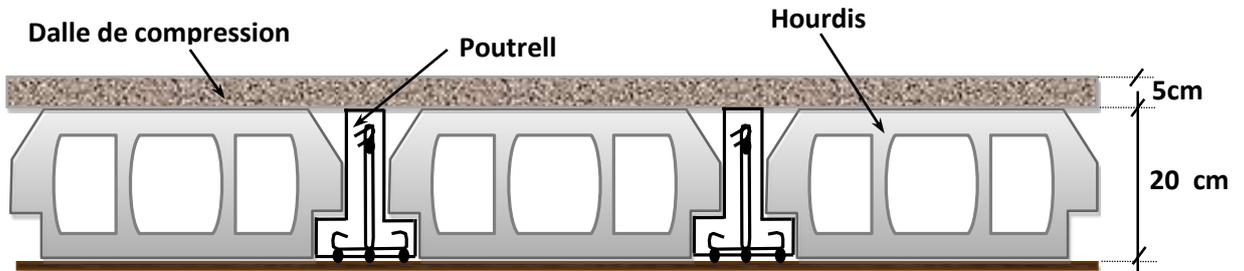


Figure II.3 plancher à corps creux.

II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de

Caractéristique géométrique suivant :

- **b** : largeur de la table de compression
- **b₀** : largeur de la nervure
- **h₀** : épaisseur de la dalle de compression.
- **ht** : hauteur totale de la poutrelle.

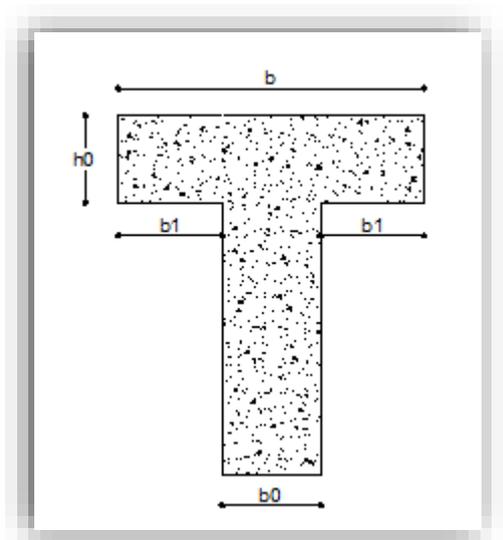


Figure II.4 Schéma d'une poutrelle

La valeur de **b₀** dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t \Rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20 \text{ cm})$$

On prend : **b₀ = 10 cm**

Leur dimension déterminée comme suite :



$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left[\frac{L_{\max}}{10}; \frac{L_{\text{hourdis}}}{2} \right]$$

Avec :

- L_x : distance entre deux nervures successives.
- L_y : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

Donc :

- $b_1 = \min \left[\frac{510}{10}; \frac{55}{2} \right]$
- $b_1 = \min[51 ; 27.5]$
- **$b_1 = 27.5 \text{ cm}$.**
- $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

D'ou la valeur de la table de compression est prise égale à : **$b = 65 \text{ cm}$** .

II.2.3 Plancher à dalle pleine.

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

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poutres, murs ou voiles.

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Résistance à la flexion :**

- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$



- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{lx}{50} < e < \frac{lx}{40}$

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

➤ **Résistance au feu :**

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

$$\frac{lx}{50} < e < \frac{lx}{40} \leftrightarrow \frac{540}{50} < e < \frac{540}{40} \leftrightarrow \mathbf{10.8 < e < 13.5}$$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : **e=16 cm**.

II.3 Pré-dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

- **Condition de la flèche :**

C'est un balcon rectangulaire.

- $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$

Avec :

L : est la largeur du plus grand balcon **L = 1.50 m**.

On obtient :

- $\frac{150}{15} \leq e \leq \frac{150}{20} + 7 \Rightarrow \mathbf{10 \leq e \leq 14.5cm}$.

Donc : on prend une épaisseur **e =15 cm**



Figure. II.5 Coupe transversale d'un balcon



II.4 Pré dimensionnement des voiles :

D'après le **RPA 99v2003, article 7.7**, Les voiles de contreventement sont des murs en béton armé, qui ont comme rôle primordiale d'assurer la stabilité de la structure vis-à-vis des actions horizontales ; essentiellement le vent et le séisme.

Il est considéré comme voile, l'élément satisfaisant la condition : $l \geq 4a$ si non ce n'est qu'un élément linéaire. et ce comme schématisé ci-dessous :

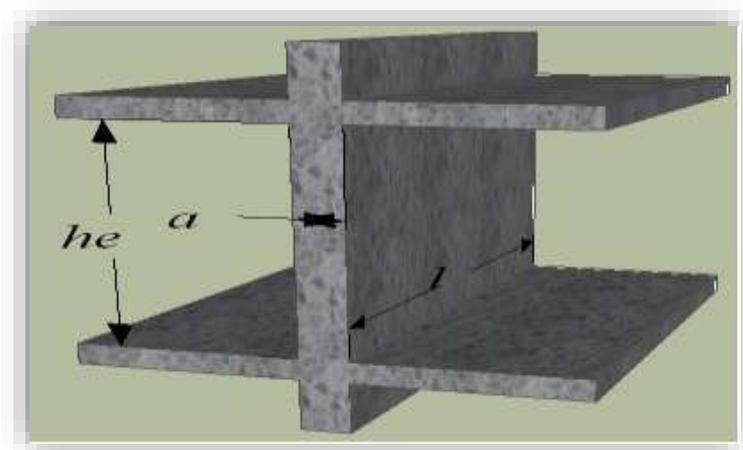


Figure II. 6 Pré dimensionnement des voiles

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement en question exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur a doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure ci-dessous :

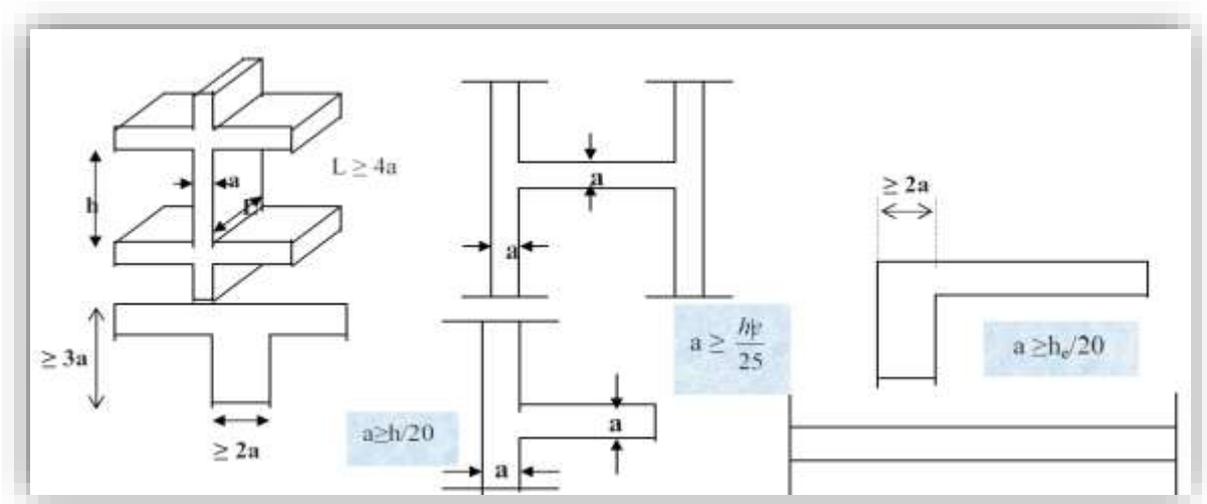


Figure II. 7 Coupes de voiles en plan

a. Type I :

On a la plus grande hauteur libre d'étage $h_e = 2.88 \text{ m}$.

Donc :

- $a \geq \max \left[\frac{h_e}{25} ; 15 \text{ cm} \right]$.
- $a \geq \max \left[\frac{288}{25} ; 15 \text{ cm} \right]$.

On obtient :

- $a \geq \max [11.52 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$.

Soit : $a = 20 \text{ cm}$.

b. Type II :

On a la plus grande hauteur libre d'étage $h_e = 2.88 \text{ m}$

Donc

- $a \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$.
- $a \geq \max \left[\frac{288}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$.
- $a \geq \max [14.4 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 17 \text{ cm}$.

Soit : $a = 20 \text{ cm}$.



- Vérification selon le **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

h_e : hauteur libre entre deux étages.

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile

- Vérification de la condition : **L > 4a** :

Dans notre projet la plus petit longueur du voile est : **L_{min} = 210 cm**

- **L_{min} = 201 cm > 4 a = 80 cm (Vérifié).**

II.5 Pré dimensionnement de l'acrotère :

Un mur acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situer en périphérie de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, et il forme une paroi contre toute chute. L'acrotère du présent projet, s'aperçoit avec les dimensions définies sur la figure suivante:

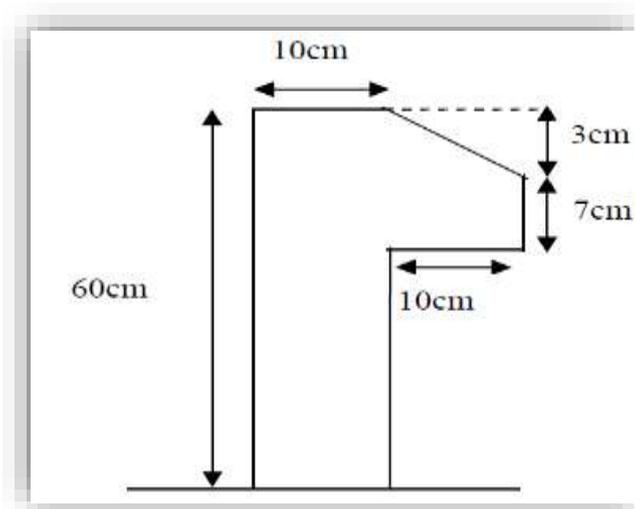


Figure. II.8 Dimension de l'acrotère

**II.6 Pré-dimensionnement des escaliers :****a. Définition :**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'une construction, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

b. Composition d'un escalier :

- **La montée** : ou la hauteur d'escalier (H)
- **Le giron** : la largeur de marche (g).
- **L'embranchement** : la largeur de la volée (b).
- **La contre marche** : la partie verticale d'une marche (h).
- **La paillasse** : plafond qui monte sous marches.
- **Le palier** : la partie horizontale.
- **La volée** : suite ininterrompues des marches.

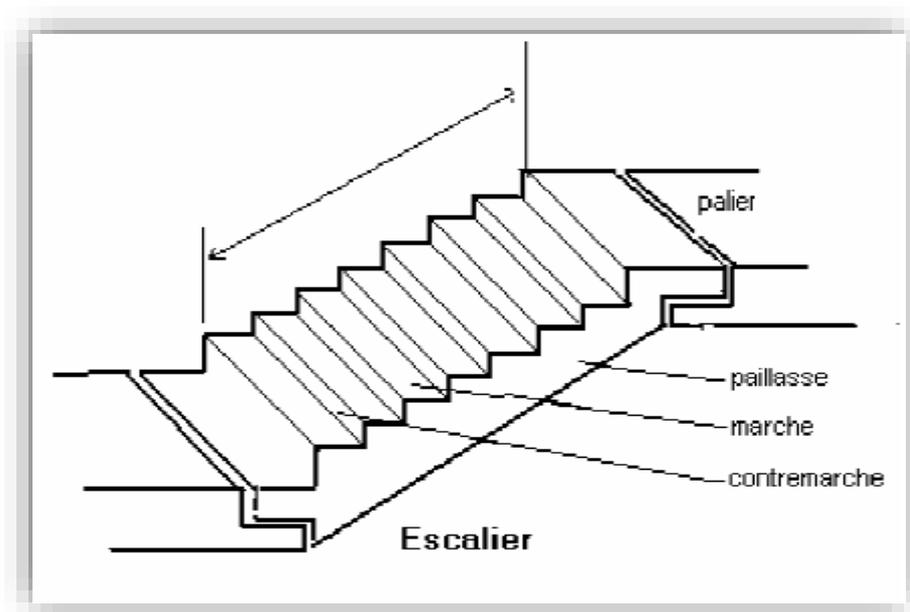


Figure II.9 Composition d'un escalier

On distingue dans notre projet 1 type d'escalier :



II.6 .1Type 1 : Escalier à trois volées :

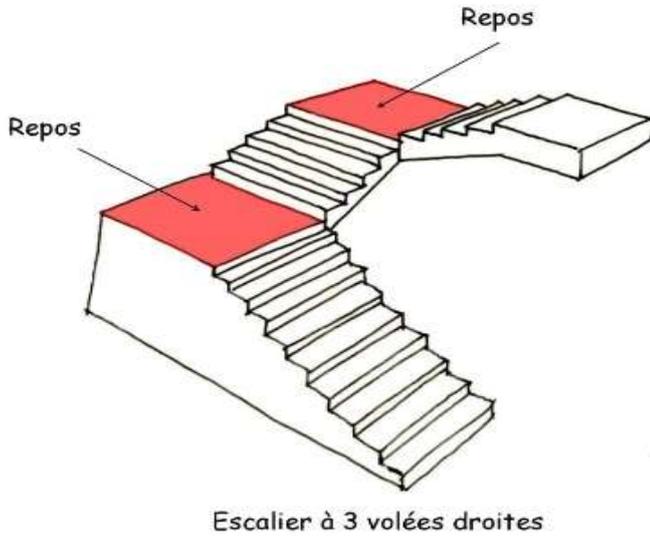


Figure II.10 Vue en 3D de l'escalier à trois volées

Pour les dimensions des marches « **g** », et des contre marches « **h** » on utilise généralement la formule de « **blondel** » : **60cm < m < 65cm.**

Avec :

- $m = g + 2 \times h$
 $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$
 $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}.$

Vérification de la formule de Blondel : $60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$

On a :

- $m = g + 2 * h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm}.$

Donc :

- $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C. V}$

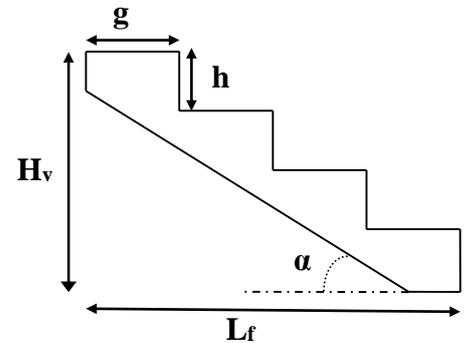


Figure II.11 Dimensions de l'escalier



On prend :
$$\left\{ \begin{array}{l} g = 30 \text{ cm.} \\ h = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Pour la hauteur d'étage (RDC et étage courant) est **2,88 m**, on a **03 volées**, la hauteur de la 1^{ère} et la 2^{ème} volée est de **0,96 m**.

➤ **La première volée et La deuxième volée :**

Nombre des contre marches :

Hauteur de volée 1 et 3 : $H_v = 0.96 \text{ m}$.

- $N_{cm} = \frac{0.96}{17} = 6$ contre marches

Nombre des marches

- $N_m = N_{cm} - 1 = 6 - 1 = 5$ marches.

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 5 = 1.5 \text{ m}$

L'inclinaison

- $Tg \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{0.96}{1.5} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.61^\circ$.

La longueur de la paillasse ($L_{paillasse}$) :

- $L_{paillasse} = \frac{0.96}{\sin \alpha} = 1.77 \text{ m}$.

Epaisseur de la paillasse :

$$L = L_{palier} + L_{paillasse} = 1.77 + 1 = 3.4 \text{ m}$$

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$

Donc :

- $11.33 \text{ cm} \leq e \leq 17 \text{ cm}$



Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 16 cm**

Pour la hauteur de **RDC (h_e =2.88m)**, la hauteur du **1^{er} volée** et la **2^{eme} volée** est de **0.96m**

➤ **1^{er} et la 3^{eme} volée :**

Nombre des contre marches :

Hauteur de volée 1 et 3 : $H_v = 0.96$ m.

- $N_{cm} = \frac{0.96}{17} = 6$ contre marches.

Nombre des marches :

- $N_m = N_{cm} - 1 = 6 - 1 = 5$ marches.

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 5 = 1.5$ m

L'inclinaison :

- $Tg\alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{0.96}{1.5} = 0.64$

$$\Rightarrow \alpha = 31.61^\circ$$

La longueur de la paillasse ($L_{paillasse}$) :

- $L_{paillasse} = \frac{0.96}{\sin \alpha} = 1.77$ m.

Epaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$ avec : $L = L_{palier} + L_{paillasse} + L_{palier} = 0 + 1.5 + 0.95 = 3.40$ m
- $11.33 \text{ cm} \leq e \leq 17 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e = 16 cm.**



➤ **La deuxième volée :**

Nombre des contre marches :

Hauter de volée 2 : $H_v = 0.96$ m.

- $N_{cm} = \frac{0.96}{17} = 6$ contre marches

Nombre des marches :

- $N_m = N_{cm} - 1 = 6 - 1 = 5$ marches.

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 5 = 1.5$ m

L'inclinaison :

- $Tg\alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{0.96}{1.5} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.61^\circ$.

La longueur de la paillasse ($L_{paillasse}$) :

- $L_{paillasse} = \frac{0.96}{\sin \alpha} = 1.77$ m.

Epaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$ avec : $L = L_{palier} + L_{paillasse} + L_{palier} = 1.75 + 0.9 + 1.75 = 4.4$ m

Donc :

- $8.67 \text{ cm} \leq e \leq 13 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **$e = 16 \text{ cm}$** .

II.7 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (version 2003)**.

➤ D'après le **BAEL91** :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h \end{cases}$$

➤ D'après le **RPA99 version 2003** :

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

Avec :

- **L** : portée maximale de la poutre.
- **h** : Hauteur de la section.
- **b** : Largeur de la section.

**II.7.1 Poutres longitudinales (principales) :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

Nous avons : **L = 5.45cm**

$$\square \quad L/15 \leq ht \leq L/10 \Rightarrow 36.33 \text{ cm} \leq ht \leq 54.5 \text{ cm}$$

On prend **h = 50 cm**.

$$\square \quad 0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm}$$

On prend **b = 30cm**.

.Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003**

(Zone II) suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 2 < 4$ CV.

Soit : **b * h = (30*50) cm²**.

II .7.2 Poutres transversales (secondaires)

Nous avons : **L = 5.40 cm**

$$\square \quad L/15 \leq ht \leq L/10 \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq ht \leq 54 \text{ cm}$$

On prend **h = 45cm**.

$$\square \quad 0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 22.5 \text{ cm}$$

On prend **b = 30 cm**.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003**

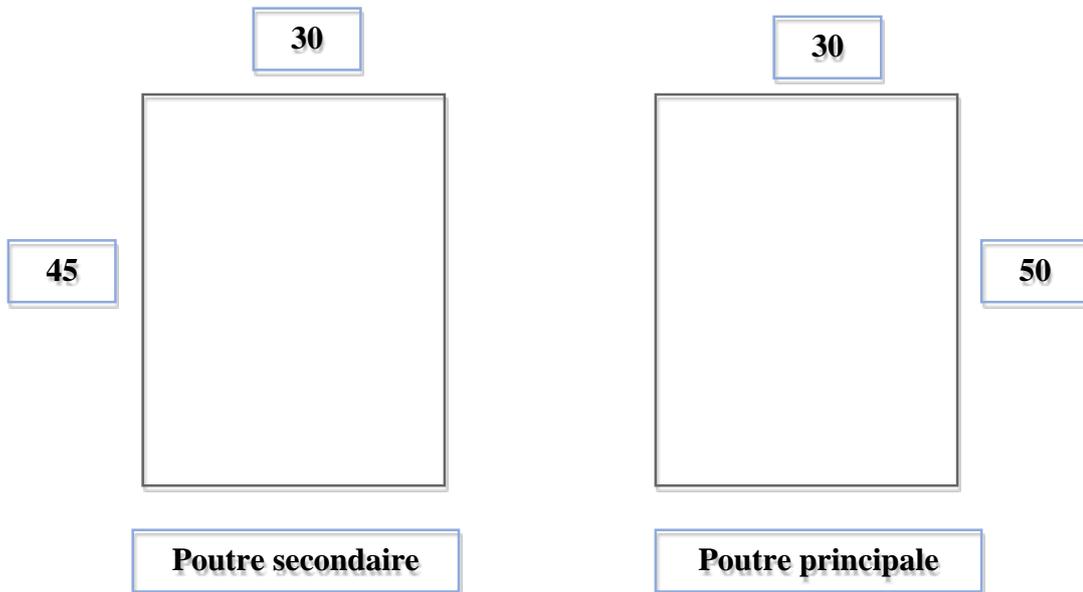
(zone II) suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4$ CV.

Soit : **b * h = (30* 40) cm**



Donc :



II.7.3 Poutre palière :

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

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

➤ Selon le **BAEL91** :

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \frac{466}{15} \leq h \leq \frac{466}{10} \end{array} \right.$$

- $30.06 \leq h \leq 46.5 \Rightarrow$ On prend : $h = 35$ cm.



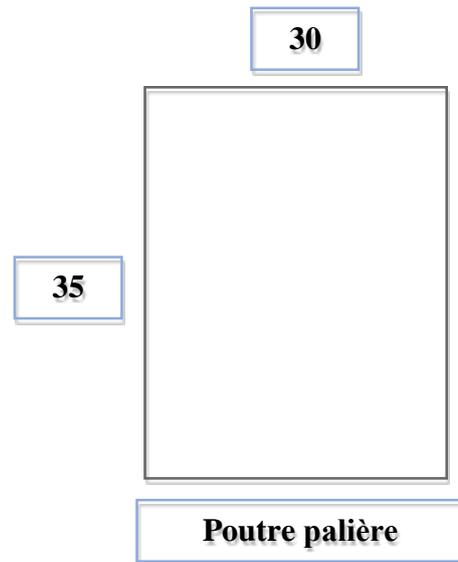
La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 * h \leq b \leq 0,5 * h. \\ \mathbf{9 \leq b \leq 15.} \end{array} \right.$$

On prend : $\mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$

➤ Selon le RPA99/ version 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 < 4$ CV.



Donc on choisit une section de la poutre

Palière $(\mathbf{b * h}) = (\mathbf{30 * 35}) \text{ cm}^2$.



II.8.Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations.

Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

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

- D'après **RPA99/version 2003** :

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire la condition suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b , h) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min} (b , h) \geq h_e / 20 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

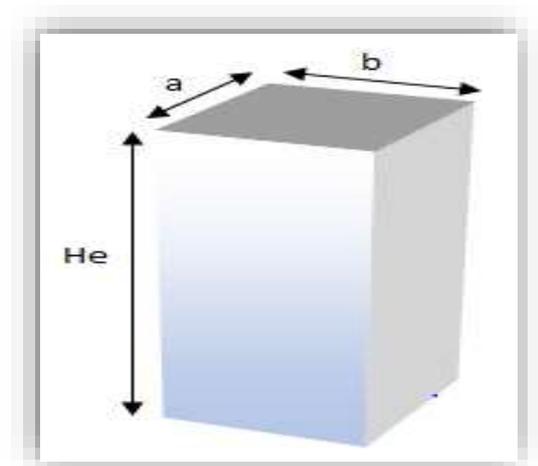


Figure II.12 Dimensionnement du poteau

D'après les règles **BAEL91** :

L'effort normal ultime agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

- $$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec :

- **B_r** : section réduite du poteau, **B_r = (a-0,02) (b-0,02)** en **m²**.
- **N_u** : Effort normal maximal à l'ELU (**N_u=1,35*G+1,5*Q**).
- **A_s** : section d'armature comprimé prise en compte dans le calcul.
- **F_e** : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : **f_e=400MPa**).
- **γ_b** : Coefficient de sécurité du béton tel que : **γ_b =1,5** (situation durable ou transitoire).



- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1,15$ (situation durable ou transitoire).
- α : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de **1%** de la section :

- $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$
- $N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
 - Pour : $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708 \Rightarrow B_r \geq 0,064 * N$
 - Pour : $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0,603 \Rightarrow B_r \geq 0,075 * N$

N_u : est déterminé à partir de la descente des charge



II.9 Evaluation des charges et surcharges :

II.9.1 Les planchers :

a. Plancher terrasse corps creux « inaccessible » :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	-----	-----	0,12
3-Béton forme de pente	0,01	22	2.20
4-Isolation thermique	0,05	03	0,0 15
5-Plancher a corps creux	0,25	14	3.25
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			6.63

Tableau II-1 Charge permanente due au plancher terrasse

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

b. Plancher terrasse en dalle pleine « inaccessible » :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-Béton forme de pente	0,1	22	2.2
4-Isolation thermique	0,05	0.3	0,0 15
5-Plancher a dalle pleine	0,16	25	4
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			7,385

Tableau II-2 Charge permanente due au plancher terrasse en dalle pleine



❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

c. Plancher étage courant en corps creux (2^{ème} jusqu'à 8^{ème} étage) :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Cloison	/	/	1
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-plancher a corps creux	0,2	14	2.80
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			5.20

Tableau II-3 Charge permanente due au plancher étage courant

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

❖ Plancher étage courant en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Cloison	/	/	1.2
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-La dalle pleine	0,16	25	4
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			6.6

Tableau II-4 Charge permanente due au plancher étage courant

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

d. Plancher RDC étage en dalle pleine:



Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Cloison	/	/	/
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5- dalle pleine	0,16	25	4
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
7-cloison légère	-	-	1.3
Total (KN/m²)			6.7

Tableau II-5 Charge permanente due au plancher 1^{ère} étage et RDC

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.9.2 Les balcons :

a. Balcon terrasse :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	-----	---	0,12
3-Béton forme de pente	0.10	22	2.2
4-Isolation thermique	0,05	0,3	0,015
5-Dalle pleine	0,16	25	4
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			7.59

Tableau II-6 Charge permanente due au Balcon terrasse

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.



b. Balcon étage :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,03	20	0,40
3-Couche de sable	0,03	18	0,36
4-Plancher a dalle pleine	0,16	25	4
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			5.60

Tableau II-7 Charge permanente due au Balcon étage

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

II.9.3 Les Murs :

a. Murs extérieurs :(épaisseur $e = 30\text{cm}$) :

Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit de plâtre 1.5	10	0,15
2- Brique creux 10cm	---	0.90
3- Lambe d'air 5cm	----	----
4- Brique creux 15cm	---	1,30
5- Enduit de ciment 2cm	20	0,40
Charge permanente (KN/m²)		2.75

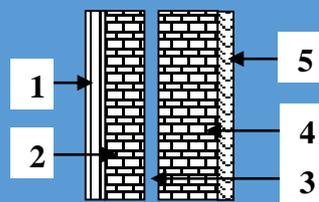


Tableau II-8 Charge permanente due aux Mur extérieurs



b-Cloisons intérieures à double parois :(épaisseur e= 30cm) :

Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit de plâtre 1.5	10	0,15
2- Brique creux 10cm	---	0.90
3- lame d'air 5cm	----	----
4- Brique creux 15cm	---	1,3
5- Enduit de plâtre 1.5cm	10	0,15
Charge permanente (KN/m²)		2.5

Tableau II-9 Charge permanente due aux Cloison intérieures à double parois

C. Cloisons intérieures:(épaisseur e= 10cm) :

Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0,15
2- Brique creux 10cm	---	0.90
3- Enduit de plâtre 1.5	10	0,15
Charge permanente (KN/m²)		1,20

Tableau II-10 Charge permanente due aux Cloison intérieures

II.9.4 Les escaliers :

a. Palier :

- Palier simple :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre de palier	0,16	25	4
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			5.6

Tableau II-11 Charge permanente due au Palier simple



- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

b-Paillasse:

- La paillasse avec une inclinaison de 32.61° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,25
5-Poids propre de paillasse	0,16	$0.16 \times 25 / \cos 32.61$	4.75
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m^2)			8.6

Tableau II-12 Charge permanente due au Paillasse à $32,61^\circ$

- ❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.



II.10 Descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

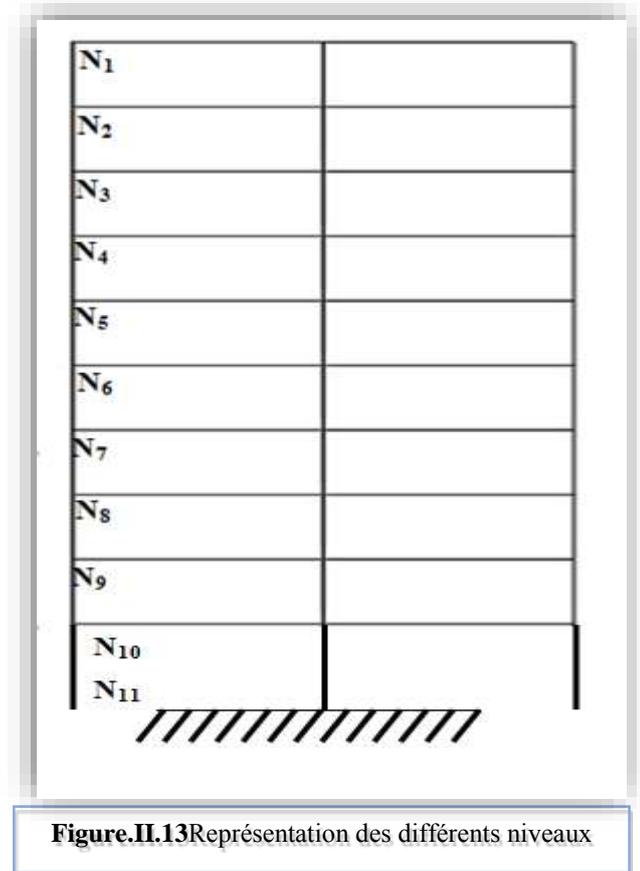
D'après le **RPA** les poteaux de rive et d'angle, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges les poteaux le plus sollicité seulement.

II.10.1. La dégression des charges d'exploitation pour le calcul des éléments porteurs :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de **10%** par étage jusqu'à $0.50Q$ sauf pour le dernier et avant-dernier niveau.

Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs de surcharges suivantes :





Niveau (1) : Q

Niveau (2) : 0,90 Q

Niveau (3) : 0,80 Q

Niveau (4) : 0,70 Q

Niveau(5) : 0,60 Q

Niveau (6→9) : 0,50 Q

Pour les dimensionnements des poteaux on fait la descente de la charge sur les poteaux les plus sollicités suivants :

- Poteau **de rive (F-2)**.
- Poteau **D'angle (A-5)**.
- Poteaux **centraux (D-4)**.

Et on prend la valeur max de ces poteaux



II.10.2 Poteau d'angle ((F-2)):

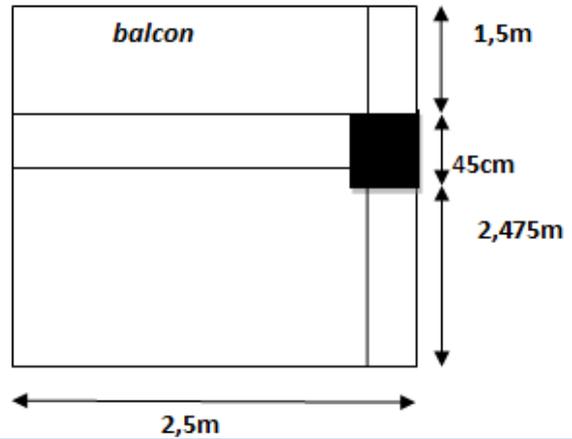
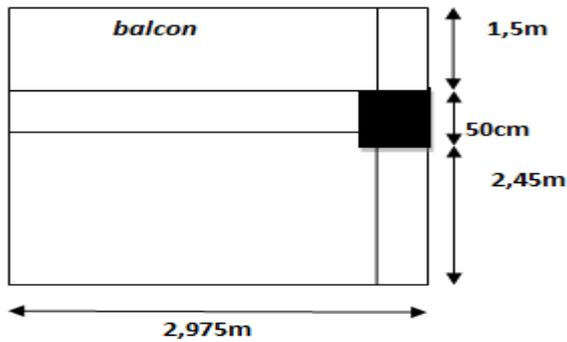


Figure. II.14 poteau d'angle pour l'étage courant(F-2)

Figure. II.15 poteau d'angle pour RDC et 1^{ère} étage(F-2)

Poteau RDC +1^{ère} étage(50*50)cm:

• **Charge permanent:**

- $S_{\text{nette balcon}} = (2.675 * 1.5) = 4.012 \text{m}^2$
- $S_1 = 2.675 * 2.65 = 7.088 \text{m}^2$
- $S_1 \text{ nette} = (2.975 * 2.95) - (0.1 * (2.85 + 2.975)) = 8.193 \text{m}^2$
- $S''_{\text{balcon}} = 2.975 * 1.5 = 4.462 \text{m}^2$

➤ **Plancher étage balcon :**

$$G = 5.60 * 4.462 = 22.467 \text{m}^2$$

➤ **Plancher étage:**

$$G = 5.85 * 7.088 = 41.46 \text{KN}$$

➤ **Plancher RDC :**

$$G = 6.7 * 7.088 = 47.494 \text{KN}$$

➤ **Poids mur extérieure étage :**

$$G = 2.75 * (2.88 - 0.45) * 2.475 = 16.54 \text{KN}$$

$$G = 2.75 * (2.88 - 0.50) * 2.45 = 16.035 \text{KN}$$



➤ **Poids mur extérieurs RDC :**

$$G = 2.75 * (2.88 - 0.45) * 2.475 = 16.54 \text{ KN}$$

$$G = 2.75 * (2.88 - 0.50) * 2.45 = 16.035 \text{ KN}$$

➤ **Poutre principale :**

$$G = (0.3 * 0.50) * 25 + (2.45 + 1.5) = 14.812 \text{ KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G = (0.3 * 0.45) * 2.475 * 25 = 8.535 \text{ KN}$$

➤ **poteau étage** = $0.5 * 0.5 * 2.88 * 25 = 18 \text{ KN}$

➤ **poteau RDC** = $0.5 * 0.5 * 2.88 * 25 = 19.87 \text{ KN}$

➤ **poteau sous-sol** = $0.5 * 0.5 * 3.18 * 25 = 19.88 \text{ KN}$

➤ **Acrotère** = $4.9 * 1.725 = 8.45 \text{ KN}$

• **Charge exploitation :**

Balcon étage :

$$Q = 4.462 * 3.5 = 15.617 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$Q = 1.5 * 7.088 = 10.632 \text{ KN}$$

Plancher RDC :

$$Q = 2.5 * 7.088 = 17.72 \text{ KN}$$

Poteau 2+3+4^{ème} étage (45*45)cm:

• **Charge permanent:**

- $S_{\text{nette balcon}} = (2.65 * 1.5) = 3.875 \text{ m}^2$

- $S_1 = 2.625 * 2.65 = 8.051 \text{ m}^2$

- $S_1 \text{ nette} = (2.95 * 2.925) - (0.1 * (2.85 + 2.925)) = 8.193 \text{ m}^2$

- $S''_{\text{balcon}} = 2.925 * 1.5 = 4.425 \text{ m}^2$

-



➤ **Plancher étage balcon :**

$$G=5.60*4.425=24.78m^2$$

➤ **Plancher étage:**

$$G=5.85*6.933= 40.558KN$$

➤ **Poids mur extérieurs étage:**

$$G= 2.75*(2.88-0.45)*25*2.5=16.706KN$$

$$G= 2.75*(2.88-0.50)*2.475*25=16.193KN$$

➤ **Poutre principale :**

$$G= (0.3*0.50)*25+(2.475+1.5)= 14.906KN$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G= (0.3*0.45)*2.5*25=8.437KN$$

➤ **poteau étage=0.45*0.45*2.88 *25=14.58KN**

• **Charge exploitation :**

Balcon étage :

$$Q= 4.425*3.5=15.487KN$$

Plancher étage :

$$Q=1.5*6.933= 10.399KN$$

Poteau 5+6+7^{ème}étage(40*40)cm:

• **Charge permanent:**

- $S_{\text{nette balcon}}=(2.625*1.5)=3.937m^2$

- $S_1=2.65*2.625=6.815m^2$

- $S_1 \text{ nette}=(2.9*2.925)-(0.1*(2.8+2.925))=7.91 m^2$

- $S''_{\text{balcon}}= 2.925*1.5=4.387m^2$

➤ **Plancher étage balcon :**

$$G=5.6*3.937=22.047m^2$$

➤ **Plancher étage:**

$$G=5.85*6.815= 45.66\text{KN}$$

➤ **Poids mur extérieurs étage:**

$$G= 2.75*(2.88-0.45)*25*2.525=16.873\text{KN}$$

$$G= 2.75*(2.88-0.50)*2.5*25=16.362\text{KN}$$

➤ **Poutre principale :**

$$G= (0.3*0.50)*25+(2.5+1.5)= 15\text{KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G= (0.3*0.45)*2.525*25=8.521\text{KN}$$

➤ **poteau étage**= $0.4*0.4*2.88 *25=11.52 \text{ KN}$

• **Charge exploitation :**

Balcon étage :

$$Q= 1*6.815=4.387\text{KN}$$

Plancher étage :

$$Q=1.5*6.815= 1.222\text{KN}$$

Poteau 8+9^{ème}étage(35*35)cm:

• **Charge permanent:**

- $S \text{ nette balcon}=(2.325*1.5)=3.487\text{m}^2$

- $S_1=2.575*2.325=5.984\text{m}^2$

- $S_1 \text{ nette}=(2.625*2.875)-(0.1*(2.80+2.625))=7.006\text{m}^2$

- $S''_{\text{balcon}}= 2.625*1.5=3.937\text{m}^2$

➤ **Plancher étage terrasse :**

$$G=6.63*5.984=39.673$$

➤ **Plancher étage:**

$$G=5.85*5.984= 35.006\text{KN}$$

➤ **Poids mur extérieurs étage:**

$$G= 2.75*(2.88-0.45)*25*2.525=16.273\text{KN}$$

$$G = 2.75 \cdot (2.88 - 0.50) \cdot 2.275 \cdot 25 = 14.889 \text{ KN}$$

➤ **Poutre principale :**

$$G = (0.3 \cdot 0.50) \cdot 25 + (2.275 + 1.5) = 14.156 \text{ KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G = (0.3 \cdot 0.45) \cdot 2.525 \cdot 25 = 8.521 \text{ KN}$$

➤ **poteau étage** = $0.35 \cdot 0.35 \cdot 2.88 \cdot 25 = 8.82 \text{ KN}$

➤ **balcon terrasse :**

$$G = 7.59 \cdot 3.487 = 26.466 \text{ KN}$$

➤ **balcon étage :**

$$G = 5.60 \cdot 3.487 = 19.525 \text{ KN}$$

L'acrotère :

$$G = 1.725 \cdot (2.85 + 1.5 + 2.525) = 11.859 \text{ KN}$$

• **Charge exploitation :**

Balcon étage :

$$Q = 3.937 \cdot 3.5 = 13.779 \text{ KN}$$

Balcon terrasse :

$$G = 1 \cdot 3.937 = 3.937 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$Q = 1.5 \cdot 6.933 = 10.399 \text{ KN}$$

Plancher terrasse :

$$G = 1 \cdot 7.006 = 7.00 \text{ KN}$$



Niveau	Eléments	Q avant dégression	Coefficient de dégression	G(KN)	Q (KN)	
N0	L'acrotère			11.859		
	Plan terrasse	7.006		39.673		
	Pp			14.165		
	PS			8.521		
	Balcon terrasse	3.937		26.466		
	Charge d'exploitation	10.943	1	100.675	10.943	
	Total	-	-	100.675	10.943	
N1	Venant N0			100.943		
	Mur extérieurs			31.762		
	Poteau étage			8.82		
	Charge d'exploitation			141.257	10.943	
	TOTAL			141.257		
N2	Venant N1			141.257	10.943	
	Plan étage	10.222		45.66		
	Pp			15		
	PS			8.521		
	Balcon étage	4.387		22.647		
	Charge d'exploitation	25.552	1	233.08	25.552	
	TOTAL			233.08	25.552	
N3	Venant N2			233.08	25.552	
	Mur extérieurs			33.235		
	Poteau			11.52		
	TOTAL			277.84	25.552	
N4	Venant N3			277.84	25.552	
	Plan étage	10.222		45.660	-	
	Pp			15		
	PS			8.521		



	Balcon étage	15.354		22.647		
	Charge d'exploitation	15.354	0.9	-	13.818	
	TOTAL			369.66	39.37	
N5	Venant N4			369.66		
	Mur extérieurs			33.235		
	Poteau			11.52		
	TOTAL			414.41		
N6	Venant N5			414.41		
	Plan étage	10.222	0.8	45.660	8.177	
	Pp			15		
	PS			8.521		
	Balcon étage	15.354		22.647		
	Charge d'exploitation	25.576	0.8	506.24	62.901	
	TOTAL			506.24	62.901	
N7	Venant N6			506.24	62.901	
	Mur extérieure			33.235		
	Poteau			11.52		
	TOTAL			538.368	62.901	
N8	Venant N7			550.99	62.901	
	Plan étage	10.339	0.7	40.558	7.155	
	Pp			14.487		
	PS			8.437		
	Balcon étage	15.487		24.78	15.487	
	TOTAL			639.257	85.543	
N9	Venant N8			639.257	85.543	
	Mur extérieure			32.899		
	Poteau			14.58		



	TOTAL			686.73	85.543	
N10	Venant N9			686.73	85.543	
	Plan étage	10.399	0.6	40.558	6.239	
	Pp			14.487		
	PS			8.437		
	Balcon étage	15.487		24.78		
	Charge d'exploitation			-	107.26	
N11	TOTAL			774.99	107.26	
	Venant N10			774.99	107.26	
	Mur extérieurs			32.899		
	Poteau étage			14.58		
	TOTAL			822.46	107.26	
N12	Venant N11			822.26	107.26	
	Plan étage	10.399	0.5	40.558	5.199	
	Pp			14.906		
	PS			8.437		
	Balcon étage	15.487		24.78	-	
	Charge d'exploitation	20.686		-	127.94	
	TOTAL			911.15	127.94	
N13	Venant N12			911.15	127.94	
	Mur extérieure			32.899		
	Poteau			14.58		
	TOTAL			958.62	127.94	
N14	Venant N13			958.62	127.94	
	Plan étage	10.339	0.5	40.558	5.169	
	Pp			14.906		
	PS			8.437		
	Balcon étage	15.487		24.78		



	Charge d'exploitation	20.656		-	20.656	
	TOTAL			1047.31	148.59	
N15	Venant N14			1047.31	148.59	
	Mur extérieure			36.637		
	Poteau			18		
	TOTAL			1101.94	148.59	
N16	Venant N15			1101.94	148.59	
	Plan étage	17.72	0.5	47.494	8.86	
	Pp			14.812		
	PS			8.35		
	Balcon étage	15.617		22.467		
	Charge d'exploitation	24.47		-	24.47	
	TOTAL			1195.06	173.06	
N17	Venant N16			1195.06	173.06	
	Mur extérieure			36.637		
	Poteau			18		
	TOTAL			1249.7	173.06	
N18	Venant N19			1249.7	173.06	
	Poteausous sol			18.88		
	TOTAL			1268.58	173.06	

Tableau. II.13 : Descente des charges pour poteau de angle.



➤ $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1972.17\text{KN}$

➤ $N_{ser} = 1441.64\text{KN}$

Tableau. II.14 Descente des charges pour le poteau d'angle ((A-5))

II.10.3. Poteau de rive ((A-5)):

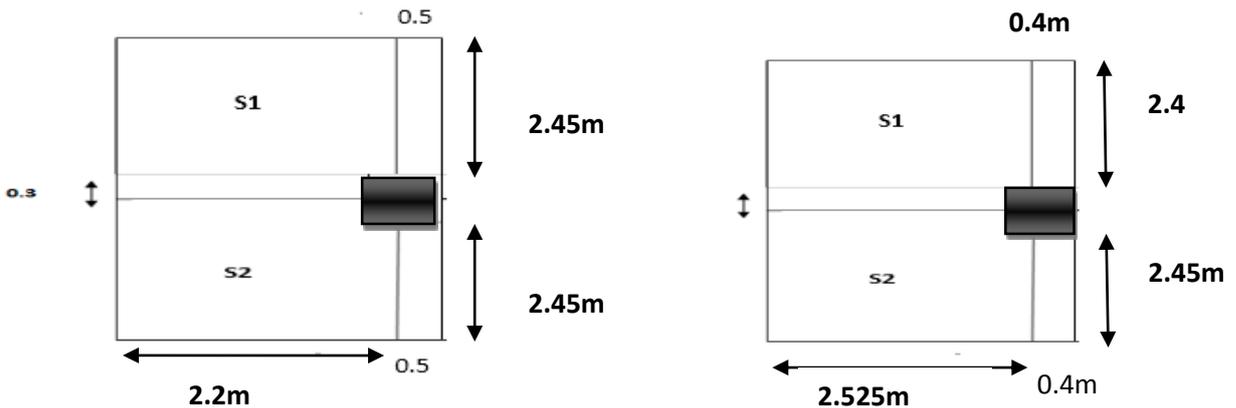


Figure II 16 : poteaux de rive pour rdc et étage courant

Poteau RDC + 1^{ère} étage (50*50)cm:

➤ **Plancher étage:**

$G = 5.85 * 11.96 = 69.96\text{KN}$

➤ **Plancher RDC :**

$G = 6.7 * 11.96 = 80.13\text{KN}$

➤ **Poids mur intérieur étage :**

$G = 2.5 * (2.88 - 0.50) * (2.4 + 2.45) = 28.85\text{KN}$

➤ $G = 2.5 * (2.88 - 0.45) * (2.4 + 2.45) = 28.24\text{KN}$

➤ **Poutre principale**

$G = (0.3 * 0.50) * 25 * (2. + 2.45) = 16.68\text{KN}$

➤ **Poutre secondaire :**

$G = (0.3 * 0.45) * 25 * (2.2 + 2.45) = 15.69\text{KN}$

➤ **poteau étage** $= 0.5 * 0.5 * 2.88 * 25 = 18\text{KN}$



- poteau RDC= $0.5*0.5*2.88*25= 19.87\text{KN}$
- poteau sous-sol= $0.5*0.5*3.18*25=19.88\text{KN}$

- **Charge exploitation :**

Plancher étage :

$$Q=1.5*22.15= 33.22\text{KN}$$

Plancher RDC :

$$Q= 2.5*22.15=55.37\text{KN}$$

Poteau 2+3+4^{ème}étage(45*45)cm:

- **Plancher étage:**

$$G=5.85*19.095=111.7\text{KN}$$

- **Poids mur étage intérieur**

$$G= 2.75*(2.88-0.50) (2.05+2.25) *25=31..25\text{KN}$$

- **Poutre principale :**

$$G= (0.3*0.50)*25*(2.475+2.3)= 17.90\text{KN}$$

- **Poutre secondaire :**

$$G= (0.3*0.45)2.35*25=7.93\text{KN}$$

- **poteau étage=** $0.45*0.45*2.88 *25=14.58\text{KN}$

- **Charge exploitation :**

Plancher étage :

$$Q=1.5*12.61= 18.91\text{Kn}$$

Poteau 5+6+7^{ème}étage(40*40)cm:

- **Plancher étage:**

$$G=5.85*12.61= 73.79 \text{ KN}$$

- **Poids mur extérieurs étage:**

$$G = 2.75 * (2.88 - 0.50) * (2.5 + 2.5) * 25 = 32.72 \text{ KN}$$

➤ **Poutre principale :**

$$G = (0.3 * 0.50) * 25 + (2.5 + 2.4) = 18.56 \text{ KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G = (0.3 * 0.45) * (2.4 + 2.5) * 25 = 16.53 \text{ KN}$$

➤ **poteau étage** = $0.4 * 0.4 * 2.88 * 25 = 11.52 \text{ KN}$

• **Charge exploitation :**

Plancher étage :

$$Q = 1.5 * 12.61 = 18.91 \text{ KN}$$

Poteau 8^{eme} etage (35*35)cm:

➤ **Plancher étage terrasse :**

$$G = 6.63 * 5.984 = 39.673$$

➤ **Poids mur extérieurs étage:**

$$G = 2.75 * (2.88 - 0.50) * 5.025 * 25 = 32.8 \text{ KN}$$

Poids mur interieur étage

$$G = (2.88 - 0.45) * 2.5 * 2.225 = 13.51 \text{ KN}$$

➤ **Poutre principale :**

$$G = (0.3 * 0.50) * 25 * (2.475 + 2.5) = 18.28 \text{ KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G = (0.3 * 0.45) * 2.225 * 25 = 7.5 \text{ KN}$$

➤ **poteau étage** = $0.35 * 0.35 * 2.88 * 25 = 8.82 \text{ KN}$

L'acrotère :

$$G = 1.725 * 5.075 = 8.75 \text{ KN}$$



- Charge exploitation :
- Plancher terrasse

$$G=1*13.3=13.3\text{KN}$$

Niveau	Eléments	Q avant dégression	Coefficient de dégression	G(KN)	Q (KN)
N0	L'acrotère			8.75	
	Plan terrasse	13.3	1	76.51	13.3
	Pp			18.28	
	PS			7.5	
	TOTAL			111.04	13.3
N1	Venant N0			111.04	
	Mur extérieurs			32.88	
	Mur intérieure			13.51	
	Poteau étage	13.3	1	8.82	13.3
	TOTAL			166.25	
N2	Venant N1			261.28	30.61
	Plan étage	18.61	0.9	73.79	16.74
	Pp			18.37	
	PS			8.18	
	TOTAL			361.85	47.35
N3	Venant N2			361.85	
	Mur extérieurs			34.76	
	Mur intérieure			14.73	
	Poteau			11.52	
	TOTAL			422.86	
N4	Venant N3			422.86	
	Plan étage	18.61	0.8	73.76	14.88



	Pp			18.37	
	PS			8.18	
	TOTAL			523.17	62.23
N5	Venant N4			523.17	62.23
	Mur extérieure			34.76	
	Mur intérieure			14.73	
	Poteau			11.52	
	TOTAL			584.18	62.63
N6	Venant N5			584.18	62.63
	Plan étage	18.61	0.7	73.76	13.02
	Pp			18.37	
	PS			8.18	
	TOTAL			684.49	75.65
N7	Venant N6			684.49	75.65
	Mur extérieure			34.76	
	Mur intérieure			14.73	
	Poteau			11.52	
	TOTAL			745.5	75.65
N8	Venant N7			745.5	75.65
	Plan étage	18.43	0.6	71.89	11.58
	Pp			17.9	
	PS			7.93	
	TOTAL			843.22	87.23
N9	Venant N8			843.22	87.23
	Mur extérieurs			31.25	
	Mur intérieure			16.69	



	Poteau étage			14.58	
	TOTAL			905.57	87.23
N10	VenantN9			905.57	87.23
	Plan étage	18.43	0.5	71.89	9.21
	Pp			17.9	
	PS			7.93	
	TOTAL			1003.29	96.44
N11	Venant N10			1003.29	96.07
	Mur extérieure			31.25	
	Mur intérieure			16.69	
	Poteau			14.58	
	TOTAL			1065.81	108.29
N12	Venant N11			1065.81	108.29
	Plan étage	18.43		71.89	9.21
	Pp			17.9	
	PS			7.93	
	TOTAL			1163.53	117.505
N13	Venant N12			1163.53	117.505
	Mur extérieure			31.25	
	Mur intérieure			16.69	
	Poteau			14.58	
	TOTAL			1226.05	117.505
N14	Venant N13			1226.05	117.505
	Plan étage	17.94	0.5	69.96	8.97



	Pp			17.43	
	PS			7.67	
	TOTAL			1321.17	126.475
N15	Venant N14			1321.17	126.475
	Mur extérieure			30.43	
	Mur intérieure			15.20	
	Poteau			18	
	TOTAL			1384.8	126.23
N16	Venant N15			1384.8	126.23
	Plan étage	29.69	0.5	80.13	14.84
	Pp			17.43	
	PS			7.67	
	TOTAL			1490.03	141.07
N17	Venant N16			1490.03	141.07
	Mur extérieure			30.43	
	Mur intérieure			15.20	
	Poteau			18	
	TOTAL			1555.53	141.07
N18	Venant N17			1555.53	
	Poteau sous sol			19.87	
	TOTAL			1573.53	141.07

➤ Tableau. II.15: Descente des charges pour poteau de rive.



$$N_u = (1.35G + 1.5Q) = 2335.87 \text{KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 1714.6 \text{KN}$$

Tableau. II.16 Descente des charges pour le poteau de rive ((A-5))

II.10.4.Poteau centrale D-4) :

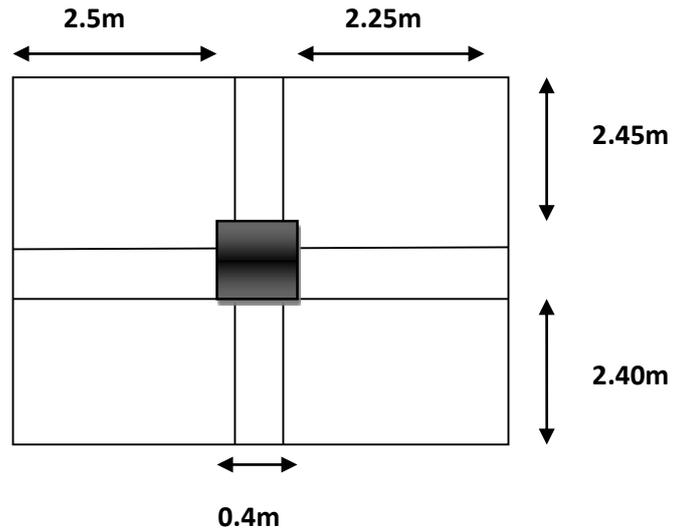
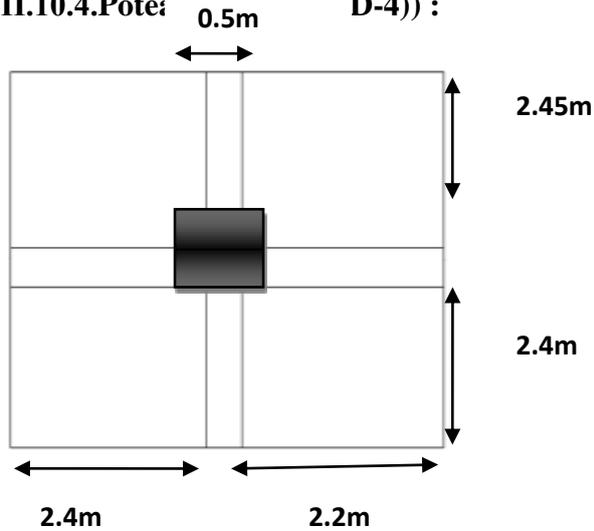


Figure.II.16 poteau centrale pour RDC et 1^{er}

Figure.II.17 poteau centrale pour l'étage courant

Poteau RDC + 1^{ère} étage (50*50)cm:

➤ **Plancher étage:**

$$G = 5.85 * 22.15 = 129.57 \text{KN}$$

➤ **Plancher RDC :**

$$G = 6.7 * 22.15 = 148.40 \text{KN}$$

➤ **Poids mur intérieure étage :**

$$G = 2.75 * (2.88 - 0.50) * (2.2 + 2.45) = 28.24 \text{KN}$$

➤ **Poids mur intérieure RDC :**

$$G = 2.75 * (2.88 - 0.50) * (2.45 + 2) = 31.72 \text{KN}$$

➤ **Poutre principale**



$$G = (0.3 \times 0.50) \times 25(2.2 + 2.45) = 16.68 \text{KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G = (0.3 \times 0.45) \times 25(2.2 + 2.45) = 15.69 \text{KN}$$

➤ **poteau étage** = $0.5 \times 0.5 \times 2.88 \times 25 = 18 \text{KN}$

➤ **poteau RDC** = $0.5 \times 0.5 \times 2.88 \times 25 = 19.87 \text{KN}$

➤ **poteau sous-sol** = $0.5 \times 0.5 \times 3.18 \times 25 = 19.88 \text{KN}$

• **Charge exploitation :**

Plancher étage :

$$Q = 1.5 \times 22.15 = 57.4 \text{KN}$$

Plancher RDC :

$$Q = 2.5 \times 22.15 = 55.37 \text{KN}$$

Poteau 2+3+4^{ème} étage (45*45)cm:

➤ **Plancher étage:**

$$G = 5.85 \times 19.095 = 111.705 \text{KN}$$

➤ **Plancher RDC :**

➤ **Poids mur intérieure étage:**

$$G_{pp} = 2.5 \times (2.88 - 0.50) \times (2.05 + 2.25) = 25.585 \text{KN}$$

$$G_{ps} = 2.5 \times (2.88 - 0.45) \times (2.05 + 2.2) = 24.6 \text{KN}$$

➤ **Poutre principale :**

$$G = (0.3 \times 0.50) \times 25(2.05 + 2.25) = 16.125 \text{KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G = (0.3 \times 0.45) \times 25(2.05 + 2) = 13.66 \text{KN}$$

➤ **poteau étage** = $0.45 \times 0.45 \times 2.88 \times 25 = 14.58 \text{KN}$

• **Charge exploitation :**



Plancher étage :

$$Q=1.5*22.74= 34.11\text{Kn}$$

Plancher RDc

$$Q=2.5*22.74=56.85\text{KN}$$

Poteau 5+6+7^{ème}étage(40*40)cm:

➤ **Plancher étage:**

$$G=5.85*23.75= 138.93\text{KN}$$

➤ **Poids mur intérieure étage:**

$$G_{pp}= 2.5*(2.88-0.50)*(2.25+2.4)=27.66\text{KN}$$

$$G_{ps}=2.5(2.88-.045)*(2.25+2.4)=28.24\text{KN}$$

➤ **Poutre principale :**

$$G= (0.3*0.50)25*(2.25+2.4)=17.43\text{KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G= (0.3*0.45)*(2.4+2.25)25=15.69\text{KN}$$

➤ **poteauétage =0.4*0.4*2.88 *25=11.52 KN**

• **Charge exploitation :**

Plancher étage :

$$Q=1.5*23.75= 35.62\text{KN}$$

Poteau 8+9^{ème}étage(35*35)cm:

➤ **Plancher étage terrasse :**

$$G=6.63*24.534=162.63\text{KN}$$

➤ **Plancher étage:**

$$G=5.85*24.534= 143.52\text{KN}$$

➤ **Poids mur intérieure étage:**



$$G = 2.5 \cdot (2.88 - 0.50) \cdot (2.55 + 2.475) = 29.89 \text{ KN}$$

Poids murinterieurétage

$$G = (2.88 - 0.45) \cdot 2.5 \cdot (2.55 + 2.475) = 29.008 \text{ KN}$$

➤ **Poutre principale :**

$$G = (0.3 \cdot 0.50) \cdot 25 \cdot (2.55 + 2.475) = 18.84 \text{ KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G = (0.3 \cdot 0.45) \cdot (2.55 + 2.225) \cdot 25 = 16.11 \text{ KN}$$

➤ **poteau étage** = $0.35 \cdot 0.35 \cdot 2.88 \cdot 25 = 8.82 \text{ KN}$

• **Charge exploitation :**

• **Plancher terrasse**

$$G = 1 \cdot 27.54 = 27.54 \text{ KN}$$

Niveau	Eléments	Q avant dégression	dégression	G(KN)	Q(KN)
N0	PLANCHER	27.54	1	162.63	27.54
	TERRASSE				
	PP			18.84	
	PS			16.11	
	TOTAL			197.58	27.54
N1	Venant N0			197.58	27.54
	Poids poteau			8.82	
	Mur intérieure			58.898	
	TOTAL			265.298	55.08
N2	Venant N1			265.298	55.08
	Plancher étage	35.61	0.9	138.87	32.04
	Pp			17.43	
	PS			15.69	
	TOTAL			437.288	123.92



N3	Venant N2			437.288	123.92
	Poteauetage			11.52	
	Mur intérieure			55.9	
	TOTAL			504.70	123.92
N4	Venant N3			504.70	
	Plan étage	35.61	0.8	138.87	28.48
	Pp			17.43	
	PS			15.69	
	TOTAL			676.69	152.4
N5	Venant N4			676.69	152.4
	Poteau			11.52	
	Mur intérieure			55.9	
	TOTAL			744.11	152.4
N6	Venant N5			744.11	
	Plancher étage	35.61	0.7	138.87	24.92
	Pp			17.43	
	PS			15.69	
	TOTAL			916.10	177.32
N7	Venant N6			916.10	177.32
	Poteau			11.52	
	Mur intérieure			55.9	
	TOTAL			983.52	177.32
N8	Venant N7			983.52	177.32
	Plan étage	34.11	0.6	111.705	20.46
	Pp			16.125	
	PS			13.66	
	TOTAL			1125.01	197.78



N9	Venant N8			1125.01	197.78
	Poteau			14.85	
	Mur intérieure			50.18	
	TOTAL			1189.44	197.78
N10	Venant N9			1189.44	197.78
	Pp			16.125	
	PS			13.66	
	TOTAL			1219.23	197.78
N11	venant N10			1219.23	197.78
	Poteau			14.85	
	Mur interieure			50.18	
	TOTAL			1284.26	197.78
N12	Venant N11			1284.26	197.78
	Plan étage	34.11	0.5	111.705	17.055
	Pp			16.125	
	PS			13.66	
	TOTAL			1425.75	214.83
N13	Venant N12			1425.75	214.83
	Poteau			14.85	
	Mur interieure			50.185	
	TOTAL			1490.78	214.83
N14	Venant N13			1490.78	214.83
	Plan étage	33.22	0.5	129.57	16.61
	Pp			18.00	



	PS			15.69	
	TOTAL			1654.04	231.44
N15	Venant N14			1654.04	231.44
	Poteau			18	
	Mur intérieure			57.09	
	TOTAL			1729.13	231.44
N16	Venant N15			1729.31	
	PlancherRDC	55.37	0.5	148.40	27.68
	Pp			18	
	PS			15.69	
	TOTAL			1911.22	259.12
N17	Venant N16			1911.22	259.12
	Poteau			18	
	Mur intérieure			57.09	
	TOTAL			1986.31	259.12
18	VenantN17			1986.31	
	Poteau sous sol			19.87	
	TOTAL			2006.18	259.12

Tableau. II.18 Descente des charges pour le poteau central ((D-4))

Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**

$$Nu = (1.35G + 1.5Q) = 3097.02KN$$

$$Nser = G + Q = 2265.3KN$$

Tableau. II.19 Descente des charges pour le poteau central ((D-4))



Le poteau central est le poteau la plus sollicitée donc on a dimensionné les poteaux avec les charges :

Pour majoration de 10% :

$$N_u = 33406.72 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 2491.83 \text{ KN}$$

II. 11. Dimensionnement de la section du Poteau :

❖ Niveau sous sol:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0,90 \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \cdot \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0,064 \cdot N_u \Rightarrow B_r \geq 0,064 \times 3.3406 = 0.21 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } a_{B_r} = (h - 0,02) \times (b - 0,02).$$

Si on fixe b = 0.5 m :

$$\text{Donc } B_r = 0.48 \times (h - 0,02) \geq 0,2 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow h \geq 0.49 \text{ m}$$

On prend h = 0.50 m.

$$B_r = (0,5 - 0,02) (0,5 - 0,02) = 0,23 \text{ m}^2 \geq 0.21 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{ C V}$$

❖ Niveau rdc + 1^{ère} étage:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0,90 \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \cdot \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0,064 \cdot N_u \Rightarrow B_r \geq 0,064 \times 3.3772 = 0.22 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } a_{B_r} = (h - 0,02) \times (b - 0,02).$$

Si on fixe b = 0.5 m :

$$\text{Donc } B_r = 0.48 \times (h - 0,02) \geq 0,22 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow h \geq 0.49 \text{ m}$$



On prend $h = 0.50$ m.

$$Br = (0,5 - 0,02) (0,5 - 0,02) = 0,23 \text{ m}^2 \geq 0,22 \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

RDC : $h_e = 2.88$ m

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 2.88 \times \frac{\sqrt{12}}{0.5} = 13.97$$

$$\lambda = 13.97 < 35 \dots \text{CV}$$

sous sol: $h_e = 3.18$ m:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.18 \times \frac{\sqrt{12}}{0.5} = 15.42$$

$$\lambda = 15.42 < 35 \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification vis-à-vis l'RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

RDC : $h_e = 2.88$ m

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{C.V.}$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 14.4 \text{ cm} \dots \text{C.V.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots \text{C.V.}$
- **Donc on adopte la section du poteau : $(b \times h) = (50 \times 50)$.**

❖ **Niveau: (2,3, 4):**

Pour majoration de 10% :

$$N_u = 2568.27 \text{ KN}$$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0,90 \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \cdot \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$Br \geq 0,064 \cdot N_u \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 2.5682 = 0.1643 \text{ m}^2.$$



On a $B_r = (h - 0,02) \times (b - 0,02)$.

Si on fixe $b = 0,45 \text{ m}$:

Donc $B_r = 0,43 \times (h - 0,02) \geq 0,1531 \text{ m}^2$.

$$\Rightarrow h \geq 0,41 \text{ m}$$

On prend $h = 0,45 \text{ m}$.

$$B_r = (0,45 - 0,02) (0,45 - 0,02) = 0,185 \text{ m}^2 \geq 0,1643 \text{ m}^2 \dots \text{C.V.}$$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 2,88 \times \frac{\sqrt{12}}{0,45} = 15,52$$

$$\lambda = 15,52 < 35 \dots \text{C.V.}$$

➤ **Vérification vis-à-vis l'RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 0,45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{C.V.}$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 0,45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \text{C.V.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots \text{C.V.}$
- **Donc on adopte la section du poteau : $(b \times h) = (40 \times 40)$.**

❖ **Niveau (5, 6, 7) :**

Pour majoration de 10% :

$$N_u = 1753,10 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0,90 \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0,064 \cdot N_u \Rightarrow B_r \geq 0,064 \cdot 1,7531 = 0,1112 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0,02) \times (b - 0,02)$.

Si on fixe $b = 0,40 \text{ m}$

Donc $B_r = 0,38 \times (h - 0,02) \geq 0,1223 \text{ m}^2$.

$$\Rightarrow h \geq 0,39 \text{ m}$$



On prend $h = 0.40$ m.

$$Br = (0,40 - 0,02) (0,40 - 0,02) = 0,144 \text{ m}^2 \geq 0,1112 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C V}$$

Vérification vis-à-vis le flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 * 2,88 \times \frac{\sqrt{12}}{0,4} = 17,46$$

$$\lambda = 17,46 < 35 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification vis-à-vis l'RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 14,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- **Donc on adopte la section du poteau : $(b \times h) = (40 \times 40)$.**

❖ Niveau (8):

Pour majoration de 10% :

$$N_u = 484,84 \text{ KN}$$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0,90 \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$Br \geq 0,064 \cdot N_u \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 0,04848 = 0,03102 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } Br = (h - 0,02) \times (b - 0,02).$$

Si on fixe $b = 0.35$ m :

$$\text{Donc } Br = 0,33 \times (h - 0,02) \geq 0,03102 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow h \geq 0,19 \text{ m}$$

On prend $h = 0.35$ m.

$$Br = (0,35 - 0,02) (0,35 - 0,02) = 0,1089 \text{ m}^2 \geq 0,03102 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C V}$$



➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 2,88 \times \frac{\sqrt{12}}{0,35} = 19,35$$

$\lambda = 19,35 < 35$ **C.V**

➤ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ **C.V.**
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 14,4 \text{ cm}$ **C.V.**
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ **C.V.**
- **Donc on adopte la section du poteau : (b×h) = (35×35).**

Donc on adopte les sections suivantes :

Les étages	Section (cm)
Sous sol+RDC+1	(50×50)
3+2+4	(45×45)
5+7+6	(40×40)
8	(35×35)

II.11 Conclusion

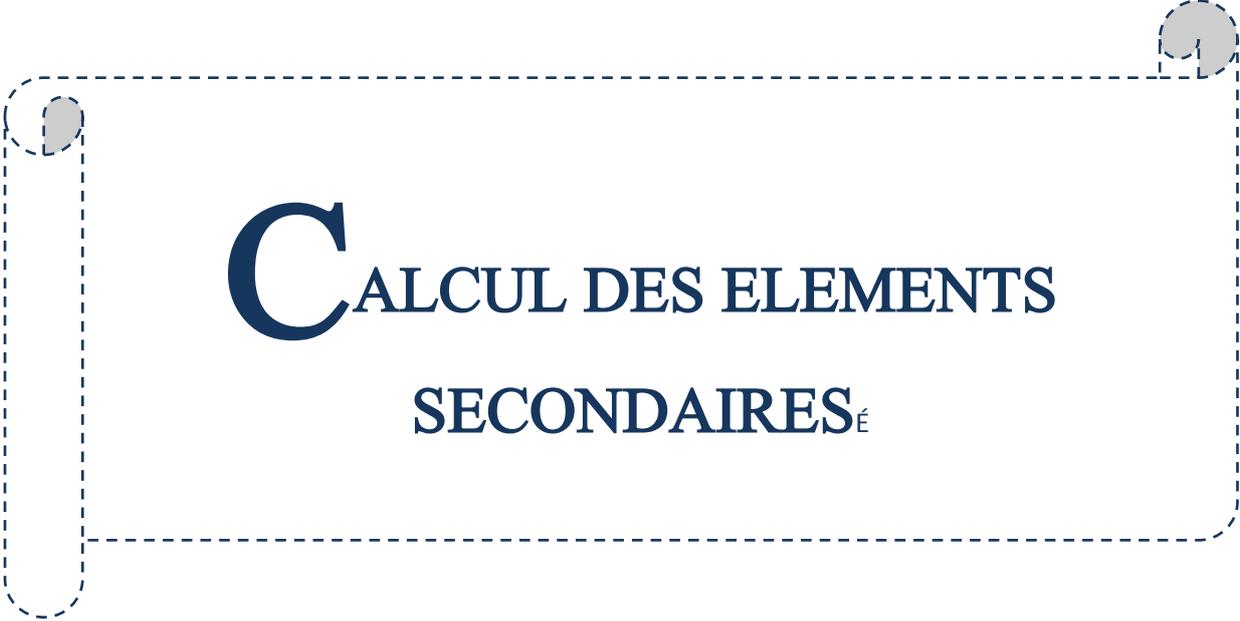
Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments ; les Sections suivantes:

- ▶ Poutres principales : **(30 x 50) cm².**
- ▶ Poutres secondaires : **(30 x45) cm².**
- ▶ Poteaux de (sous sol ,RDC, 1^{er}étage): **(50 x 50) cm².**
- ▶ Poteaux (3,2et 4^{ème} étage) : **(45 x 45) cm².**
- ▶ Poteaux (5et 6,7^{ème} étage) : **(40 x 40) cm².**



- ▶ Poteaux (8^{eme} étage) : **(35 x 35) cm².**
- ▶ balcon : **(15) cm.**
- ▶ voiles : **(20) cm.**

CHAPITRE III



CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES^É

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

III.2 Acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (**Q**).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc La fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

➤ Dimensionnement et modélisation :

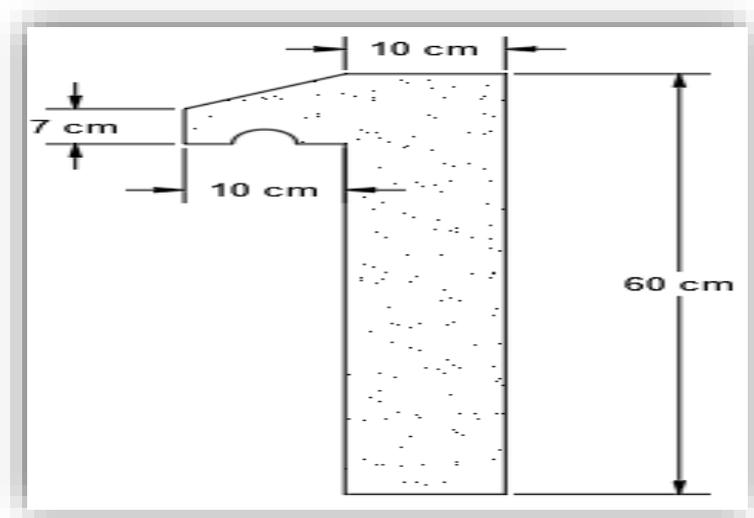


Figure III.1 Dimension de l'acrotère

➤ Principe de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

➤ Evaluation des charges :

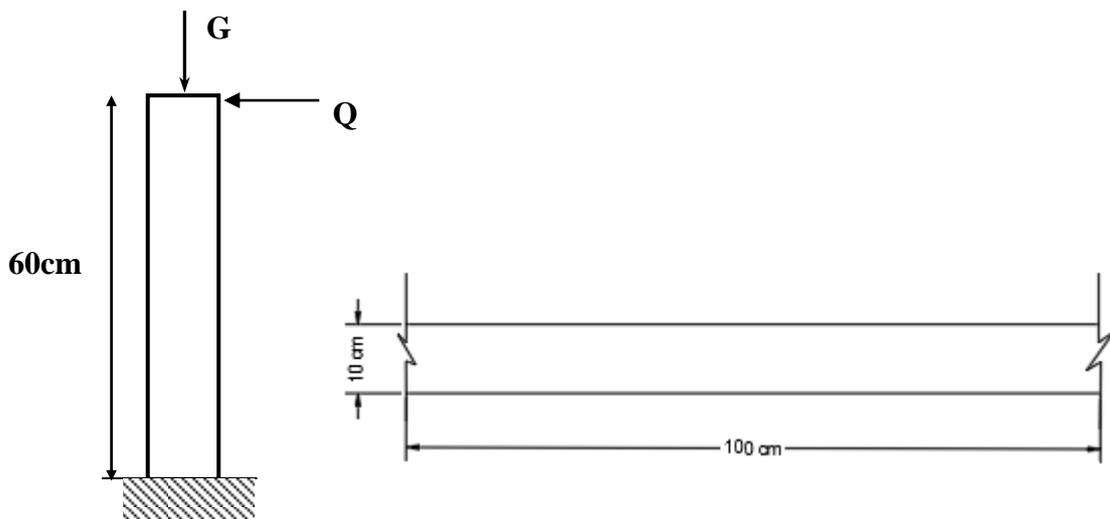


Figure III.2 Coupe transversale et longitudinale

a. Les charges permanentes :

- $S = [0,6 * 0,1 + 0,07 * 0,1 + 0,1 * \frac{0,03}{2}] S = 0,0685 \text{ m}^2.$
- $G = \rho_b * S = 0,0685 * 25 = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$

b. Les charges d'exploitation :

- $Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$

III.2.2 Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 * A * C_P * W_P$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone IIa** et le groupe **d'usage 2**. Donc : **A= 0.15**
- **C_p**: facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le **tableau (6.1)**, dans notre cas : **C_p = 0.8**.
- **W_P**: le poids propre de l'acrotère : **W_P = 1.712 $\frac{\text{KN}}{\text{ml}}$** .
- **F_P** = 4 * 0,15 * 0,8 * 1,712 = **0.822 $\frac{\text{KN}}{\text{ml}}$** .

Pour G	$N_G = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
Pour Q	$N_Q = 0$	$M_Q = H * Q = 0,6 * 1 = 0,60 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_Q = Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
Pour Fp	$N_{Fp} = 0$	$M_{Fp} = 0,6 * 0,822 = 0,493 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_{Fp} = F_p = 0,822 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Tableau III-1 Evaluation des moments et efforts tranchants

$$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (0.822 ; 1) Q_1 = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

On a : $F_p < Q$; alors, on fait le calcul avec **Q**

➤ **Moment et les efforts normaux :**

Calcul à **ELU** :

- $N_u = 1.35 * W_p = 1.35 * 1.712 = 2.31 \frac{KN}{m}$.
- $M_u = 1.5 * M_{Q1} = 1.5 * 0.60 = 0.9 \frac{KN.m}{m}$.

Calcul à **ELS** :

- $N_s = W_p = 1.712 \frac{KN}{m}$
- $M_s = M_{Q1} = Q * H = 0.6 \frac{KN.m}{m}$.

	$N \left(\frac{KN}{m} \right)$	$M \left(\frac{KN.m}{m} \right)$	$T \left(\frac{KN}{m} \right)$
ELU	2,31	0,9	1
ELS	1,712	0,6	0,822

Tableau III-2 Evaluation des sollicitations

➤ **Ferraillage :**

a. **Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0.39 \text{ m.}$
- $e_0 = \frac{Ht}{6} = \frac{10}{6} = 0.0167 \text{ m.}$

$e_u > e_0$, le centre de pression se trouve de la zone l'excentricité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression \Rightarrow La section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

b. **Calcul de l'élancement :**

D'après **CBA93**, l'article **B.8.3.2** :

- $L_f = 2 * L_0 = 2 * 0.60 = 1.2 \text{ m. (cas d'une console).}$
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : $I = \frac{b \times h^3}{12}$, $B = b * h$, avec : $b = 1\text{m}$, $h = 0.1\text{m}$
- $i = 0.03$.
- $\lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1,2}{0,03} = 40$.

On a :

L_f : la longueur de flambement.

h : l'épaisseur de l'acrotère.

λ : L'élanement.

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 * \frac{e_u}{h}, 100)].$$

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (435.5, 100)].$$

$$\lambda = 100.$$

$\lambda_x < \lambda = 100 \Rightarrow$ Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

c. L'excentricité additionnelle :

On a :

$$e_a \geq \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{L}{250}) = \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{60}{250}) \Rightarrow e = 0.02 \text{ m.}$$

➤ **Calcul du coefficient de Majoration :**

- $\gamma_f = \min [1 + 0,15 \left(\left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 * \frac{h}{e_u} \right) ; 1,4] \text{ m.}$
- $\gamma_f = \min [1 + 0,15 \left(\left(\frac{40}{35} \right)^2 * \frac{0,1}{0,39} \right) ; 1,4] \text{ m.}$
- $\gamma_f = \min [1,05 ; 1,4] = 1.05 \text{ m.}$

Avec :

- γ_f : coefficient de majoration.

On trouve que $\gamma_f = 1.05$

➤ **Sollicitations majorées :**

➤

ELU :

- $N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1 = 2.43 \text{ KN.}$
- $M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1 = 0.95 \text{ KN. m.}$
-

ELS :

- $N'_s = [N_s] * 1 = 1,712\text{KN}$.
- $M'_s = [M_s] * 1 = 0.6\text{KN.m}$.

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
$N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1$	$M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1$	$N'_s = [N_s] * 1$	$M'_s = [M_s] * 1$
2,43	0,95	1,712	0,6

Tableau III-3 Evaluation des sollicitations après majoration

➤ **Ferraillage :**

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

- $M_{ua} = M'_u + N'_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$, Avec: $d = 8\text{cm}$.
- $M_{ua} = 0,95 + 2.43 * \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1.023\text{KN.m}$.

➤ **Calcul en flexion simple : $b_0 = 100\text{ cm}$**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,023 * 10^6}{1000 * 80^2 * 14,2} = 0.0112$
- $\mu_l = 0,186 > 0.0112 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow$ (Pas d'acier comprimé).
- $\epsilon_s = 1\%$.
- $f_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348\text{ MPa}$.
- $\mu_{bu} = 0,0112 \rightarrow \alpha = 0.013$.
- $Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 7.95\text{ cm}$.
- $A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z * f_{su}} = \frac{1,023 * 10^6}{79,5 * 348} = 0.37\text{ cm}^2$.
- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N'_u}{f_{su}} = 0.30\text{cm}^2$.

➤ **Calcul de la section à l'ELS :**

$$N'_s = 1.712 \text{ KN.}$$

$$M'_s = 0.60 \text{ KN. m.}$$

a. La contrainte du béton :

- $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

b. La contrainte de l'acier :

La Fissuration est considérée préjudiciable.

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 \times \sqrt{\eta * f_{tj}} \right].$

- $\eta = 1.6.$

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} * 400 ; 20163 \right].$

- $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa.}$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,712} = \mathbf{0.35m.}$

- $e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = \mathbf{0.0167cm.}$

$e_s > e_0$, Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ **Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

- $M_{sa} = M'_s + N'_s * \left(d - \frac{h}{2} \right)$ Avec: $d = \mathbf{8cm.}$

- $M_{sa} = 0,60 + 1,712 * \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = \mathbf{0.65KN. m.}$

➤ **Calcul du moment limite du service M :**

- $x = 15 * \sigma_{bc} * \frac{d}{15 * \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}.$

- $x = 42 \text{ mm} = 0.042 \text{ m.}$

- $z = d - \frac{x}{3}$.
- $z = 0.066\text{m}$.
- $M_I = 0,5 * b * x * z * \sigma_{bc}$.
- $M_I = 20.79\text{KN.m}$.
- $M_{sa} < M_I$, donc : $A' = 0.00\text{cm}^2$.
- $A_s = \left(\frac{1}{\sigma_{sc}}\right) * \left[\left(\frac{M_{sa}}{Z}\right) - N'_s\right]$.
- $A_s = \left(\frac{1}{201,63}\right) * \left[\left(\frac{0,65 * 10^6}{0,066}\right) - 1.712 * 10^3\right]$.
- $A_s = 0.40 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$.

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

On a :

- $A_{smin} \geq \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 0.966 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$.

Donc :

- $A_s > \max[A_s, A_u, A_{smin}] \rightarrow A_s > \max[0,40 ; 0,30 ; 0,966] \rightarrow A_s \geq 0.966\text{cm}^2$.

Nous adoptons un ferrailage symétrique : $A_{sadopté} \rightarrow 4\text{HA8} = 2.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ espacée de **25 cm**.

➤ **L'armature de répartition :**

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

On adopte $A_r \rightarrow 3\text{HA8} = 1.51\text{cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**.

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15\text{Mpa}$.
- $\sigma_{bc} = K * Y_{ser}$.
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$.

➤ **Position de centre de pression c :**

C : C'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

Y_c : La distance de l'axe neutre au centre de pression.

- $C = \frac{h}{2} - e_0 = 5 - 35 \rightarrow C = -30\text{cm}.$

Y₁ : La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

- $C < 0 \rightarrow$ Il est situé à l'extérieur de la section au-dessus d la fibre supérieure.

Avec :

- $\frac{b \times y^2}{2} + n * (A_s + A'_s) * y - n * (d * A_s - d' * A'_s) = 0$, avec: $A'_s = 0 \text{ cm}^2.$

Après la solution de l'équation on trouve : **y = 1.915 cm.**

- $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2.$

- $I = \frac{1 \times 1,915^3}{3} + 15 * 2,01 * (8 - 1,915)^2 = 1337.65 \text{ cm}^4$

- $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,65 \times 10^6}{1337,65 \times 10^4} = 0.048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}.$

➤ **La contrainte dans le béton :**

- $\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 0.919 \text{ MPa}.$

- $\sigma_{bc} = 0.919 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$

➤ **La contrainte dans les aciers :**

- $\sigma_{st} = K * n * (d - y) = 43.81 \text{ MPa}.$

- $\sigma_{st} = 43.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$

➤ **Vérification au cisaillement :**

- $\tau'_u = \min \left[\frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}.$

- $T_u = Q * 1.5 * 1 = 1 * 1.5 * 1 = 1.5 \text{ KN}.$

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{1,5 * 10^3}{1000 * 80} = 0.0187 \text{ Mpa}.$

$\tau_u < \tau'_u \rightarrow$ La condition est **vérifiée.**

➤ Schéma de Ferrailage :

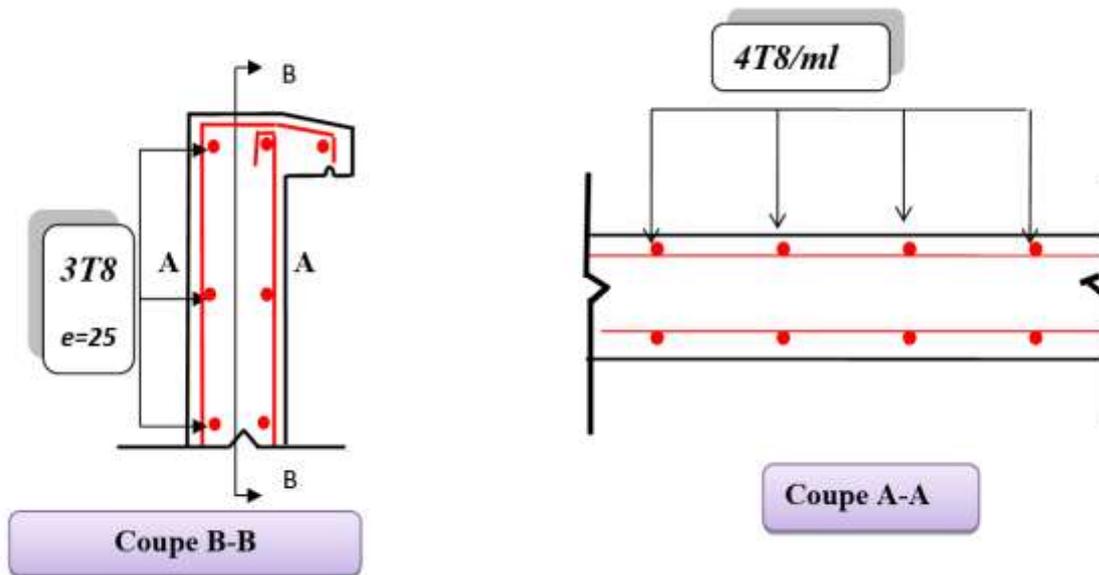


Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère

III.3 Étude de l'escalier :

III.3.1 Introduction :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge. Le garde-corps est en acier, ce qui fait son poids est négligé dans les calculs.

Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve :

- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- Condition de dégagement rapide des escaliers.
- Condition de sécurité.

Pour notre construction, on a un type d'escalier :

- Escalier à trois volées (escalier de RDC+ étage courant)

III.3.2 Escalier deux volées (à trois volées) :

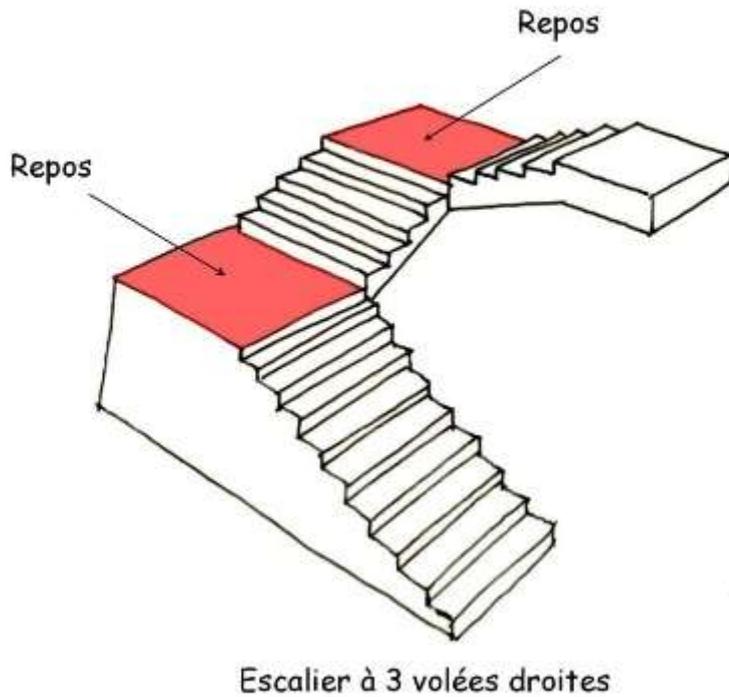


Figure III.4 Vue en plan de l'escalier à trois volées

III.3.2.1 Escalier à trois volées d'étage courant :

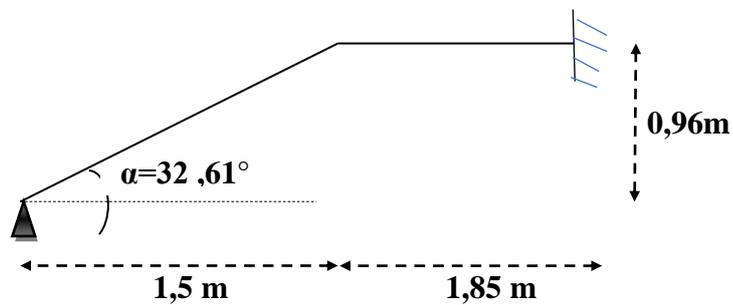


Figure III.5 Schéma statique de l'escalier à trois volées de RDC

➤ Evaluation des charges :

- ✓ Paillasse: $g_1 = 8.64 \text{ KN/ml}$; $q = 2.5 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Palier simple : $g_2 = 5.6 \text{ KN/ml}$; $q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

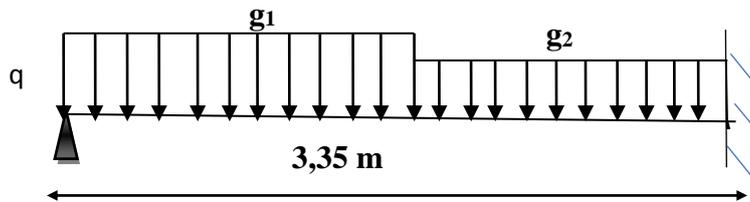


Figure III.6 Distribution des charges sur l'escalier à trois volées d'étage

➤ Calcul des sollicitations :

Calcul des charges équivalentes :

$$G_{eq} = \frac{\sum g_i * L_i}{\sum L_i} = \frac{8,64 * 1,8 + 5,6 * 1,85}{3,35} = 7,73 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

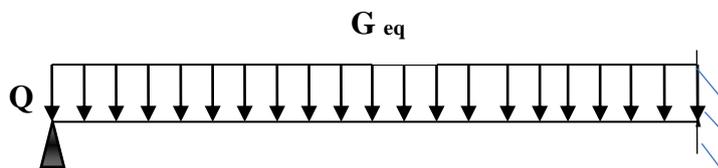


Figure III.7 La charge équivalente sur l'escalier à trois volées

On considère notre travée comme suite :

➤ Les combinaisons des charges :

ELU :

- $q_u = 1,35 * G_{eq} + 1,5 * Q = 1,35 * 7,73 + 1,5 * 2,5 = 14.19 \text{ KN/ml.}$

ELS :

- $q_{ser} = G_{eq} + Q = 7,73 + 2,5 = 10.23 \text{ KN/ml.}$

➤ Sollicitations de calcul de l'escalier :

ELU :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{qu.l^2}{8} = 19.91 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 1.25*(19.91) - (18.73+7.96)/2 = 11.54 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_{a1} = 0,4* M_0 = 0,4* 19.91 = 7.96 \text{ KN.m}$
 $M_{a2} = 14.19*3.35^2 / 8.5 = 18.73 \text{ KN.m}$

ELS :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{qser.l^2}{8} = 14.35 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 1.25*(14.35) - (13.50+5.74)/2 = 8.70 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_{a1} = 0,4* M_0 = 0,4*14.35 = 5.74 \text{ KN.m}$
 $M_{a2} = 10.23*3.35 / 8.57 = 13.50 \text{ KN.m}$

	M_0 (KN .m)	$M_{travée}$ (KN .m)	M_{appui} (KN .m)
ELU	19.91	11.54	18.73
ELS	14.35	8.70	13.50

Tableau III-4 Les Sollicitations De Calcul.

➤ Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **01 m** la section de béton est **(b*h) = (100*16) cm²**

F_{c28} (Mpa)	θ	F_{t28} (Mpa)	γ_b	γ_s	d (mm)	F_{bu} (Mpa)	σ_s (Mpa)	f_e (Mpa)
25	1	2,1	1,5	1,15	135	14,2	348	400

Tableau III-5 Différents coefficients pour le calcul de ferrailage

➤ **Calcul des armatures :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$.
- $\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}})$.
- $z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	M_u (Kg. m)	μ	Z (cm)	α	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ adop}}$	Choix	S_t (cm)
Travée	11.54	0,0317	15.74	0,0403	2.11	3.14	4T10	25
Appui	18.73	0,0515	15.57	0,0661	3.47	4.52	4T12	25

Tableau III-6 Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier

➤ **Les armatures de répartition :**

- $A'_s = \frac{A_s}{4}$.

Section	A'_s (cm ²)	$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
Travée	0.785	2,51	5T8	20
Appui	1.13	2,51	5T8	20

Tableau III-7 Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition

➤ **Vérification :**

Vérification à **E.L.U** :

➤ **Escapement maximal:**

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.
- $S_t \leq 33 \text{ cm}$.

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **(CV)**.

Sur appui : $S_t = 25 \text{ c} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (CV).

➤ **La section minimale.**

- $A_{smin} = 0.23 * \frac{b*d*ft_{28}}{f_e}$.
- $A_{smin} = 1,63 \text{ cm}^2$.

En travée : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \dots \dots \dots$ (CV).

Sur appui : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \dots \dots \dots$ (CV).

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$ Tel que :

- $\tau = \min \left[0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right] \rightarrow$ (Fissuration non préjudiciable).
- $\tau = 2.5 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{V_u}{b*d}$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = \frac{q \times l}{2} = 23,77 \text{ KN}$.
- $\tau_u = 1.76 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ (CV).

➤ **Vérification à L'E.L. S :**

Vérification des contraintes de béton :

- $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28}$.

Soit : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$.

c. En travée :

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$
- $\alpha = 0.076$
- $\left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.445$

Donc : $\alpha = 0.0403 \leq 0.445 \dots \dots \dots$ (CV).

b. Sur appui :

- $\alpha = 0.0517$
- ≤ 0.445 (CV).

➤ **Contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,047 \leq 0,0625$ (CNV)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 \cdot M_0} \times M_t \rightarrow 0.051 \leq \frac{11.54}{10 \cdot 18.74} = 0.0616$ (CNV)
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0,0028 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ (CV)

Les deux premier conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

➤ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} .$$

Avec :

- f_{gv}, f_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportés par l'élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \dots \dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots Si : L > 5m \end{array} \right.$$

Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{1}{500}$.

D'après le **BAEL91** on a : $f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10.E_i.I_{fi}}$; $f_v = \frac{M_{ser}.l^2}{10.E_v.I_{vf}}$

➤ **Moment d'inertie de la section réduite :**

- $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2]$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante :
- $b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$.

Avec :

- $A'_s = 0, A_s = 4.52 \text{ cm}^2$.

➤ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

- $I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - v\right) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (Mpa)	λ _v Mpa	E _i Mpa	E _v Mpa
3.65	8199.03	9.67	32455.88	0,0033	6.36	2.54	32164	10819

Tableau III-8 Différents coefficient pour le calcul de la flèche

➤ **Calcul de f_{gi} et f_{gv} :**

On a:

- **Paillasse:** $g_1 = 8.64 \frac{KN}{ml}$.
- **Palier simple :** $g_2 = 5.6 \frac{KN}{ml}$.
 - $G_{eq} = 7.73 \frac{KN}{ml}$.
 - $M_0 = 10.84 \text{ KN.m}$
- $M_t = 1.25 * M_0 - (14.31 + 4.34) / 2 = 4.225 \text{ KN.m}$
 - $M_t = M_{gs}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M_{gs} (KN. m)	σ_{gs} (Mpa)	μ_g	$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	f_{gi} (cm)	f_{gv} (cm)
4.225	106.22	-0.05	35701.468	35701.468	0,042	0.122

Tableau III-9 Résultats de calcul fgi et fgv

➤ Calcul de f_{pi} :

On a :

- $q_{eq} = G_{eq} + Q = 7,73 + 2,5 = 10.23 \frac{KN}{ml}$.
- $M_0 = 8.45 \text{ KN.m}$
- $M_t = 1.25 * M_0 - (11.16 + 3.38)/23.29 \text{ KN.m}$.
- $M_t = M_{pi}$
- $\sigma_{pi} = \left(15 * \frac{M_{pi}}{I}\right) * (d - y)$.
- $\mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * \rho * \sigma_{pi} + ft_{28}}$.
- $I_{f_{pi}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_{pi}}$.
- $f_{pi} = M_{pi} * \frac{l^2}{10 * E_i * I_{f_{pi}}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M_{pi} (KN. m)	σ_{pi} (Mpa)	μ_{pi}	$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
7.69	193,37	0,21	26722.65	0,100

Tableau III-10 Résultats de calcul de fpi

➤ Calcul de f_{ji} :

On a :

J : La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

- Paillasse: $j_1 = 7.09 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Palier simple : $j_2 = 4 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- $j_{\text{eq}} = 6.02 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.
- $M_0 = 8,54 \text{ KN.m}$
- $M_t = 3.29 \text{ KN.m}$.
- $M_t = M_j$
- $\sigma_j = 15 * \frac{M_j}{I} * (d - y)$.
- $\mu_j = 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * \rho * \sigma_j + ft_{28}}$.
- $I_{fji} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_{ji}}$.
- $f_{ji} = M_j * \frac{l^2}{10 * E_i * I_{fji}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M_j (KN.m)	σ_j (Mpa)	μ_j	I_{fji} (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
5.73	82.73	-0.151=0	35701.468	0.0320

Tableau III-11 Résultats de calcul de f_{ji}

➤ Calcul de la flèche admissible f_{ad} :

$$f_{\text{ad}} = \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 0.67 \text{ cm}$$

Finalement on a :

$$\Delta f = f_{\text{gv}} - f_{\text{ji}} + f_{\text{pi}} - f_{\text{gi}} = 0.148 \text{ cm}$$

- $\Delta f \leq f_{\text{ad}} = 0,67 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(CV)}$.

✓ 1^{er} et 3^{eme} volée :

Donc notre type d'escalier à étudier sera comme suite :

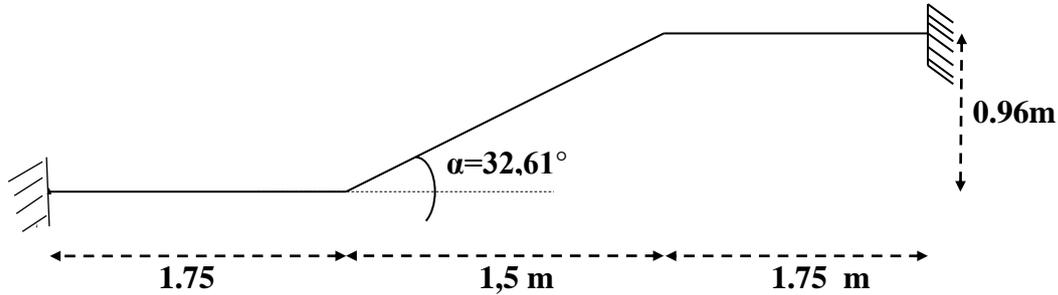


Figure III.8 schéma statique du 1^{er} et 3^{eme} volées courant

➤ Evaluation des charges :

- ✓ Paillasse: $g_1 = 8,64 \text{ KN/ml}$; $q = 2,5 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Palier simple : $g_2 = 5,6 \text{ KN/ml}$; $q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

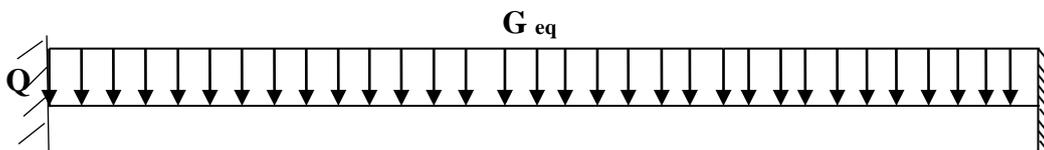


Figure III.9 distribution des charges sur 1^{er} et 3^{eme} volée étage courant

➤ Calcul des sollicitations :

Calcul des charges équivalentes :

$$G_{eq} = \frac{\sum g_i * L_i}{\sum L_i} = \frac{8,64 * 1,8 + 5,6 * (1,75 + 1,75)}{5,30} = 6.63 \text{ KN/ml}$$

$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

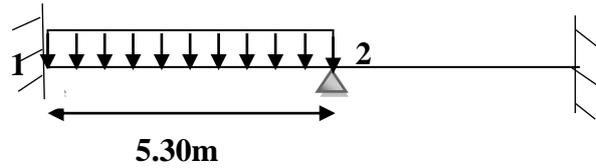


Figure III.10 charge équivalente sur 2^{ème} volée étage courant

On considère notre travée comme suite :

➤ Les combinaisons des charges :

ELU :

- $q_u = 1,35 * G_{eq} + 1,5 * Q = 1,35 * 6,63 + 1,5 * 2,5 = 12,70 \text{ KN/ml.}$

ELS :

- $q_{ser} = G_{eq} + Q = 6,63 + 2,5 = 9,13 \text{ KN/ml.}$

➤ Sollicitations de calcul de l'escalier :

ELU :

- Moment isostatique : $M_0 = 44,59 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_1 = 0,2 * M_0 = 0,2 * 44,59 = 8,92 \text{ KN.m}$
 $M_2 = (q_u * L^2 / 8,5) = (12,70 * 5,30^2 / 8,5) = 41,97 \text{ KN.m} ; M_3 = 0.$
- Moment en travée : $M_t = 1,25 * M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 30,30 \text{ KN.m ELS :}$

ELS :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = 32,06 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_1 = 0,4 * M_0 = 0,2 * 32,06 = 6,41 \text{ KN.m}$
 $M_2 = (q_{ser} * L^2 / 8,5) = (9,13 * 5,3^2 / 8,5) = 30,17 \text{ KN.m.} ; M_3 = 0$
- Moment en travée : $M_t = 1,25 * M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 30,30 \text{ KN.m.}$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **01 m** la section de béton est **(b*h) = (100*16) cm²**.

F _{c28} (Mpa)	θ	F _{t28} (Mpa)	γ _b	γ _s	d(mm)	F _{bu} (Mpa)	σ _s (Mpa)	f _e (Mpa)
25	1	2,1	1,5	1,15	135	14,2	348	400

0

Tableau III-12 Différents coefficients pour le calcul de ferraillage

➤ **Calcul des armatures :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$.
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	M _u (Kg. m)	μ	Z (cm)	α	A _s (cm ²)	A _{s adop}	Choix	S _t (cm)
Travée	30.30	0,0834	15.30	0,109	7.09	7.65	5T12	20
Appui	41.97	0,115	15.02	0,153	7.84	10.05	5T16	20

Tableau III-13 Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier

➤ **Les armatures de répartition :**

- $A'_s = \frac{A_s}{4}$.

Section	$A'_s(\text{cm}^2)$	$A_{s\text{ adop}}(\text{cm}^2)$	Choix	$S_t(\text{cm})$
Travée	1.41	2,51	5T8	20
Appui	2.51	2,51	5T8	20

Tableau III-14 Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition

➤ **Vérification :**

Vérification à **E.L.U** :

➤ **Espacement maximal:**

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.
- $S_t \leq 33 \text{ cm}$.

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **(CV)**.

Sur appui : $S_t = 20\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **(CV)**.

➤ **La section minimale.**

- $A_{s\text{min}} = 0.23 * \frac{b*d*ft_{28}}{f_e}$.
- $A_{s\text{min}} = 1,63 \text{ cm}^2$.

En travée : $A_s = 7.09 \text{ cm}^2 \geq A_{s\text{ min}} \dots \dots \dots$ **(CV)**.

Sur appui : $A_s 10.05\text{cm}^2 \geq A_{s\text{ min}} \dots \dots \dots$ **(CV)**.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$ Tel que :

- $\tau = \min \left[0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right] \rightarrow$ **(Fissuration non préjudiciable)**.
- $\tau = 2.5 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{V_u}{b*d}$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

- $V_u = \frac{q \times l}{2} = 33.66 \text{ KN}$.
- $\tau_u = 0.249 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

➤ **Vérification à L'EL S :**

Vérification des contraintes de béton :

- $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28}$.

Soit : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$.

d. En travée :

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$
- $\alpha = 0.057$
- $\left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.445$

Donc : $\alpha = 0.162 \leq 0.445 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

e. Sur appui :

- $\alpha = 0.109 \leq 0.445 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

➤ **Contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,03 \leq 0,0625 \dots \dots \text{ (CNV)}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 * M_0} \times M_t \rightarrow 0.03 \leq \frac{30.30}{10 * 32.06} = 0,0945 \dots \dots \text{ (CNV)}$
- $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0,006 \leq 0,0105 \dots \dots \text{ (CV)}$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

➤ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le BAEL 91, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} .$$

Avec :

- f_{gv}, f_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportés par l'élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{array} \right.$$

Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{500}$.

D'après le **BAEL91** on a : $f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$; $f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vf}}$

➤ **Moment d'inertie de la section réduite :**

- $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2]$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante :
- $b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$.

Avec :

- $A'_s = 0, A_s = 3.14 \text{ cm}^2$.

➤ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

- $I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - v\right) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$.

Avec :

- $V = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d}{b \cdot d + 15 \cdot A_s}$.
- $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$, $\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5}$.
- $\lambda_i = 0.05 * \frac{ft_{28}}{5 \cdot \rho}$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (Mpa)	λ _v (Mpa)	E _i (Mpa)	E _v (Mpa)
4.55	12391.71	9,80	32834,53	0,0057	3.7	1.5	32164.2	10819

Tableau III-15 Différents coefficient pour le calcul de la flèche

➤ Calcul de f_{gi} et f_{gv} :

On a:

- Paillasse: $g_1 = 8.64 \text{ KN/ml}$
- Palier simple : $g_2 = 5.6 \text{ KN/ml}$
- $G_{eq} = 6.63 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- $M_0 = 23.23 \text{ KN.m}$
- $M_1 = 0.2 * M_0 = 0.4 * 23.23 = 4.66 \text{ KN.m}$
- $M_2 = 21.91 \text{ KN.m}$; $M_3 = 0$.
- 15.82 KN.m .
- $M_t = M_{gs}$.
- $\sigma_{gs} = 15 * M_{gs} * \frac{d-y}{I}$.
- $\mu_g = 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * \rho * \sigma_{gs} + ft_{28}}$.
- $I_{f_{gi}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$.
- $I_{f_{gv}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$.
- $f_{gi} = M_{gs} * \frac{l^2}{10 * E_i * I_{f_{gi}}}$.

- $f_{gv} = M_{gs} * \frac{l^2}{10 * E_v * I_{fgv}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{gs}(\text{KN.m})$	$\sigma_{gs}(\text{Mpa})$	μ_g	$I_{f_{gi}}(\text{cm}^4)$	$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	$f_{gi}(\text{cm})$	$f_{gv}(\text{cm})$
15.82	171.39	0.388	18138.53	2248.61	0,762	0,932

Tableau III-16 Résultats de calcul fgi et fgv

➤ Calcul de f_{pi} :

On a :

- $q_{eq} = G_{eq} + Q = 6.63 + 2,5 = 9.13 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- $M_0 = 32.06 \text{ KN.m}$
- $M_1 = 6.412 \text{ KN.m}$
- $M_2 = 30.17 \text{ KN.m} ; M_3 = 0.$
- $M_t = 21.78 \text{ KN.m}.$
- $M_t = M_{pi}$
- $\sigma_{pi} = \left(15 * \frac{M_{pi}}{I} \right) * (d - y).$
- $\mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{pi} + f_{t28}}.$
- $I_{f_{pi}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_{pi}}.$
- $f_{pi} = M_{pi} * \frac{l^2}{10 * E_i * I_{f_{pi}}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{pi}(\text{KN.m})$	$\sigma_{pi}(\text{Mpa})$	μ_{pi}	$I_{f_{pi}}(\text{cm}^4)$	$f_{pi}(\text{cm})$
21.78	176.92	0,404	14542.68	0,739

Tableau III-17 Résultats de calcul de fpi

➤ Calcul de f_{ji} :

On a :

J : La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

- Paillasse: $j_1 = 7.09 \frac{KN}{ml}$.
- Palier simple : $j_2 = 4 \frac{KN}{ml}$.
- $j_{eq} = 5.58 \frac{KN}{m^2}$.
- $M_0 = 19.62 \text{ KN.m}$
- $M_1 = 3.92 \text{ KN.m}$
- $M_2 = 18.44 \text{ KN.m}$; $M_3 = 0$.
- $M_t = 13.35 \text{ KN.m}$.
- $M_t = M_j$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M_j (KN.m)	σ_j (Mpa)	μ_j	I_{fji} (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
13.35	144.63	0.149	23282.40	0,05

Tableau III-18 Résultats de calcul de f_{ji}

➤ Calcul de la flèche admissible f_{ad} :

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{5.30}{500} = 1.06 \text{ cm}$$

Finalement on a :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.519 \text{ cm}$$

- $\Delta f \leq f_{ad} = 1.06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

Schéma de ferrailage :

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

III.4.2. Les plancher à corps creux :

III.4.2.1.Introduction :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une table de compression de 4cm d'épaisseur

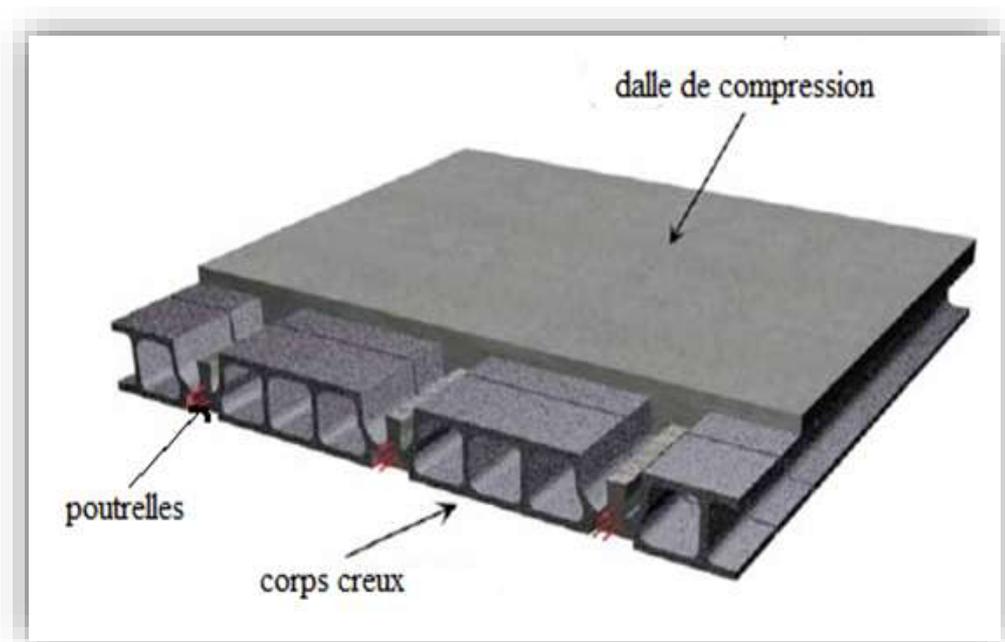


Figure .III.12 Les différents éléments constituant le plancher à corps creux.

III.4.2.2. Justification de choix des plancher à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus légère que les dalles pleines.
- Plus économique que les dalles pleines.
- Exécution simple et bonne isolation thermique et phonique.

Le calcul sera pour deux éléments :

- ❖ Poutrelle.
- ❖ La table de compression.

III.4.2.3 Calcul des poutrelles :

Le plancher est constitué de corps creux (20+5) qui repose sur des poutrelles.

Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation finale (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires (les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis)



Figure III.13 coupe verticale du plancher à corps creux

III.4.2.4 Méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

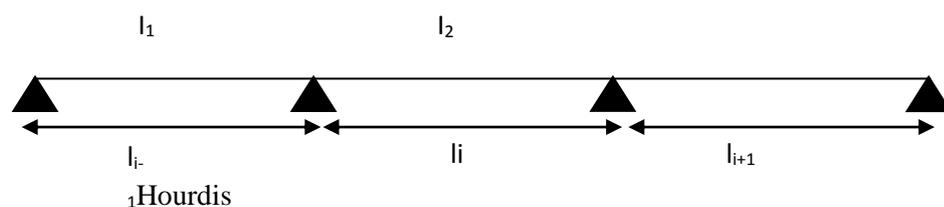
- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.4.2.5. Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers a sur charges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments a usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux ...

Son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- 1- Les charges d'exploitations sont modère, c'est-à-dire ou : $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 2- Les moments d'inerties sont constantes sur les différents travées : **I= constant.**
- 3- Les portées vérifier la relation suivant : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.
- 4- Les fissurations sont considérées **non préjudiciables** à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement.

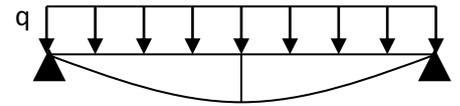


Dans le cas où l'une de ces trois dernières hypothèses n'est pas vérifiée, on peut appliquer la méthode de CAQUOT.

➤ **Application de la méthode :**

- $\alpha = \frac{q}{G+q}$: Le rapport des charges d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitation valeurs non pondérées.
- M_0 : Le moment maximal dans la travée de référence : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

- M_w, M_e : Valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue.
- M_t : Moment maximal dans la travée considérée.



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

On doit avoir :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

Les valeurs prise pour M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

a) Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left[\left(\max[1.05 ; (1 + 0.3 \alpha)] M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} ; \left(\frac{1.02 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \right) \right]$$

b) Travée intermédiaire :

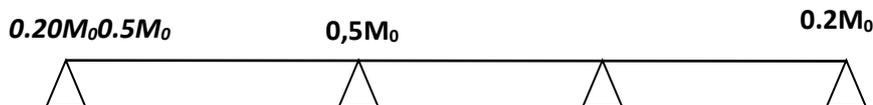
$$M_t \geq \max \left[\left(\max[1.05 ; (1 + 0.3 \alpha)] M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} ; \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \right) \right]$$

c) Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1) cas de 02 travées :



2) cas de 03 travées :



3) cas de plus de 03 travées :



➤ **L'expression de l'effort tranchant :**

- $T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$ avec: $T_0 = \frac{ql}{2} \cdot T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$
- T_w et T_e : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

✓ **Remarque :**

Dans le cas où l'appui de rive est solidaire à un poteau ou une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :

$$M_a = 0.15 \times M_0.$$

➤ **Méthode de CAQUOT :**

La méthode est applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée :

$$Q > 2G \quad \text{ou} \quad Q > 5 \text{ KN/m}^2.$$

- Les charges d'exploitation sont susceptibles des variations rapides.
- Les poutres sont associées à une dalle (**section T**).

➤ **Principe de la méthode :**

Cette méthode repose sur la méthode des trois moments qui est simplifiée et corrigée pour tenir compte :

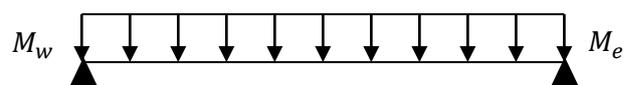
- De la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne, pour réduire ce moment sur appuis et augmenter les moments des travées.
- De l'amortissement des efforts du chargement des travées successives, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation

➤ **Application de la méthode :**

Pour les poutres avec moments d'inerties égaux :

$$M_i = \frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 \times M_0.$$



On calcul pour chaque côté de l'appui, les longueurs des travées fictives $L'_{w,e}$.

Avec :

- M_i : Le moment sur appui.
- M_t : Le moment en travée.
- P_w : La charge sur la travée gauche.
- P_e : La charge sur la travée droite.
- l : La longueur de la travée.
- $l'_{w,e} = l$: Pour une travée de rive.
- $l'_{w,e} = 0.8l$: Pour une travée intermédiaire.
- M_0 : Le moment fléchissant isostatique $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
- M_w, M_e : Les moments gauche et droite de la travée considérée.

➤ L'expression de l'effort tranchant :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ avec: } T_0 = \frac{ql}{2}$$

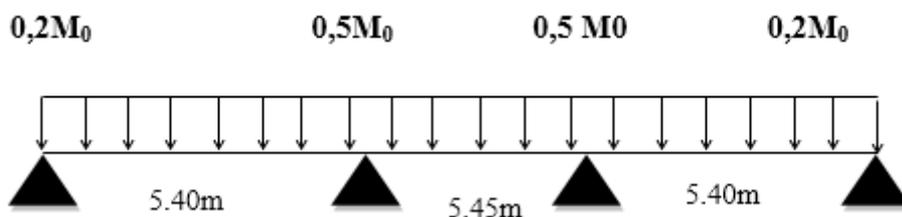
$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

- T_w et T_e : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

III.4.2.6 Vérification des conditions de la méthode FORFAITAIRE :

1) Plancher terrasse :

Dans notre structure, nous avons 01 types des poutrelles :



✓ 1^{ere} condition :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.88 ; 5) \text{ KN/m}^2 = 11.76 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

✓ 2^{eme} condition :

Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées : $I = cst \dots \dots \dots CV$.

✓ 3^{eme} condition :

• Type 1 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.99 ; 1) \leq 1.25 \dots \dots \dots CNV.$$

Une seule travée $\dots \dots \dots CV$.

✓ 4^{eme} condition :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\dots \dots \dots CV$.

Les 4 conditions sont vérifiées pour les 04types, donc la méthode FORFAITAIRE est applicable.

❖ Evaluation des charges :

Charge permanente : $G = 6.63 \text{ KN/m}^2$

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

Pour une bande de 0.65m : $G = 4.3 \text{ KN/ml}$.

Pour une bande de 0.65m : $Q = 0.65 \text{ KN/ml}$.

❖ Calcul des sollicitations :

✓ Combinaisons des charges :

A l'ELU : $p_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'ELS : $p_{ser} = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	p_u (KN/ml)	p_{ser} (K/ml)
Plancher terrasse inaccessible	4.30	0.65	6.78	4.95

Tableau.III.19 Charges supportées par Les poutrelles.

Type 01 : (METHODE FORFAITAIRE).

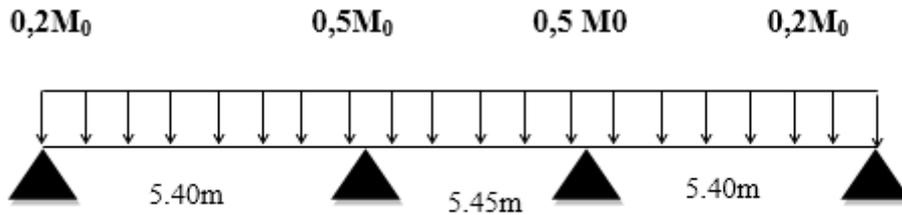


figure.III.14schéma statique plancher terrasse type 01

• En travée :

Les sollicitations en travées :

Travée	E.LU			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1	6.78	24.71	17.29	4.95	18.04	12.62
2		25.17	13.84		18.37	10.10
3		24.71	17.29		18.04	12.62

Tableau III.20LES sollicitations en travées (Type 01).

• **Sur appui :**

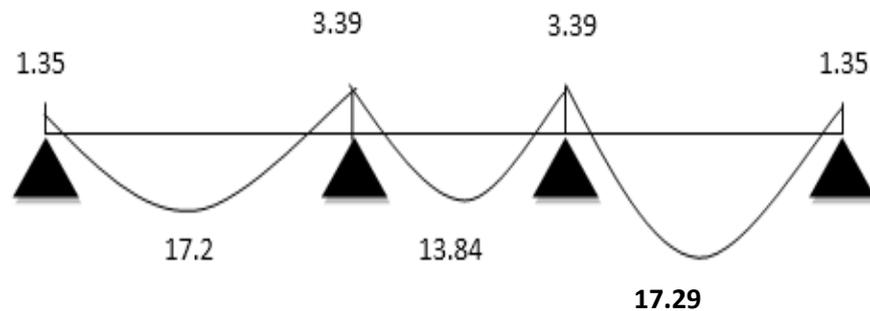
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.78	1.35	4.95	0.99
2	6.78	3.39	4.95	2.47
3	6.78	3.39	4.95	2.47
4	6.78	1.35	4.95	0.99
5				

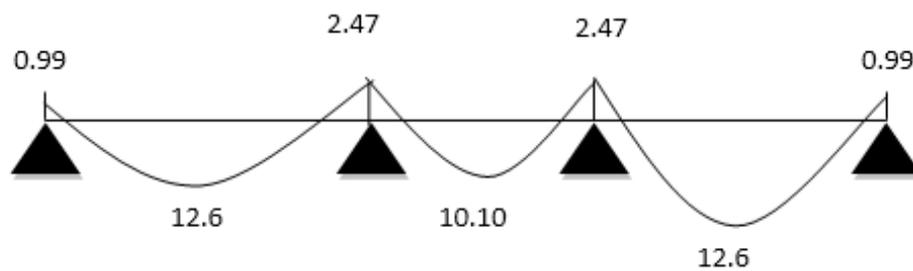
Tableau III.21 LES sollicitations sur appui (Type 01).

➤ **Diagramme des moments :**

ELU :



ELS :



Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = - (q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

$$T_e = (q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

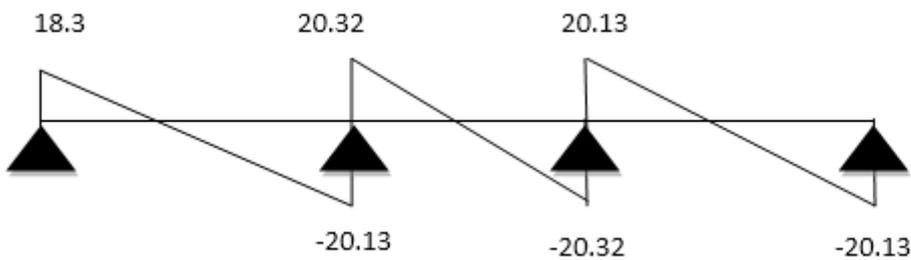
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_e(1-2) = \frac{qu^1}{2}$	18.30
2	$T_w(1-2) = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-20.13
	$T_e(2-3) = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	20.32
3	$T_w(2-3) = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-20.32
	$T_e(3-4) = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	20.13
4	$T_w(3-4) = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-20.13

Tableau III.22 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).

➤ **Diagramme des efforts tranchant :**

ELU :



III.4.7 calcul des armatures a l'ELU :

Plancher Terrasse :

$$M_{\max} (\text{travée}) : Mu^t = 17.29 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : Mu^a = 1.35 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : Mu^i = 3.39 \text{KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• En travée :

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,225 - 0,05/2)$$

$$M_t = 92.30 \text{KN.m} > M_u = 3.39 \text{KN.m.}$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: $b = 0.65 \text{ m}$ et $h = 0.25 \text{ m}$.

• Sur appui :

$$\text{Sur appui de rive} : M_t = 92.30 \text{KN.m} > M_u = 3,39 \text{KN.m.}$$

\Rightarrow Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×25).

$$\text{Sur appui d'intermédiaire} : M_t = \text{KN.m} > M_u = 3.39 \text{KN.m.}$$

\Rightarrow Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×25).

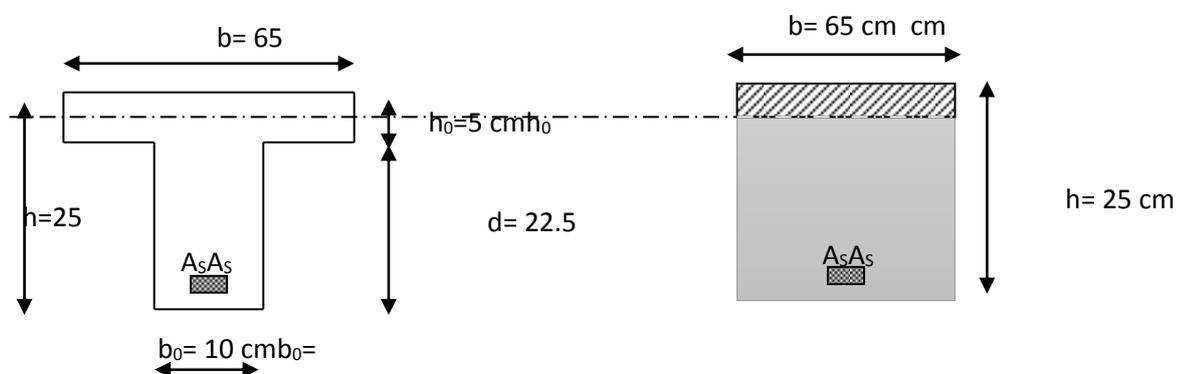


Figure .III.15 Schéma descriptif des poutrelles.

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	M	A	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
Travée	17.29	0,65	0,22 5	0.037	0.047	22.07	2.25	1.766	3T10 = 2.36
Appui de rive	1.35	0,10	0.22 5	0.018	0.022	22.30	0.17	0.272	1T10 = 0,79
Appui intermédiaire	3.39	0,10	0.22 5	0.047	0.06	21.96	0.44	0.272	2T10=1.57

Tableau III.23 Calcul des armatures Plancher terrasse.

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité : $A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$.

En travée :

$$\Rightarrow A_s = 2.36\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.766\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Sur appui :

appui de rive : $\Rightarrow A = 0.79\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.272\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

- appui intermédiaire : $\Rightarrow A_s = 1.57\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.272\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u\text{max}} = 20.32\text{KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b_0 \times d} = 0.89 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 0.89 \text{ Mpa} < \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{mm} = 7.14 \text{mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.5 \times b_0}$$

Suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 22.5; 40\text{cm}) = 20.25 \text{ cm}.$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$.

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0.003 \times 20 \times 10 = 0,6\text{cm}$$

$$Q_t = 8\text{mm} \geq 6\text{mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$T_{u_{\max}} = 20.32\text{KN} \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 20.32 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 2.006\text{MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2.006\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

1. En travée :

$$\alpha = 0.047; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\text{Soit : } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \rightarrow \alpha = 0.047 \leq 0.43 \dots \dots \dots \text{CV}.$$

2. Sur appui :

- appui de rive :

$$\alpha = 0.069; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \rightarrow \alpha = 0.069 \leq 0.43 \dots\dots\dots CV.$

- appui intermédiaire :

$$\alpha = 0.194 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \rightarrow \alpha = 0.194 \leq 0.43 \dots\dots\dots CV.$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{545} = 0.045 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots CV. \\ \frac{25}{545} = 0.045 \leq \frac{17.29}{15 \times 24.71} = 0.046 \dots\dots\dots CNV. \\ \frac{3.93}{10 \times 22.5} = 0.017 \geq \frac{5.45}{400} = 0.0136 \dots\dots\dots CV. \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées

❖ Calcule la flèche :

$F \leq F_{adm} .$

- $F_{adm} = L / 500 = 5450 / 500 = 10.9mm$
- $I_0 = bh^3 / 12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = 178407.80cm^4$
- $\Phi = A_s / b_0d = 0,0174$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0/d)) = 1.81$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = -0.10 = 0$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 196248.58cm^4$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} mm^{-1} = 0.00000219$

• $F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 1.36\text{mm} < 10.9\text{mm}$

Donc $F \leq F_{adm}$ CV

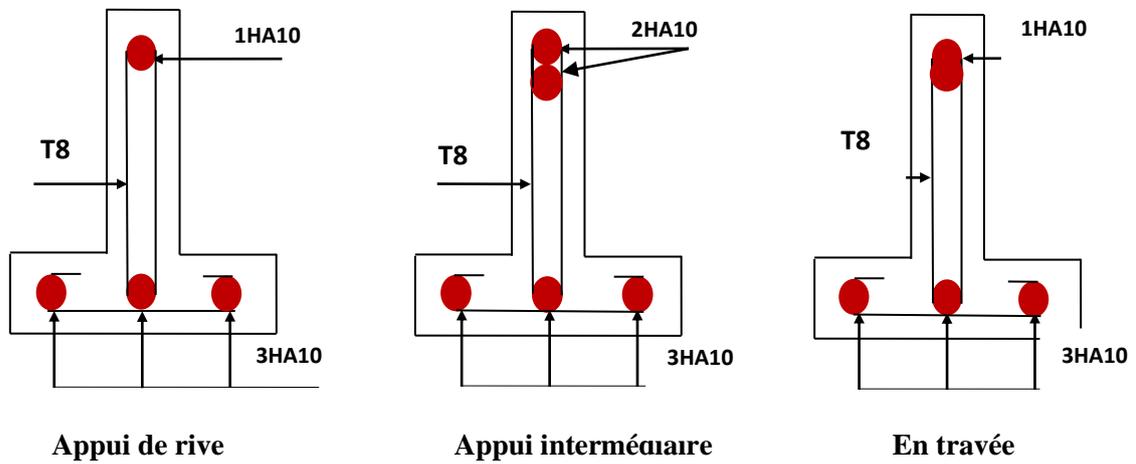
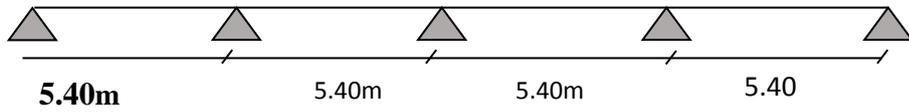


Figure.III.16 Ferrailage des poutrelles (plancher terrasse)

2) Plancher 5a7^{ème} étage :

Dans notre cas, nous avons 04 types des poutrelles :

Types	Schéma statique
1 ^{er} Type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	

✓ 1^{ère} condition :

$$Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \frac{\max(2 \times 5.20 ; 5) \text{KN}}{\text{m}^2} = 11.7 \text{KN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}.$$

✓ 2^{ème} condition :

Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées : $I = \text{cst} \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ 3^{ème} condition :

• Type 1 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1. ; 1 ; 1 ; 1 ; 1 ; 1 ;) \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV}.$$

• Type2 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1. ; 1 ; 1.) \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CNV}.$$

- **Type3 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1.;) \leq 1.25 \dots\dots\dots CV.$$

- ✓ **4^{eme} condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable **CV.**

Les 4 conditions sont vérifiées pour les 03types, donc **la méthode FORFAITAIRE** est applicable.

❖ **Evaluation des charges :**

Charge permanente : $G = 5.85 \text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$

Pour une bonde de 0.65m : $G = 3.80 \text{KN/ml}$.

Pour une bonde de 0.65m : $Q = 0.975 \text{KN/ml}$.

❖ **Calcul des sollicitations :**

- ✓ **Combinaisons des charges :**

A l'ELU : $p_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'ELS: $p_{ser} = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	p_u (KN/ml)	p_{ser} (K/ml)
Plancher étage courant	3.80	0.975	6.59	4.775

Tableau.III.24 Charges supportées par Les poutrelles.

Type 01 :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1-2	6.59	24.02	17.05	4.77	17.38	12.33
2-3		24.02	13.45		17.38	10.6
3-4		24.02	15.85		17.38	15.85
4-5		24.02	14.65		17.38	10.6
5-6		24.02	17.05		17.38	12.33

Tableau III.25 LES sollicitations en travées (Type 01).

- **Sur appui :**

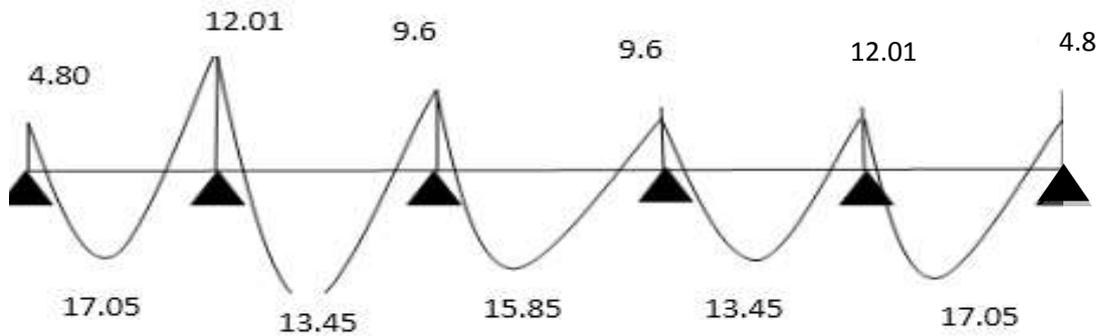
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U			E.L.S	
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)	q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
1	6.59	4.80	4.77	3.47	
2	6.59	12.01	4.77	8.65	
3	6.59	9.6	4.77	6.95	
4	6.59	9.6	4.77	6.95	
5	6.59	12.01	4.77	8.65	
6	6.59	4.8	4.77	3.47	

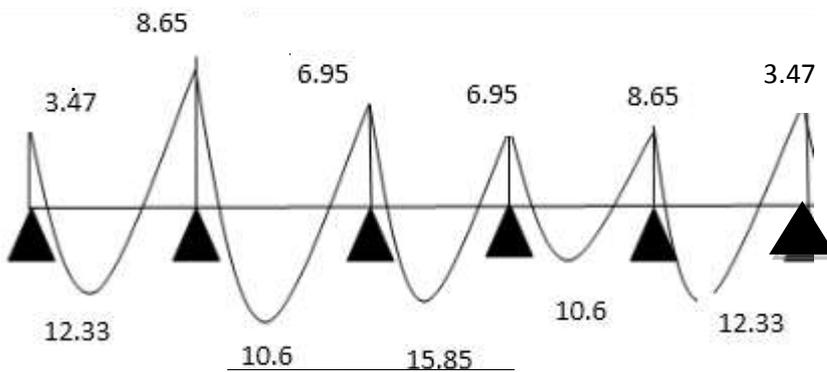
Tableau III.26 LES sollicitations sur appui (Type 01).

➤ Diagramme des moments :

ELU :



ELS



Calcul de l'effort tranchant :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

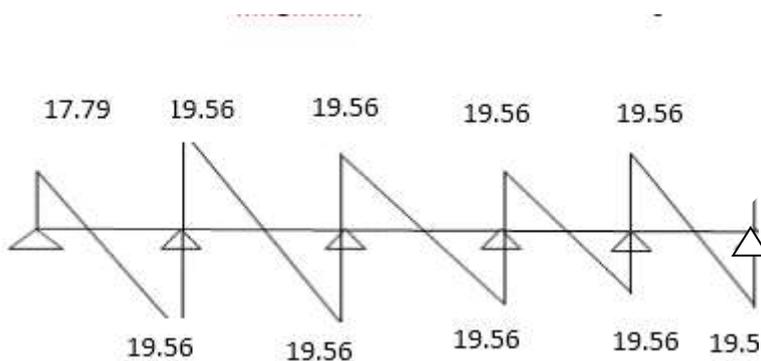
Appuis	Les efforts tranchants(KN)
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^l}{2} = 17.79$
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^l}{2} = -19.56$
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^l}{2} = 19.56$
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^l}{2} = -19.56$
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^l}{2} = 19.56$

4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^1}{2} = 19.56$
	$T_{e(4-5)} = 1.1 \frac{qu^1}{2} = 19.56$
5	$T_{w(4-5)} = -1.1 \frac{qu^1}{2} = -19.56$
	$T_{e(5-6)} = 1.1 \frac{qu^1}{2} = 19.56$
6	$T_{w(5-6)} = -1.1 \frac{qu^1}{2} = -19.56$

Tableau III.27 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).

➤ **Diagramme des efforts tranchant :**

ELU :



Type 02:

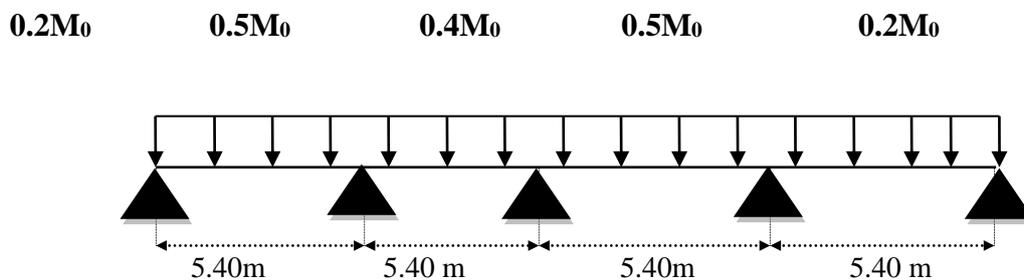


Figure III.17 Schéma statique Plancher 5et7^{er} étage (Type02)

• En travée :

Les sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1-2	6.59	24.02	17.05	4.77	17.38	12.33
2-3		24.02	13.45		17.38	10.6
3-4		24.02	13.45		17.38	10.6
4-5		24.02	17.05		17.38	12.33

Tableau III.28 LES sollicitations en travées (Type 02).

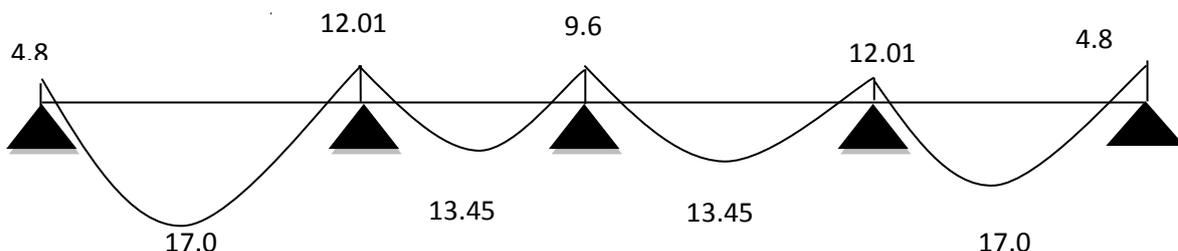
• Sur appui :

Les sollicitations sur appuis :

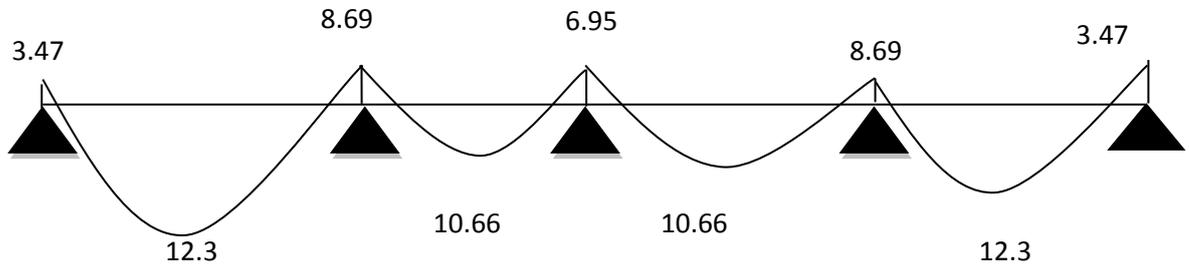
Appui	E.L.U			E.L.S	
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)	q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
1	6.59	4.8	4.77	3.47	
2	6.59	12.01	4.77	8.69	
3	6.59	9.6	4.77	6.95	
4	6.59	12.01	4.77	8.69	
5	6.59	4.8	4.77	3.47	

Tableau III.29 LES sollicitations sur appui (Type 02).

➤ Diagramme des moments :ELU :



ELS :



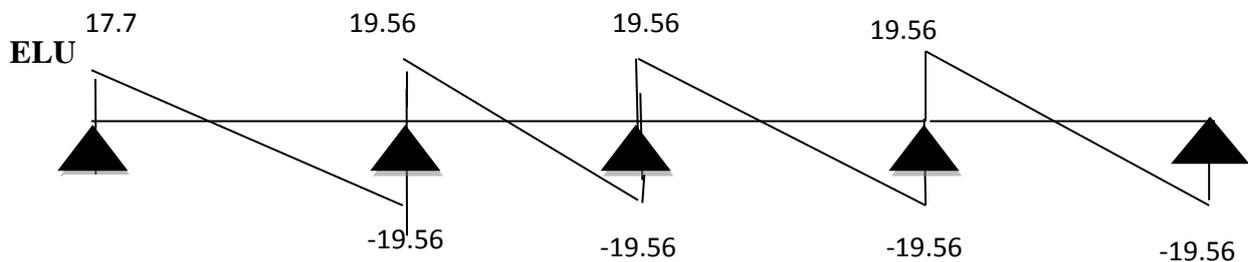
➤ Calcul de l'effort tranchant :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^l}{2}$	17.79
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^l}{2}$	-19.56
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^l}{2}$	19.56
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^l}{2}$	-19.56
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^l}{2}$	19.56
4	$T_{e(4-5)} = 1.1 qu^l / 2$	-19.56

Tableau III.30 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type02).

➤ Diagramme des efforts tranchant :



Type 03 :

En travée :

Les sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1-2	6.59	24.02	15.85	4.77	17.38	11.47
2-3		24.02	15.85		17.38	11.47

Tableau III.31 LES sollicitations en travées (Type 03).

Sur appui :

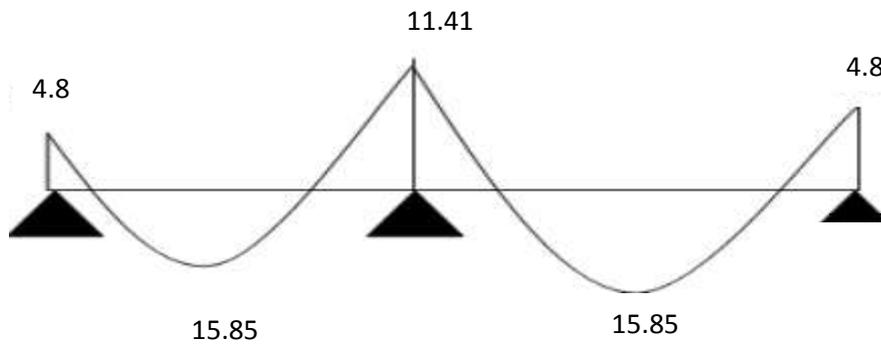
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U			E.L.S	
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)	q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
1	6.59	4.8	4.77	3.47	
2	6.59	14.41	4.77	10.42	
3	6.59	4.8	4.77	3.47	

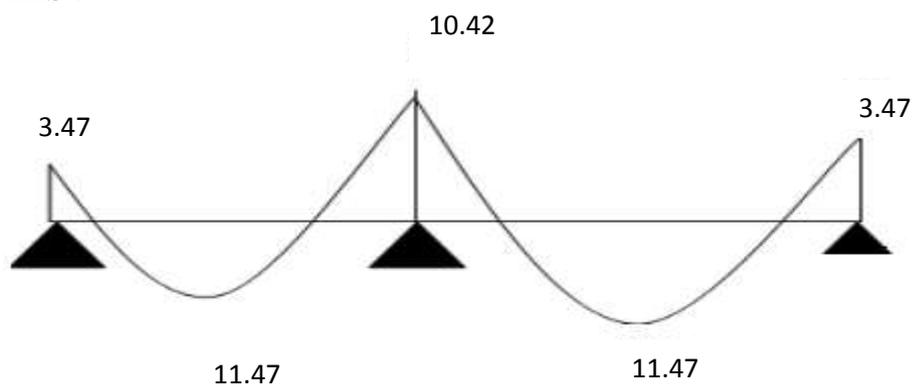
Tableau III.32 LES sollicitations sur appui (Type 03).

➤ Diagramme des moments :

ELU :



ELS :



➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

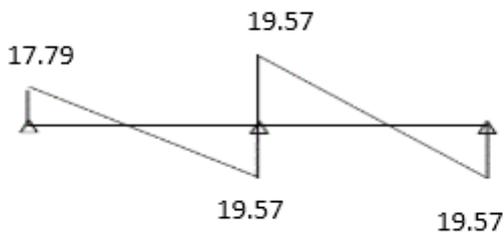
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	17.79
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-19.57
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	19.57
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-19.57

Tableau III.33 Résultats de calcul des efforts tranchants. (Type03)

➤ **Diagramme des efforts tranchant :**

ELS :



III.4.2.8 Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

✓ **Plancher 5^{ème} et 7^{ème} étage :**

M_{\max} (travée) : $M_u^t = 17.05 \text{KN.m.}$

M_{\max} (appui de rive) : $M_u^a = 12.01 \text{KN.m.}$

M_{\max} (appui intermédiaire) : $M_u^a = 14.41 \text{KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,225 - 0,05/2)$$

$$M_t = 92,3 \text{ KN.m} > M_u = 17,05 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: $b = 0,65 \text{ m}$ et $h = 0,25 \text{ m}$.

• **Sur appui :**

$$\text{Sur appui de rive : } M_t = 92,3 \text{ KN.m} > M_u = 12,01 \text{ KN.m.}$$

\Rightarrow **Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×25).**

$$\text{Sur appui d'intermédiaire : } M_t = 92,3 \text{ KN.m} > M_u = 14,41 \text{ KN.m.}$$

\Rightarrow **Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×25).**

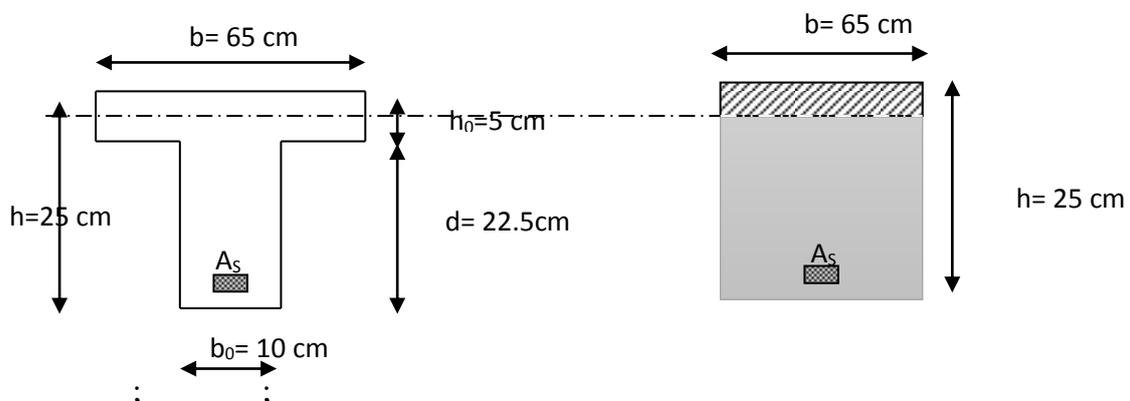
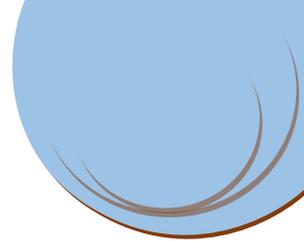


Figure III.18 Schéma descriptif des poutrelles.



$$Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	M	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	17.05	0,65	0,22	0,036	0,045	20.09	2.43	1,76	3T12 = 3.39
Appui de rive	12.01	0,10	0,22	0,16	0,050	22.05	1.71	0,272	1T10+1T12 = 1.92
Appui intermédiaire	14.41	0,10	0,22	0.20	0,281	20.7	2.05	0,272	2T12= 2.26

Tableau III.34 Calcul des armatures Plancher 1^{er} étage

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité :

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

En travée :

⇒ $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Sur appui :

- ◆ appui de rive : ⇒ $A_s = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,272 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- appui intermédiaire : ⇒ $A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,272 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{umax} = 19.57 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_0 \times d} = \frac{19.57 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.225} = 0.87 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.87 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = \min \left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right) \text{ mm} = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 8 \text{ mm}$

$$\rightarrow A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.5 \times b_0}$$

Suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 22.5; 40\text{cm}) = 20.25 \text{ cm.}$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$.

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0.003 \times 20 \times 10 = 0,54\text{cm}$$

$$Q_t = 8\text{mm} \geq 4\text{mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 195.7 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.93 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.93 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

3. En travée :

$$\alpha = 0.058 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \rightarrow \alpha = 0.058 \leq 0.45 \dots \dots \dots \text{CV.}$

4. Sur appui :

• **appui de rive :**

$$\alpha = 0.29 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \rightarrow \alpha = 0.29 \leq 0.45 \dots \dots \dots \text{CV.}$

• **appui intermédiaire : $\alpha = 0.256 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$**

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha = 0.256 \leq 0.45 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{540} = 0.037 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CNV.} \\ \frac{20}{540} = 0.037 \leq 0.05 \dots \dots \dots \text{CNV.} \\ \frac{2.36}{10 \times 22.5} = 0.010 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CNV.} \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées.

❖ Calcule la flèche :

$$F \leq F_{adm} .$$

- $F_{adm} = L/ 500 = 5400/500 = 10.6\text{mm}$
- $I_0 = bh^3/12+(15 \times A_s \times (h/2-d')^2) = 45598.93 \text{ cm}^4$
- $\Phi = A_s/b_0d = 0,013$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2+3 \times b_0/d)) = 3,28$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = 0,82$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 13594.65 \text{ cm}^4$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i . I_{fi} = 0,00000222 \text{ mm}^{-1}$
- $F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4.6 \text{ mm} < 10.6\text{mm} \Rightarrow F_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$

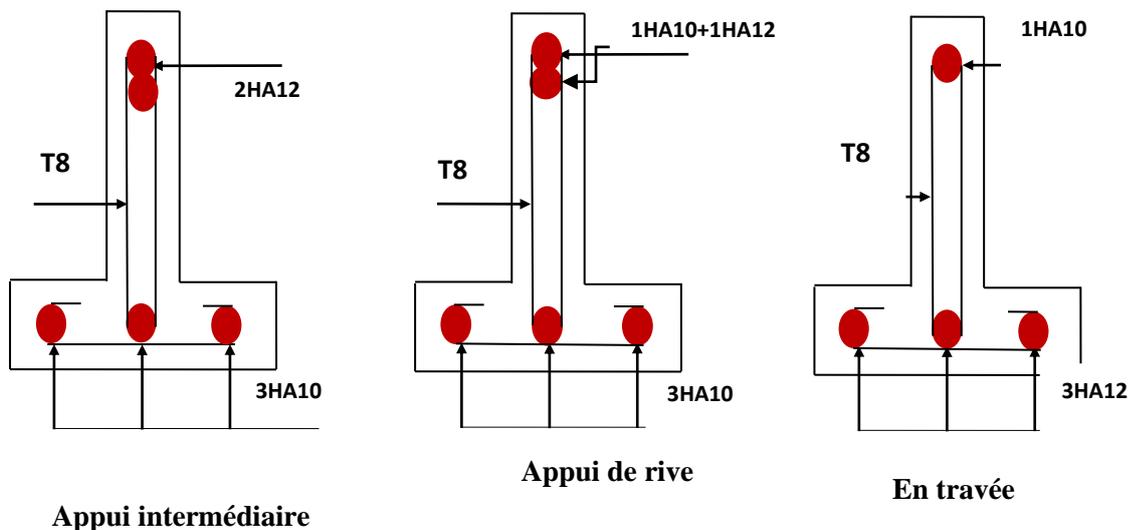


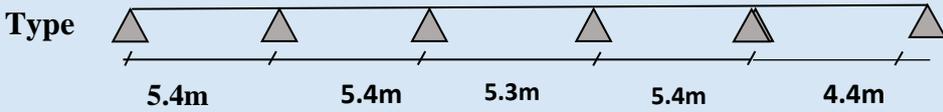
Figure.III.19 Ferrailage des poutrelles (plancher 1^{er} étage service)

3) Plancher RDC+1ère:

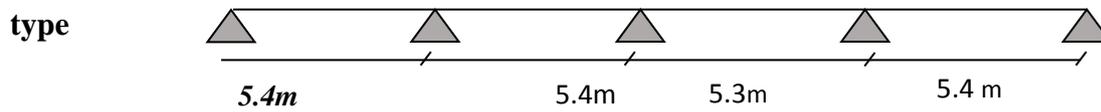
Dans notre cas, nous avons 05 types des poutrelles

Types Schéma statique

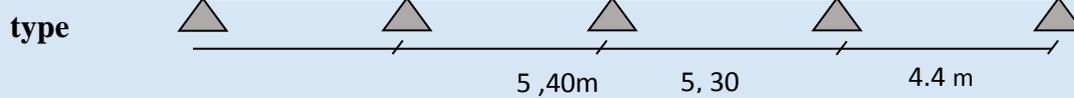
1er



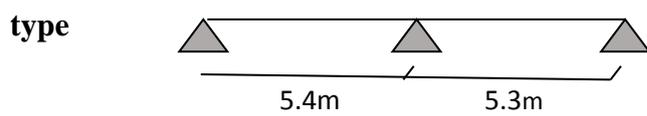
2^{eme}



3^{eme}



4^{eme}



5^{eme}



✓ **1^{ere} condition :**

$$Q = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \frac{\max(2 \times 5.85 ; 5)\text{KN}}{\text{m}^2} = 11.70\text{KN}/\text{m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

✓ **2^{eme} condition :**

Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées : $I = cst \dots\dots\dots \text{CV}.$

✓ **3^{eme} condition :**

• **Type 1 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1 ; 0.19 ; 0.99 ; 1.23) \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}.$$

• **Type2 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1 ; 1.02 ; 0.98) \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

• **Type3 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1.02 ; 0.98 ; 1.23) \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

• **Type4 :**

$$0.8 \leq (1.02) \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

• **Type5 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.95) \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

✓ **4^{eme} condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\dots\dots\dots \text{CV}.$

Les 4 conditions sont vérifiées pour les 05types, donc **la méthode FORFAITAIRE** est applicable.

❖ **Evaluation des charges :**

Charge permanente : $G = 5.85\text{KN}/\text{m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{KN}/\text{m}^2$

Pour une bonde de 0.65m : $G = 3.80\text{KN}/\text{ml}.$

Pour une bonde de 0.65m : $Q = 0.97 \text{KN}/\text{ml}.$

❖ Calcul des sollicitations :

✓ Combinaisons des charges :

A l'ELU : $p_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'ELS: $p_{ser} = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	p_u (KN/ml)	p_{ser} (K/ml)
Plancher étage courant	5.85	1.5	6.58	4.77

Tableau.III.35 Charges supportées par Les poutrelles.

Type 01 :

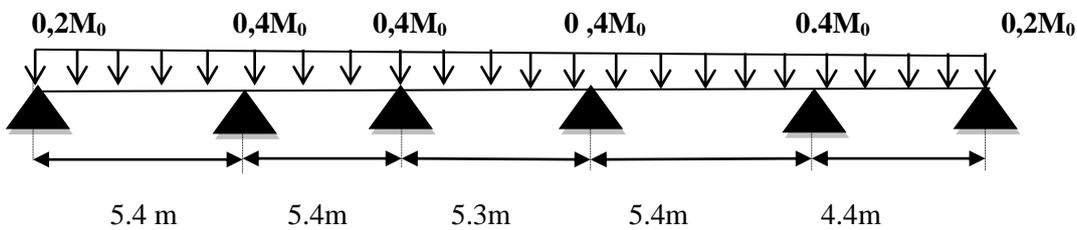


Figure III.20 Schéma statique Plancher RDC et 1ère étage (Type 01)

• En travée :

Les sollicitations en travées :

Travée	E.LU			E.L.S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	10.15	37	26.34	4.77	5.62	19.074
2-3		37	22.344		12.94	16.395
3-4		35.64	23.31		6.20	16.288
4-5		37	22.91		12.66	16.591
5-6		24.6	15.52		5.62	11.224

Tableau III.36 LES sollicitations en travées (Type 01).

- **Sur appui :**

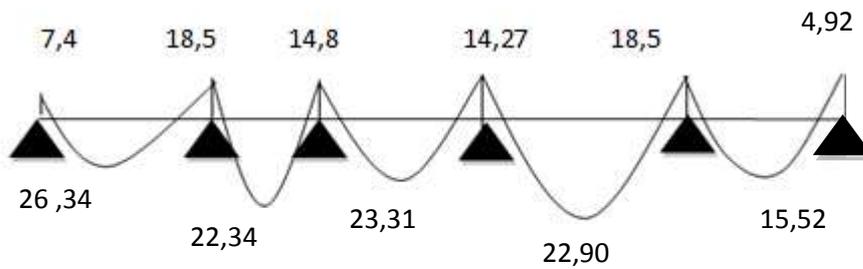
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	10.15	7.4	4.77	5.358
2	10.15	18.5	4.77	13.395
3	10.15	14.8	4.77	10.016
4	10.15	14.27	4.77	10.323
5	10.15	18.5	4.77	13.395
6	10.15	4.92	4.77	3.557

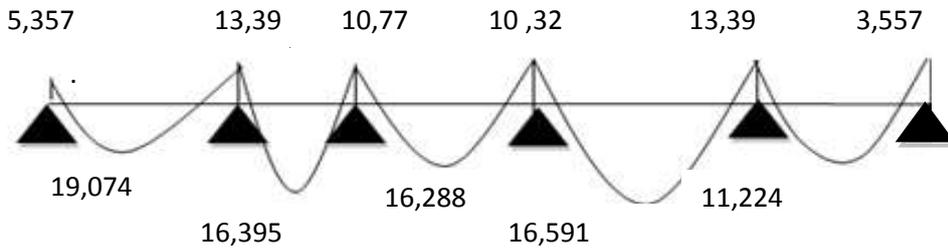
Tableau III.37 LES sollicitations sur appui (Type 01).

➤ **Diagramme des moments :**

ELU :



ELS :



Calcul de l'effort tranchant :

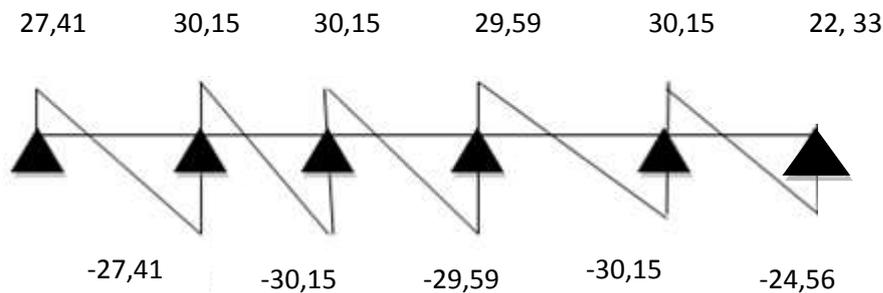
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	27.41
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-30.15
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	30.15
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-29.59
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	30.15
4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-30.15
	$T_{e(4-5)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	29.59
5	$T_{w(4-5)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-24.56
	$T_{e(5-6)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	30.15
6	$T_{w(5-6)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	22.33

Tableau III.38 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).

➤ Diagramme des efforts tranchant :

ELU :



III.4.2.9 Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

✓ **Plancher RDCet1^{er} étage :**

M_{\max} (travée) : $M_u^t = 26,34 \text{KN.m}$.

M_{\max} (appui de rive) : $M_u^a = 7,4 \text{KN.m}$.

M_{\max} (appui intermédiaire) : $M_u^a = 18,5 \text{KN.m}$.

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,225 - 0,05/2)$$

$$M_t = 92,30 \text{KN.m} > M_u = 26,344 \text{KN.m}.$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: $b = 0,65 \text{ m}$ et $h = 0,25 \text{ m}$.

• **Sur appui :**

$$\text{Sur appui de rive : } M_t = 90,30 \text{KN.m} > M_u = 7,4 \text{KN.m}.$$

⇒ Section rectangulaire (b×h) = (10×25).

Sur appui d'intermédiaire : $M_t = 90,30 \text{ KN.m} > M_u = 18,5 \text{ KN.m}$.

⇒ Section rectangulaire (b×h) = (10×25).

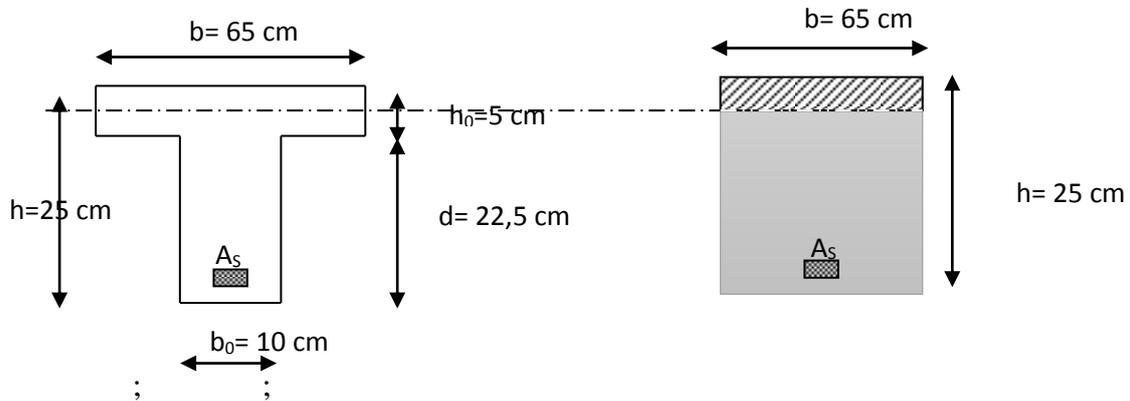


Figure .III.21 Schéma descriptif des poutrelles.

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	M	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	26,344	0,65	0,225	0,056	0,072	21,8 5	3,46	3T14 = 4,62
Appui de rive	7,4	0,10	0,225	0,136	0,136	21,2 8	1	1T12 = 1.13
Appui intermédiaire	18,5	0,10	0,225	0.257	0,379	19,0 9	2.78	3T12= 3,39

Tableau III.39 Calcul des armatures Plancher 1^{er} étage

➤ Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

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

En travée :

$\Rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,766 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Sur appui :

- ◆ appui de rive : $\Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,272 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- appui intermédiaire : $\Rightarrow A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,272 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{umax} = 30,15 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_0 \times d} = \frac{19,57 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,225} = 0,86 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_u = 0,86 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 7,14 \text{ mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 8 \text{ mm}$

$\rightarrow A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2.$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,5 \times b_0}$$

Suivant BAEL91 :

$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 22,5; 40 \text{ cm}) = 20,25 \text{ cm.}$

On adopte: $S_t = 20 \text{ cm.}$

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0.003 \times 20 \times 10 = 0,6\text{cm}$$

$$Q_t = 8\text{mm} \geq 6\text{mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 195.7 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.93 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.93 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

5. En travée :

$$\alpha = 0.0726 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\text{Soit : } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.0726 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

6. Sur appui :

• **appui de rive :**

$$\alpha = 0.136 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\text{Soit : } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.136 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **appui intermédiaire : $\alpha = 0,3791 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$**

$$\text{Soit : } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha = 0.3791 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification** Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{540} = 0.046 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{CNV.} \\ \frac{25}{540} = 0.046 \leq 0.05 \dots\dots\dots \text{CNV.} \\ \frac{3,39}{10 \times 22,5} = 0.015 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CNV.} \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées.

❖ Calcule la flèche :

$$F \leq F_{adm} .$$

- $F_{adm} = L / 500 = 5400 / 500 = \mathbf{10.6mm}$
- $I_0 = bh^3 / 12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = \mathbf{135192,19cm^4}$
- $\Phi = A_s / b_0 d = \mathbf{0,015}$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0 / d)) = \mathbf{2,1}$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = \mathbf{0,84}$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 53802,96$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i . I_{fi} = \mathbf{0,00000319mm^{-1}}$
- $F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \mathbf{2,5 mm} < \mathbf{10mm} F \leq F_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$

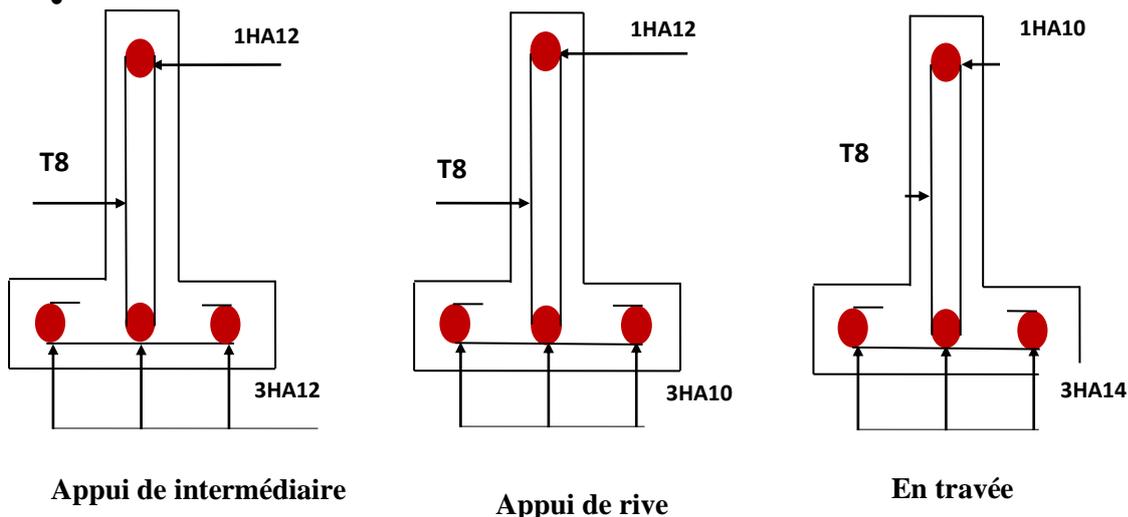
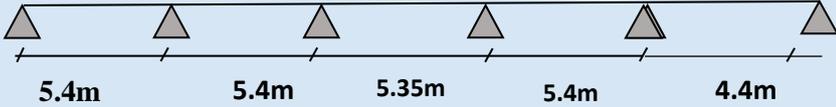
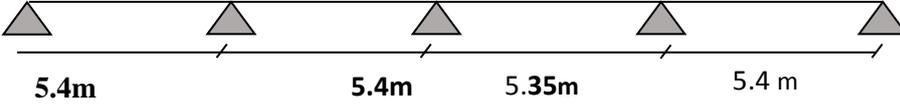
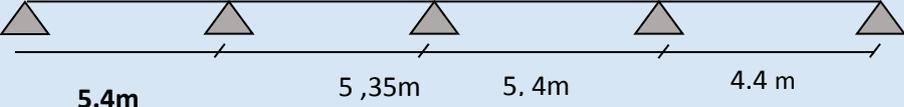
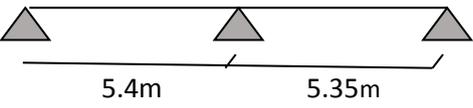


Figure.III.22 Ferrailage des poutrelles (plancher 1^{er} étage service)

Plancher 2, 3 et 4^{ème} étage :

Dans notre cas, nous avons 05 types des poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} Type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	

✓ 1^{ère} condition :

$$Q = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \frac{\max(2 \times 5.85 ; 5) \text{KN}}{\text{m}^2} = 11.70 \text{KN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ 2^{ème} condition :

Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées : $I = cst \dots\dots\dots CV$.

✓ 3^{ème} condition :

• Type 1 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1 ; 1.01 ; 0.99 ; 1.23) \leq 1.25 \dots\dots\dots CNV.$$

• Type2 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1 ; 1.01 ; 0.99) \leq 1.25 \dots\dots\dots CV.$$

• Type3 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1.01 ; 0.99 ; 1.23) \leq 1.25 \dots\dots\dots CV.$$

• Type4 :

$$0.8 \leq (1.01) \leq 1.25 \dots\dots\dots CV.$$

• Type5 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.99) \leq 1.25 \dots\dots\dots CV.$$

✓ 4^{ème} condition :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\dots\dots\dots CV$.

Les 4 conditions sont vérifiées pour les 05types, donc **la méthode FORFAITAIRE** est applicable.

❖ Evaluation des charges :

Charge permanente : $G = 5.85 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 0.65m : $G = 3.80 \text{ KN/ml}$.

Pour une bonde de 0.65m : $Q = 0.97 \text{ KN/ml}$.

❖ Calcul des sollicitations :

✓ Combinaisons des charges :

A l'ELU : $p_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'ELS : $p_{ser} = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	p_u (KN/ml)	p_{ser} (K/ml)
Plancher étage courant	5.85	1.5	6.58	4.77

Tableau.III.40 Charges supportées par Les poutrelles.

Type 01 :

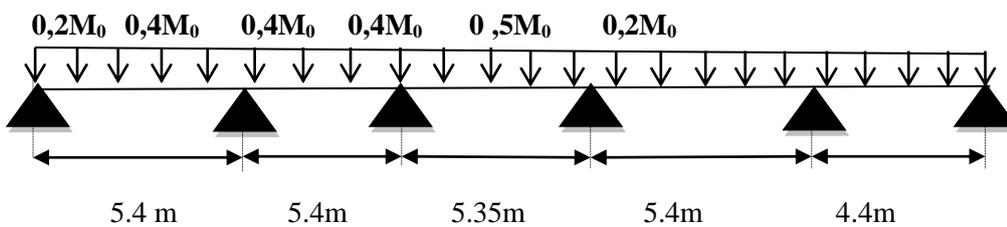


Figure III.23 Schéma statique Plancher 2,3 et 4^{ème} étage (Type 01)

• En travée :

Les sollicitations en travées :

Travée	E.LU			E.L.S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	10.15	37	26.344	4.77	17.38	19.074
2-3		37	22.344		17.38	16.395
3-4		36.31	23.901		17.06	17.313
4-5		37	22.744		17.38	17,833
5-6		24.6	15.523		11.54	11.753

Tableau III.41 LES sollicitations en travées (Type 01).

- **Sur appui :**

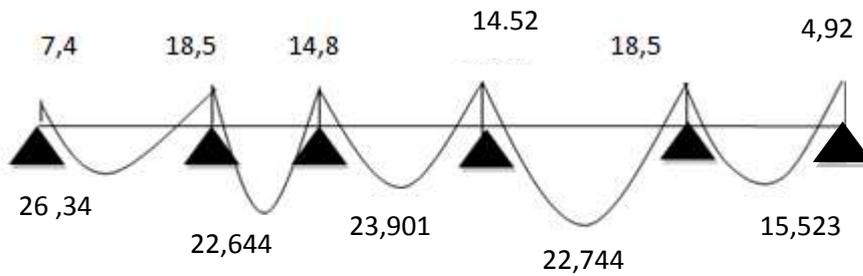
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	10.15	7.4	4.77	5.358
2	10.15	18.5	4.77	13.395
3	10.15	14.8	4.77	10.716
4	10.15	14.52	4.77	10.52
5	10.15	18.5	4.77	10.716
6	10.15	4.92	4.77	3.557

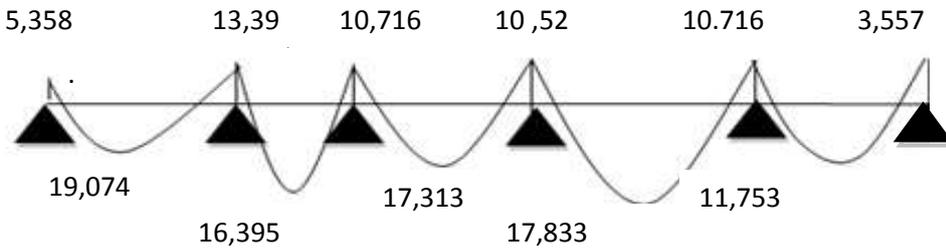
Tableau III.42 LES sollicitations sur appui (Type 01).

- **Diagramme des moments :**

ELU :



ELS :



Calcul de l'effort tranchant :

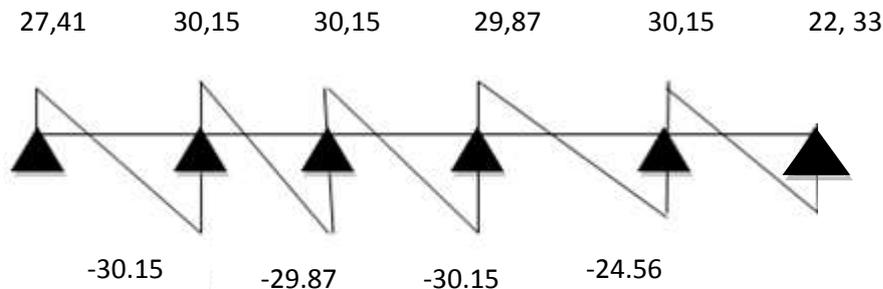
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^l}{2}$	27.41
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^l}{2}$	-30.15
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^l}{2}$	30.15
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^l}{2}$	-29.59
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^l}{2}$	30.15
4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^l}{2}$	-30.15
	$T_{e(4-5)} = 1.1 \frac{qu^l}{2}$	29.87
5	$T_{w(4-5)} = -1.1 \frac{qu^l}{2}$	-24.56
	$T_{e(5-6)} = 1.1 \frac{qu^l}{2}$	30.15
6	$T_{w(5-6)} = -1.1 \frac{qu^l}{2}$	22.33

Tableau III.43 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).

➤ **Diagramme des efforts tranchant :**

ELU :



III.4.2.10 Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

✓ **Plancher 2,3et4^{ème} étage :**

M_{\max} (travée) : $M_u^t = 26,34 \text{KN.m.}$

M_{\max} (appui de rive) : $M_u^a = 7,4 \text{KN.m.}$

M_{\max} (appui intermédiaire) : $M_u^a = 18,5 \text{KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,225 - 0,05/2)$$

$$M_t = 92,30 \text{KN.m} > M_u = 26,344 \text{KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: **$b = 0,65 \text{ m}$ et $h = 0,25 \text{ m}$.**

- **Sur appui :**

Sur appui de rive : $M_t = 90,30 \text{KN.m} > M_u = 7,4 \text{KN.m}$.

⇒ **Section rectangulaire (b×h) = (10×25).**

Sur appui d'intermédiaire : $M_t = 90,30 \text{KN.m} > M_u = 18,5 \text{KN.m}$.

⇒ **Section rectangulaire (b×h) = (10×25).**

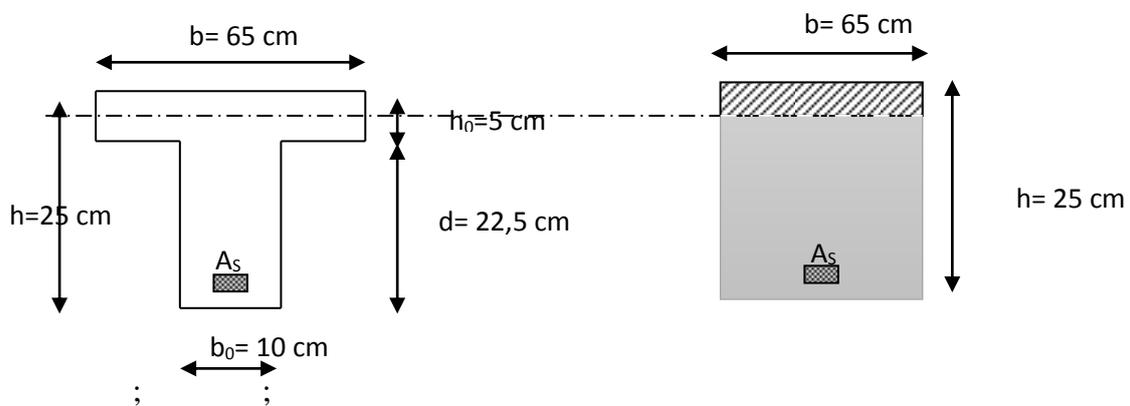


Figure .III.24 Schéma descriptif des poutrelles.

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	M	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	26,344	0,65	0,225	0,056	0,072	21,8 5	3,46	3T14 = 4,62
Appui de rive	7,4	0,10	0,225	0,136	0,136	21,2 8	1	1T12 = 1.13
Appui intermédiaire	18 ,5	0,10	0,225	0.257	0,379	19 ,0 9	2.78	2T14= 3,08

Tableau III.44 Calcul des armatures Plancher 1^{er} étage

➤ Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

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

En travée :

$$\Rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,766 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Sur appui :

- ◆ appui de rive : $\Rightarrow A_s 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,272 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- appui intermédiaire : $\Rightarrow A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,272 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u\max} = 30,15 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{19.57 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.225} = 0.86 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.86 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 8 \text{ mm}$

→ $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,5 \times b_0}$$

Suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 22,5; 40\text{cm}) = 20,25 \text{ cm}.$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$.

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0.003 \times 20 \times 10 = 0,6\text{cm}$$

$$Q_t = 8\text{mm} \geq 6\text{mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 195.7 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.93 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

7. En travée :

$$\alpha = 0.0726; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

Soit : $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.0726 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV}.$

8. Sur appui :

- appui de rive :

$$\alpha = 0.136 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

Soit : $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.136 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$

- appui intermédiaire : $\alpha = 0,3791; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$

Soit : $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha = 0.3791 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification** Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{540} = 0.046 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CNV.} \\ \frac{25}{540} = 0.046 \leq 0.05 \dots \dots \dots \text{CNV.} \\ \frac{3,39}{10 \times 22,5} = 0.015 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CNV.} \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées.

❖ Calcule la flèche :

$$F \leq F_{adm} .$$

- $F_{adm} = L / 500 = 5400 / 500 = \mathbf{10.6mm}$
- $I_0 = bh^3 / 12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d)^2) = \mathbf{135192,19cm^4}$
- $\Phi = A_s / b_0 d = \mathbf{0,015}$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0 / d)) = \mathbf{2,1}$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = \mathbf{0,84}$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 53802,96$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i . I_{fi} = \mathbf{0,00000319mm^{-1}}$

• $F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 2,5 \text{ mm} < 10\text{mm}$ $F \leq F_{adm}$ CV

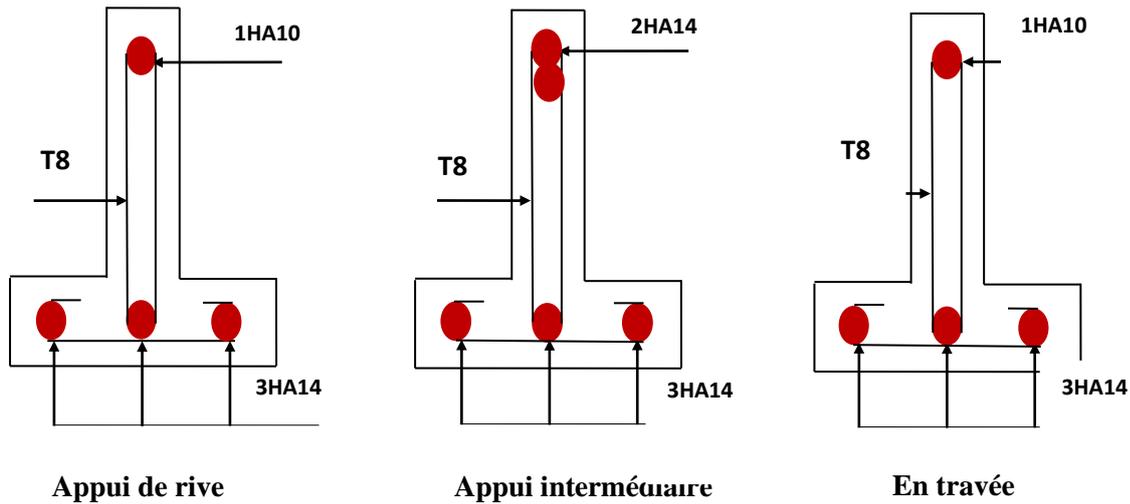


Figure.III.25 Ferrailage des poutrelles (plancher 1^{er} étage service)

III.4.2.11 La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résistance aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (**Art. B.68. BAEL91**) comme suit :
 - 20 cm pour les
 -
 - armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Si : $\begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \\ 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \text{ avec: } (L_1 \text{ en cm}) \\ A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$

Avec :

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60$ cm).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

$$f_e = 400MPa.$$

On a: $L_1 = 65cm$.

$$A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65cm^2/ml.$$

On adopte : $A_1 = 5T6 = 1.41cm^2$.

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

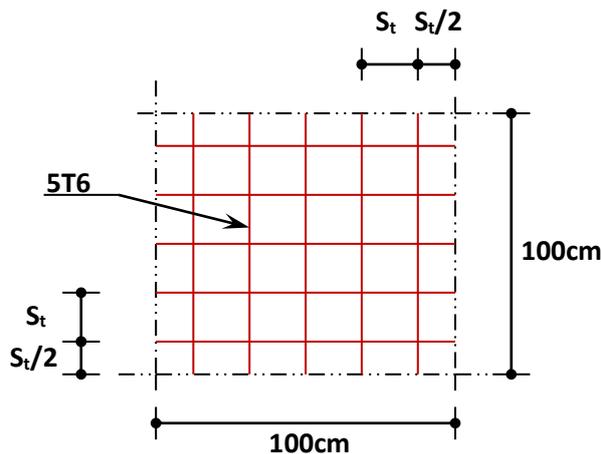
➤ Armature de répartition :

$$A_2 = A_1/2 = 0.65/2 = 0.325cm^2.$$

On adopte : $A_2 = 5T6 = 1.41cm^2$.

$$S_t = 20cm.$$

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



III.4.3 Plancher à dalle pleine :

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

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis. Elle est caractérisée par ses dimensions en plans L_x et L_y et nous désignons par L_x

(la plus petite dimension). Il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

- $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ → dalle porte dans un seul sens.
- $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1$ → dalle porte dans les deux sens.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire sous forme d'un panneau qui contient une ouverture d'ascenseur et repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

➤ **Étape de calcul :**

- Calcul de α :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.60}{4.25} = 0,85 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{0x} = \mu_x * q * l_x^2 \quad : \text{moment dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} \quad : \text{moment dans le sens de la grande portée.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 1 / (8 * (1 + 2,4 \alpha^3)) \\ \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) \end{cases} ; \text{ Avec Les coefficients } \mu_y \text{ et } \mu_x \text{ sont donné dans un tableau par règles } \mathbf{BAEL91}.$$

- **Moment sur travée :**

Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,85 * M_x \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^t = 0,85 * M_y.$$

Pour un panneau intermédiaire :

Sens L_x : $M_x^t = 0,75 * M_x$; Sens L_y : $M_y^t = 0,75 * M_y$.

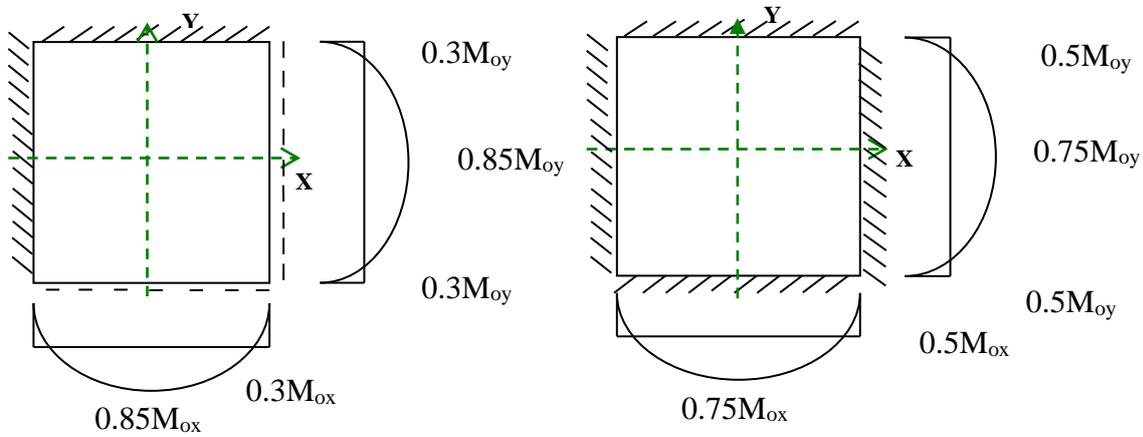
• **Moment sur appuis :**

Pour un panneau de rive :

Sens L_x : $M_x^a = 0,3 * M_x$; Sens L_y : $M_y^a = 0,3 * M_y$.

Pour un panneau intermédiaire :

Sens L_x : $M_x^a = 0.5 * M_x$; Sens L_y : $M_y^a = 0.5 * M_y$.



Dalle de rive

Dalle intermédiaire

a. **Plancher Terrasse** : $G = 7.385 \frac{KN}{ml}$; $Q = 1 \frac{KN}{ml}$. (le calcul se fait sur une bande de **1m.**)

• **Combinaison d'action :**

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Q_u (KN/m)	Q_{ser} (KN/m)
Dalle	7.385	1	11.46	8.385

Tableau III-45 Chargement du plancher terrasse à dalles pleines

• Sollicitations :

Dalle	L_x	L_y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
ELU	5.10	5.45	0.93	0.04	0,85	11.92	10.13
ELS	5.10	5.45	0.93	0.04	0.85	8.72	7.41

Tableau III-46 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

• Moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS :

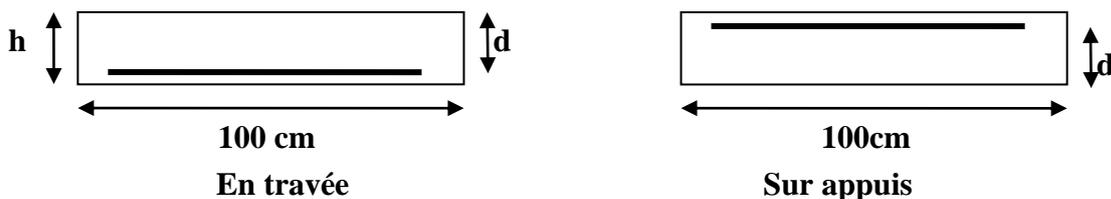
Dalle	$M_{ax}(KN.m)$	$M_{tx}(KN.m)$	$M_{ay}(KN.m)$	$M_{ty}(KN.m)$
ELU	5.96	8.94	5.06	7.59
ELS	4.36	6.54	3.7	5.55

Tableau III-47 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

➤ Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire ($b * h$) = (100 * 16) cm²

Soumise à la flexion simple.



ELU :

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1.6 \text{ cm.}$

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 16 - 2 - 0.8 \Rightarrow d_x = 13.2 \text{ cm}$
- $d_y = d_x - 1 - \frac{\phi_x}{2} = 13.2 - 1 - 0.8 \Rightarrow d_y = 11.4 \text{ cm}$

• Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$.
- $\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}})$.
- $z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$
- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.(sens x-x)
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$.(sens y-y)

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	5.96	8.94	5.06	7.59
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,132	0,132	0,114	0,114
μ	0,024	0,036	0,027	0,041
α	0,03	0,045	0,034	0,052
Z (cm)	13,04	12.96	11.24	11.16
As (cm²)	01.3	1.98	1.29	1.95
As (min)	1.6	1,6	1,38	1,38
As adop (cm²)	4T8 = 2,01	4T8 = 2.01	4T8 = 2,01	4T8 = 2.01
St (cm)	25	25	25	25
St_{max} (cm)	33	33	45	45
St < St_{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau III-48 Ferrailage de panneau terrasse à l'ELU

- $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$
- $\tau_u < \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$
- $V_{uX} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1 / (1 + \alpha / 2))$
- $V_{uY} = \frac{q_u \cdot l_x}{3}$

Avec : $L_x = 5.10\text{m}$; $q_u = 11.46 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$; $\alpha = 0,93$

- $V_{uX} = 19.94\text{KN}$.
- $V_{uY} = 19.48\text{KN}$.
- $\tau_u = \frac{19.94 \cdot 10^3}{1000 \cdot 132} = 0,15\text{Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1,167\text{ Mpa}$.

$\tau_u < \tau_u \rightarrow$ vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1.6(\text{HA})$.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')]$.BAEL 91.

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- Y : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 \cdot d \cdot D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y = K \cdot Y$
- $\sigma_{st} = 15 \cdot K \cdot (d - y$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser} (KN.m)	4.36	6.54	3.7	5.55
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13,2	13,2	11.4	11.4
As adop	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01
D (cm)	0,30	0,30	0,30	0,30
E (cm ²)	7.92	7.92	6.84	6.84
Y_{ser} (cm)	2,54	2,54	2,34	2,34
I (cm ⁴)	3972.34	3972.34	2901.92	2901.92
K ($\frac{N}{mm^3}$)	0.109	0.164	0.127	0.191
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	174.2	262.23	172.59	259.56
σ_{bc} (Mpa)	2.76	4.16	2.97	4.46
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CNV	CV	CNV

Tableau III-49 Vérification des contraintes à l'ELS

Calcul des armatures comprimé :

- Vérification de la contrainte de béton :

M_{SER} (KN.m)	α_1	μ_s	β_1	A_{ser} (cm ²)	K_1	σ_{bst} < $\bar{\sigma}_{bst}$	A_S adopté (cm ²)	S_t (cm)
$M_{tx} = 6.54$	0.22	0.019	0.9266	3.62	54.02	Vérifier	5T10=3.93	25
$M_{ty} = 5.55$	0.23	0.021	0,9233	3.57	50.98	Vérifier	5T10=3.93	25

Tableau III-55 ferrailage à l'ELS

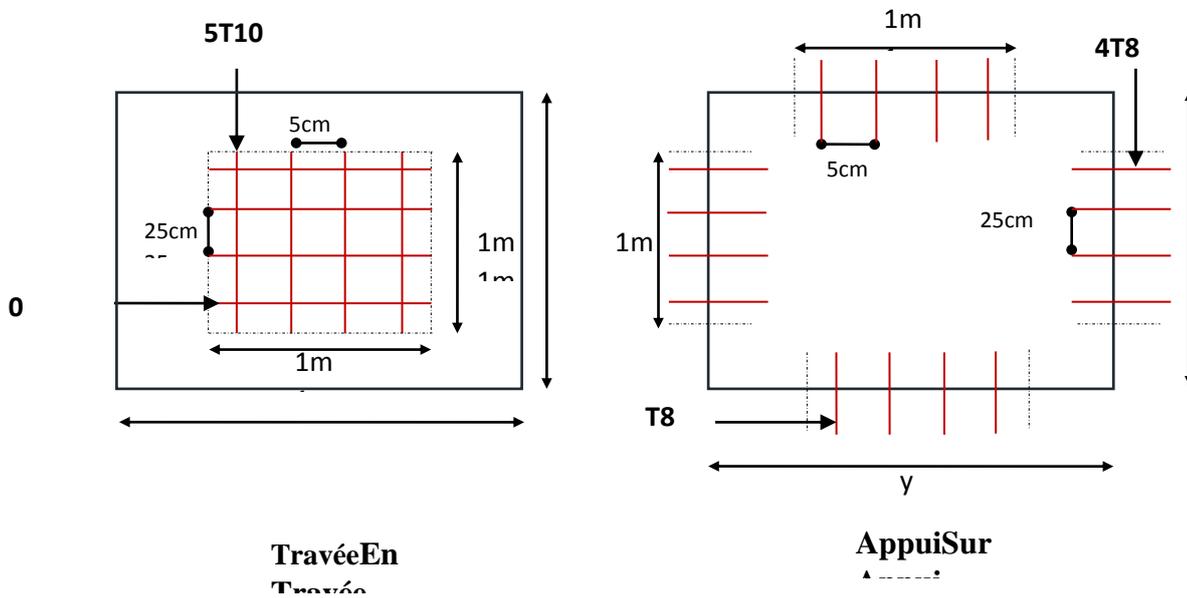


Figure.III.26 Ferrailage du plancher terrasse à dalle pleine

• Sollicitations :

Dalle	L_x	L_y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	$M_0 x = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_0 y = \mu_y \times M_{0x}$
ELU	4.80	4.80	1	0.037	1	10.91	10.91
ELS	4.80	4.80	1	0.037	1	7.843	7.843

Tableau III-51 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

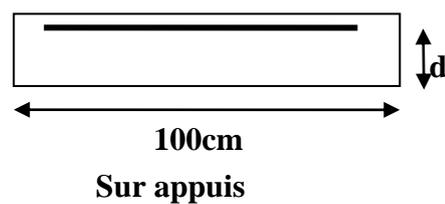
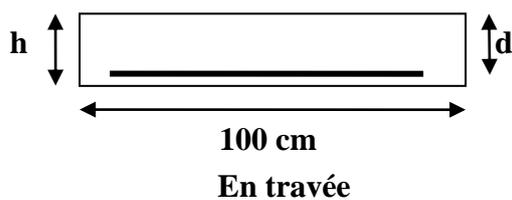
• Moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS :

Dalle	$M_{ax}(KN.m)$	$M_{tx}(KN.m)$	$M_{ay}(KN.m)$	$M_{ty}(KN.m)$
ELU	5.455	7.5	5.455	7.5
ELS	3.922	5.882	3.922	5.882

Tableau III-52 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

➤ Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire ($b * h$) = (100 * 16) cm² soumise à la flexion simple.



ELU:

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 16 - 2 - 0.8 \Rightarrow d_x = 13.2 \text{ cm}$
- $d_y = d_x - 1 - \frac{\phi_x}{2} = 13.2 - 1 - 0.8 \Rightarrow d_y = 11.4 \text{ cm}$ Pour les calculs on utilise es formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$.
- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e}$
- $S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$.
- $S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	5.455	7.5	5.455	7.5
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,132	0,132	0,114	0,114
μ	0,020	0,030	0,030	0,041
α	0,025	0,040	0.040	0,052
Z (cm)	13,07	13,19	11.22	11.38
As (cm²)	1.20	1.63	1.40	1.89
As (min)	1,60	1,60	1,38	1,38
As adop (cm²)	4T8 = 2,01	4T8 = 2.01	4T8 = 2,01	4T8 = 2.01
St (cm)	25	25	25	25
St_{max} (cm)	33	33	45	45
St < St_{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau III-53 Ferrailage de panneau étage courant a l'ELU

- $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$
- $\tau_u < \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$
- $V_{uX} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1 / (1 + \alpha / 2))$
- $V_{uY} = \frac{q_u \cdot l_x}{3}$

Avec : $L_x = 4.80m$; $q_u = 12.80 \frac{KN}{ml}$; $\alpha = 0.025$

- $V_{uX} = 30.32KN.$
- $V_{uY} = 20.76 KN.$
- $\tau_u = \frac{12.80 \cdot 10^3}{1000 \cdot 132} = 0.230Mpa.$
- $\tau_u = 2.5 Mpa.$

$\tau_u < \tau_u \rightarrow$ vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1.6(HA).$
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 MPa ; 201.63 MPa) = 201.63 MPa.$
- $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 Mpa.$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')].$ **BAEL 91.**

On a : $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec : Y : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
$M_{ser} (KN. m)$	3.922	5.882	3.922	5.882
$b (cm)$	100	100	100	100
$h (cm)$	16	16	16	16
$d (cm)$	13,2	13,2	11.4	11.4
As adop	4T8 = 2, 01			
$D (cm)$	0,30	0,30	0,30	0,30
$E (cm^2)$	8,1	8.1	7.2	7.2
$Y_{ser} (cm)$	2.54	2,54	2,54	2,54
$I (cm^4)$	3792.35	3792.35	3792.35	3792.35.
$K (\frac{N}{mm^3})$	0,097	0.146	0,098	0,147
$\bar{\sigma}_{st} (Mpa)$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	15	15	15	15
$\sigma_{st} (Mpa)$	159.18	239.58	141.12	211.68
$\sigma_{bc} (Mpa)$	2.48	3.74	2.35	3.53
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CNV	CV	CNV

Tableau III-54 Vérification des contraintes à l'ELS

- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

M_{SER} (KN.m)	μ_s	B	A_{ser} (cm ²)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	AS adopté (cm ²)	S_t (cm)
$M_{ax} = 3.747$	0.0011	0,9433	1	73.30	2.75	Vérifier	4T8=2.01	25
$M_{tx} = 5.620$	0.0016	0,9325	2.27	59.02	3.41	Vérifier	4T10=3.14	25
$M_{ay} = 3.747$	0,0014	0,9433	1.39	73.30	2.75	Vérifier	4T8=2.01	25
$M_{ty} = 5.620$	0,001	0,9325	2.10	59.02	3.41	Vérifier	4T10=3.14	25

Tableau III-55 ferrailage à l'ELS

Schéma de ferrailage :

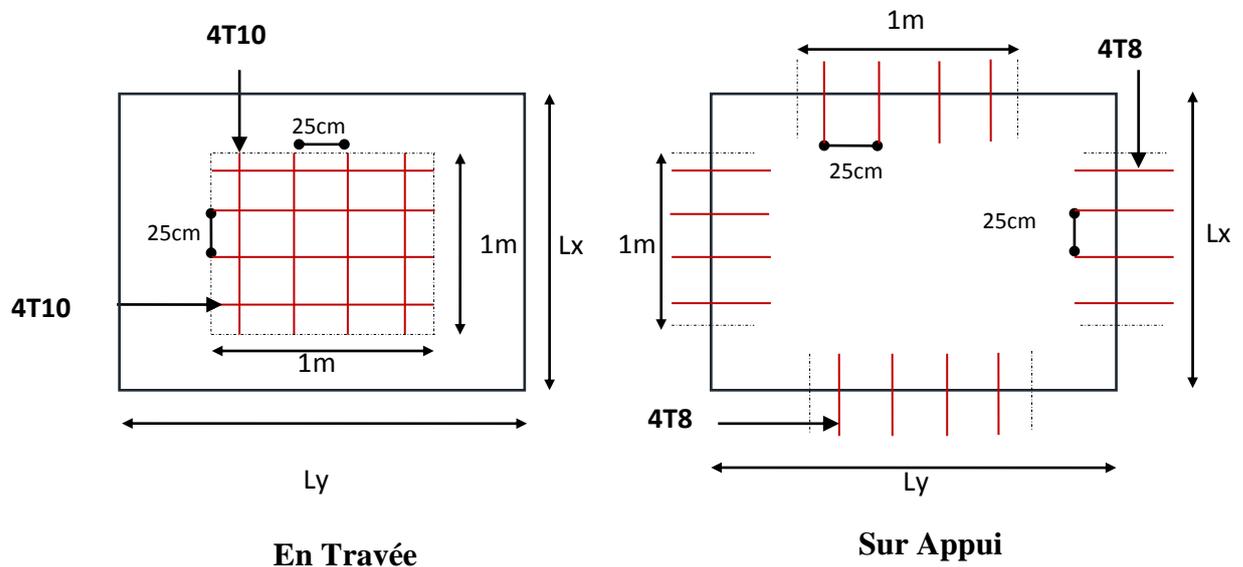


Figure.III.27 Ferrailage du plancher étage courant à dalle pleine

b. Plancher 2et4^{er} étage et : $G = 6.60 \frac{KN}{ml}$; $Q = 1.5 \frac{KN}{ml}$. (le calcul se fait sur une bonde de 1m.)

- Combinaison d'action :

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Q _u (KN/m)	Q _{ser} (KN/m)
Dalle	6.60	1.5	11.16	8.10

Tableau III-56 Chargement du plancher 1^{er} étage et RDC à dalles pleines

- Sollicitations :

Dalle	L _x	L _y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M _{0x} = $\mu_x \times q \times l_x^2$	M _{0y} = $\mu_y \times M_{0x}$
ELU	4.90	4.90	1	0.036	0.31	9.64	9.64
ELS	4.90	4.90	1	0.036	0.31	6.99	6.99

Tableau III-57 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

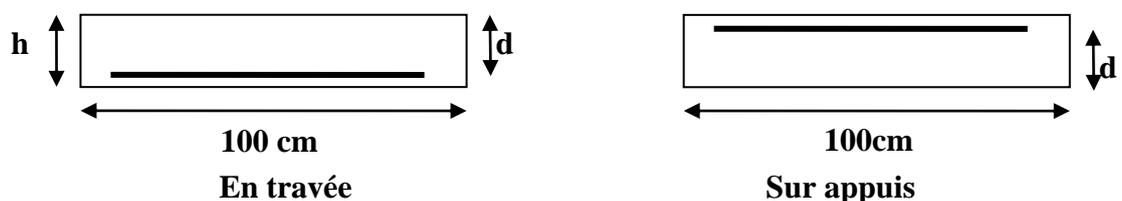
- Moments fléchissant à L'ELU et à l'ELS :

Dalle	M _{ax} (KN.m)	M _{tx} (KN.m)	M _{ay} (KN.m)	M _{ty} (KN.m)
ELU	4.82	7.23	4.82	7.23
ELS	3.49	5.24	3.49	5.24

Tableau III-58 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

- Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire (b * h) = (100 * 16) cm² soumise à la flexion simple.



ELU :

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm}$.

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1,6 \text{ cm}$.

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_x}{2} = 16 - 2 - 0,8 \Rightarrow d_x = 13,2 \text{ cm}$
- $d_y = d_x - 1 - \frac{\varnothing_y}{2} = 13,2 - 1 - 0,8 \Rightarrow d_y = 11,4 \text{ cm}$

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$.
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$
- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	4.82	7.23	4.82	7.23
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,132	0,132	0,114	0,114
μ	0,029	0,019	0,029	0,019
α	0,025	0,0375	0,025	0,0375
Z (cm)	13,068	13,002	13,068	13,002

As (cm²)	1.087	1.639	1.087	1.639
As (min)	1,6	1,6	1,38	1,38
As adop (cm²)	4T8 = 2,01	4T8 = 2.01	4T8 = 2,01	4T8 = 2.01
St (cm)	25	25	25	25
St_{max} (cm)	33	33	45	45
St < St_{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau III-59 Ferrailage de panneau terrasse l'ELU

- $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$
- $\tau_u < \frac{V_u}{b_0.d}$
- $V_{uX} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1 / (1 + \alpha / 2))$
- $V_{uY} = \frac{q_u \cdot l_x}{3}$

Avec : $L_x = 3.60 \text{ m}$; $q_u = 11.16 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$; $\alpha = 1$

- $V_{uX} = 18.22 \text{ KN}$.
- $V_{uY} = 18.22 \text{ KN}$.
- $\tau_u = \frac{18.22 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,138 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1,167 \text{ Mpa}$

$\tau_u < \tau_u \rightarrow$ vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1.6 \text{ (HA)}$.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$.

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')]. \text{BAEL 91.}$

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
$M_{ser}(\text{KN. m})$	3.49	5.24	3.49	5.24
$b \text{ (cm)}$	100	100	100	100
$h \text{ (cm)}$	16	16	16	16
$d \text{ (cm)}$	13.2	13,2	11.4	11.4
As adop	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01
D (cm)	0,30	0,30	0,30	0,30
E (cm²)	8,1	8.1	7.2	7.2
$Y_{ser} \text{ (cm)}$	2,54	2,54	2,34	2,34
$I \text{ (cm}^4\text{)}$	3972.34	3972.34	2901.92	2901.92
$K \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \right)$	0,087	0.131	0,120	0,180
$\bar{\sigma}_{st} \text{ (Mpa)}$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (Mpa)}$	15	15	15	15
$\sigma_{st} \text{ (Mpa)}$	140.47	209.46	163.08	244.62
$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	2.23	3.35	2.81	4.22
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \sigma_{st}$	CV	CNV	CV	CNV

Tableau III-60 Vérification des contraintes à l'ELS

Schéma de ferrailage :

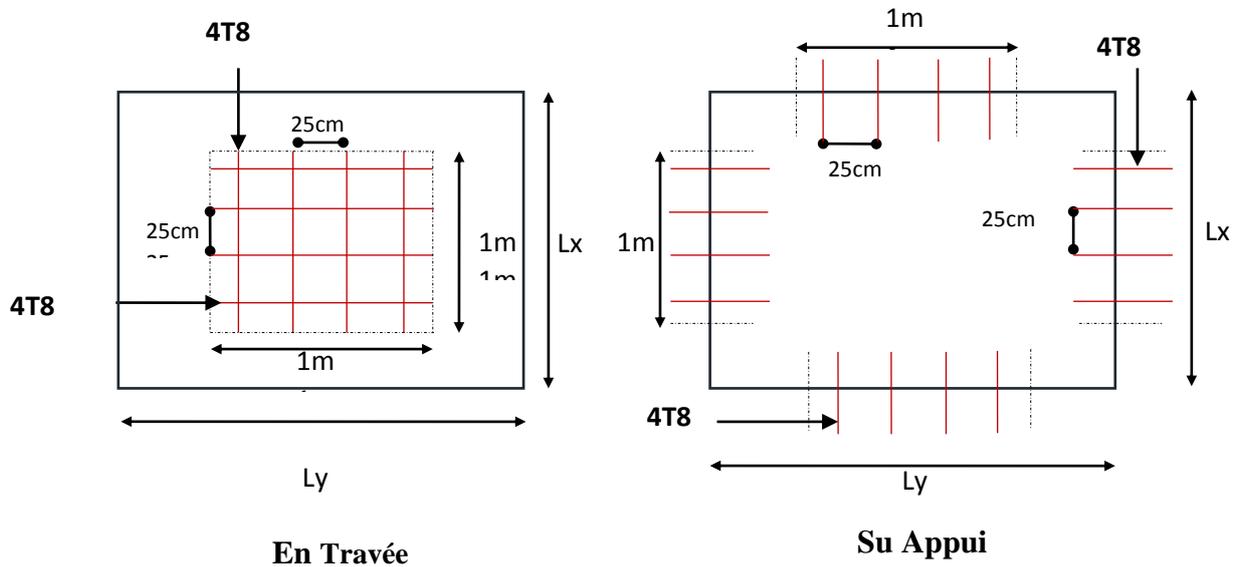


Figure.III.28 Ferrailage de 2et4^{ème} étage à dalle pleine.

c. Plancher 5 ,6 et7^{ème}étage et : $G = 6.60 \frac{KN}{ml}$; $Q = 1.5 \frac{KN}{ml}$. (le calcul se fait sur une bonde de 1m.)

• Combinaison d'action :

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Q _u (KN/m)	Q _{ser} (KN/m)
Dalle	6.60	1.5	11.16	8.10

Tableau III-61 Chargement du plancher 5,6et 7^{ème}étage à dalles pleines

• Sollicitations :

Dalle	L _x	L _y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M _{0 x} = $\mu_x \times q \times l_x^2$	M _{0 y} = $\mu_y \times M_{0x}$
ELU	5	5	1	0.037	1	10 ,323	10,323
ELS	5	5	1	0.037	1	7 ,49	7 ,49

Tableau III-62 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

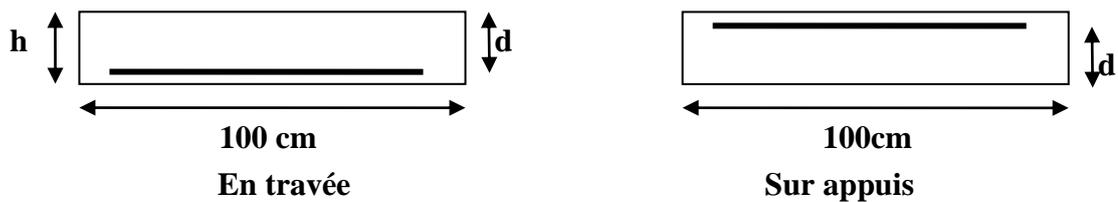
- Moments fléchissant à L'ELU et à l'ELS :

Dalle	$M_{ax}(KN.m)$	$M_{tx}(KN.m)$	$M_{ay}(KN.m)$	$M_{ty}(KN.m)$
ELU	5,162	7,742	5,162	7,742
ELS	3,747	5,62	3,747	5,62

Tableau III-63 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

- Calcul de ferrillage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire $(b * h) = (100 * 16) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion simple.



ELU :

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm}$.

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm}$.

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_x}{2} = 16 - 2 - 0,5 \Rightarrow d_x = 13,2 \text{ cm}$
- $d_y = d_x - 1 - \frac{\varnothing_x}{2} = 13,2 - 1 - 0,5 \Rightarrow d_y = 11,4 \text{ cm}$

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$.
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$.

- $A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e}$
- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	5,162	7,742	5,162	7,742
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,132	0,132	0,114	0,114
μ	0,020	0,031	0,028	0,041
α	0,025	0,039	0,35	0,052
Z (cm)	13,068	12,992	11,24	11,16
As (cm²)	1,13	1,71	1,32	1,99
As (min)	1,6	1,6	1,38	1,38
As adop (cm²)	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01
St (cm)	25	25	25	25
St_{max} (cm)	33	33	45	45
St < St_{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau III-64 Ferrailage de panneau terrasse l'ELU

- $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$
- $\tau_u < \frac{V_u}{b_0.d}$
- $V_{uX} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1 + \alpha/2)$
- $V_{uY} = \frac{q_u \cdot l_x}{3}$

Avec : $L_x = 5 \text{ m}$; $q_u = 11,16 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$; $\alpha = 0,85$

- $V_{ux} = 27,58 \text{ KN}$.
- $V_{uy} = 18,6 \text{ KN}$.
- $\tau_u = \frac{27,58 \cdot 10^3}{1000 \cdot 132} = 0,21 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{0,15}{1,5} \times 25 = 2,5 \text{ Mpa}$

$\tau_u < \tau_u \rightarrow$ vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1,6 \text{ (HA)}$.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')]$. **BAEL 91**.

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
$M_{ser} (KN. m)$	3.747	5.62	3.747	5.62
$b (cm)$	100	100	100	100
$h (cm)$	16	16	16	16
$d (cm)$	13,2	13,2	11,4	11,4
As adop	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14
$D (cm)$	0,30	0,47	0,30	0,47
$E (cm^2)$	7,92	12.41	6.84	10.72
$Y_{ser} (cm)$	2,54	2,54	2,34	2,34
$I (cm^4)$	3972,34	3972,34	2901,92	2901.92
$K (\frac{N}{mm^3})$	0,1419	0.1419	0,129	0,129
$\bar{\sigma}_{st} (Mpa)$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	15	15	15	15
$\sigma_{st} (Mpa)$	150,79	225.5	175.31	175.31
$\sigma_{bc} (Mpa)$	2,4	3.59	4,53	6.8
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CNV	CV	CV

Tableau III-65 Vérification des contraintes à l'ELS

Calcul des armatures comprimé :

- Vérification de la contrainte de béton :

M_{SER} (KN.m)	α_1	μ_s	β_1	A_{ser} (cm^2)	K_1	σ_{bst} < $\bar{\sigma}_{bst}$	A_S adopté (cm^2)	S_t (cm)
$M_{ty} = 5.62$	0.196	0.0015	0,935	3.11	61.37	Vérifier	5T10=3.93	25

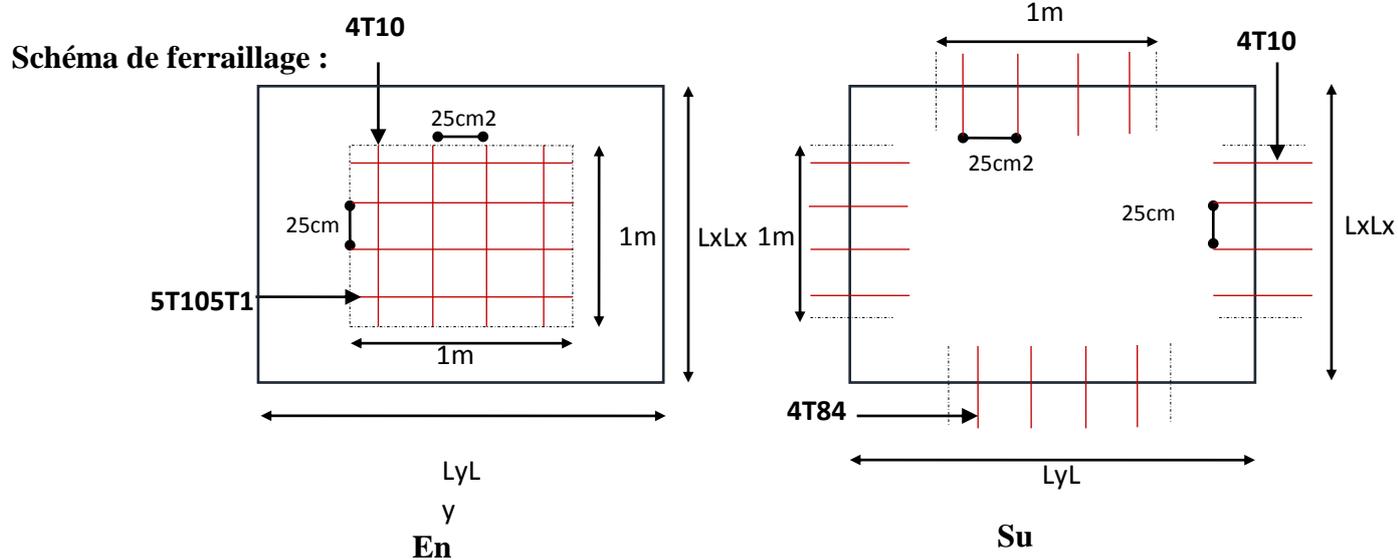


Figure.III.29 Ferrailage de 5,6et7^{eme} étage eà dalle pleine.

III.5 Etude du balcon

III.5.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre **P** (poids propre des murs), et une charge d'exploitation **Q**.

III.5.2 Balcon rectangulaire :

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci,

Dans notre cas on deux types des balcons :

- Balcons encastrés sur **deux** côtés.
- Balcons encastrés sur **trois** côtés.

a. Type I : Balcons encastrés sur trois côtés :

$$l_x = 5.45 \text{ m} ; l_y = 1.5 \text{ m}.$$

Après le pré-dimensionnement, on n'a obtenu que le **type I** : $e = 15 \text{ cm}$.

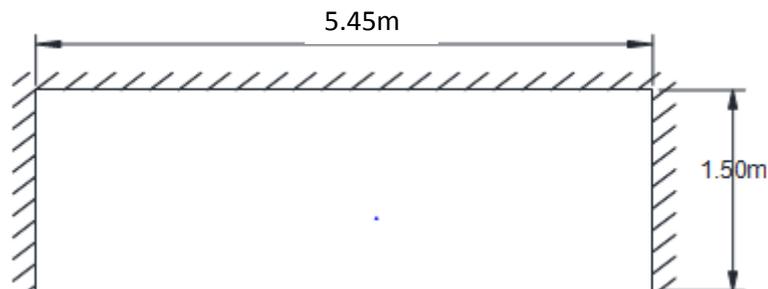


Figure.III.30 Dimensions du Balcon

➤ **Evaluation des charges** : le calcul se fait sur une bande de **1m**.

- La Charge permanente : $G = 5,60 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- La Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

➤ **Sollicitation de calcul** :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 12.81 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

ELU	X(m)	Y(m)	M_{xx} (KN. m)
En travée	1,86	1,50	2,11
Sur appui	0,00	1,50	-10,90
	X(m)	Y(m)	M_{yy} (KN. m)
En travée	2,72	1,5	0,30
Sur appui	2,72	0,00	-11,31
	X(m)	Y(m)	T_{zx} (KN)
Min	0,00	1,50	-37,28

Max	5.45	1,50	37.28
	X(m)	Y(m)	T_{zy}(KN)
Min	2.72	0,00	-19,92
Max	0.00	1,05	7.44

Tableau.III.66 Résultats des efforts à ELU

ELS :

- $q_s = G + Q = 9,10 \frac{KN}{ml}$.

Selon SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELS	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN. m)
En travée	1,86	1,50	1.5
Sur appui	0,00	1,50	-7,74
	X(m)	Y(m)	M_{yy}(KN. m)
En travée	2.72	1,5	0,28
Sur appui	2.72	0,00	-8,04
	X(m)	Y(m)	T_{zx} (KN)
Min	0,00	1,50	-26,48
Max	5.45	1,50	26,48
	X(m)	Y(m)	T_{zy}(KN)
Min	2.72	0,00	-14,15
Max	0,00	1,05	5.28

Tableau.III.67.Résultats des efforts à ELS

➤ **Le Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

ELU :

On a : $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,5 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm}$.

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 15 - 3 - 0.5 = 11,5 \text{ cm}$.
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 10,5 \text{ m}$.

Avec :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$.
- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.
- $A_{smin} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

➤ **Espacement maximal :**

Sense X-X:

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

Sense Y-Y:

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

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	-10.90	2.11	-11.31	0,30
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,115	0,115	0,105	0,105
μ	0,0580	0,0112	0,041	0,032
α	0,053	0,017	0,0722	0,0019
Z (cm)	11.16	11,44	10.11	10.50

As (cm²)	2,81	0,53	3.21	0,08
As (min)	1,34	1,34	1,26	1,26
As adop (cm²)	5T10 = 3,93		5T10 = 3,93	
St (cm)	20		20	
St_{max} (cm)	33		45	
St < St_{max}	Cv		Cv	

Tableau III-68 Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon type1

➤ **Vérification au cisaillement :**

$V_{ux} = 37.28\text{KN}$, $V_{uy} = 19.92\text{ KN}$.

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[0.15 * \frac{f_c^{28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$
- = 2.5 Mpa ... Fissuration préjudiciable.
- $\tau_{ux} = 0.32\text{Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ **(CV)**
- $\tau_{uy} = 0,19 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ **(CV)**

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Calcul du. moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')^2)]$.BAEL 91.

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
$M_{ser} (KN.m)$	-7.74	1.5	-8.04	0,28
$b (cm)$	100	100	100	100
$h (cm)$	15	15	15	15
$d (cm)$	11,5	11,5	10,5	10,5
$As \text{ adop } (cm^2)$	5T10 = 3,93		5T10 = 3.93	
$D (cm)$	0,59	0,59	0.59	0.59
$E (cm^2)$	13,57	13.57	13.57	13.57
$Y_{ser} (cm)$	3.14	3.14	3.14	3.14
$I (cm^4)$	5151.96	5151.96	5151.96	5151.96
$K \left(\frac{N}{mm^3} \right)$	0,150	0,029	0.156	0,0054
$\bar{\sigma}_{st} (Mpa)$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	15	15	15	15
$\sigma_{st} (Mpa)$	188.1	36.37	195.62	6.77
$\sigma_{bc} (Mpa)$	4.72	0.914	4.89	0.169
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} !$	CV	CV	CV	CV

Tableau III-69 Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type 1

➤ Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (CV).$
- $\frac{A_s}{b*d} = \frac{3,14}{100*10,5} = 0,0030 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (CV)$

Remarque :

La section d'armature calculée est posée sur les deux nappes : supérieures et inférieure

Schéma de ferrailage du balcon :

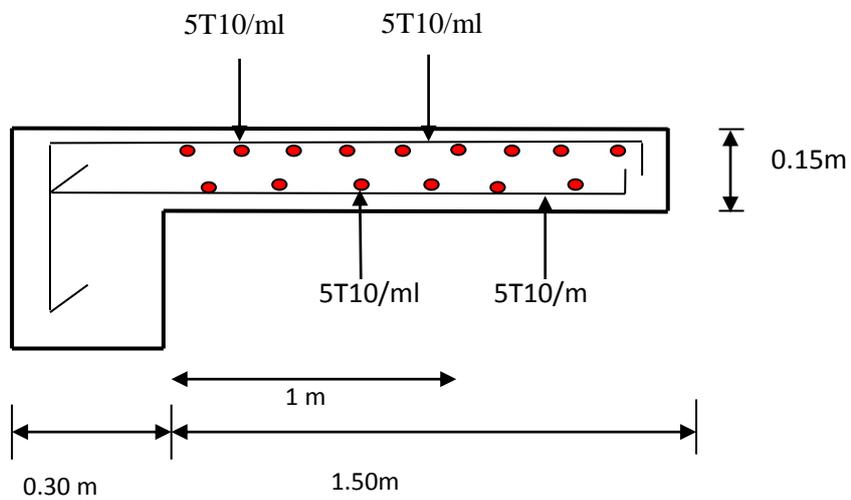
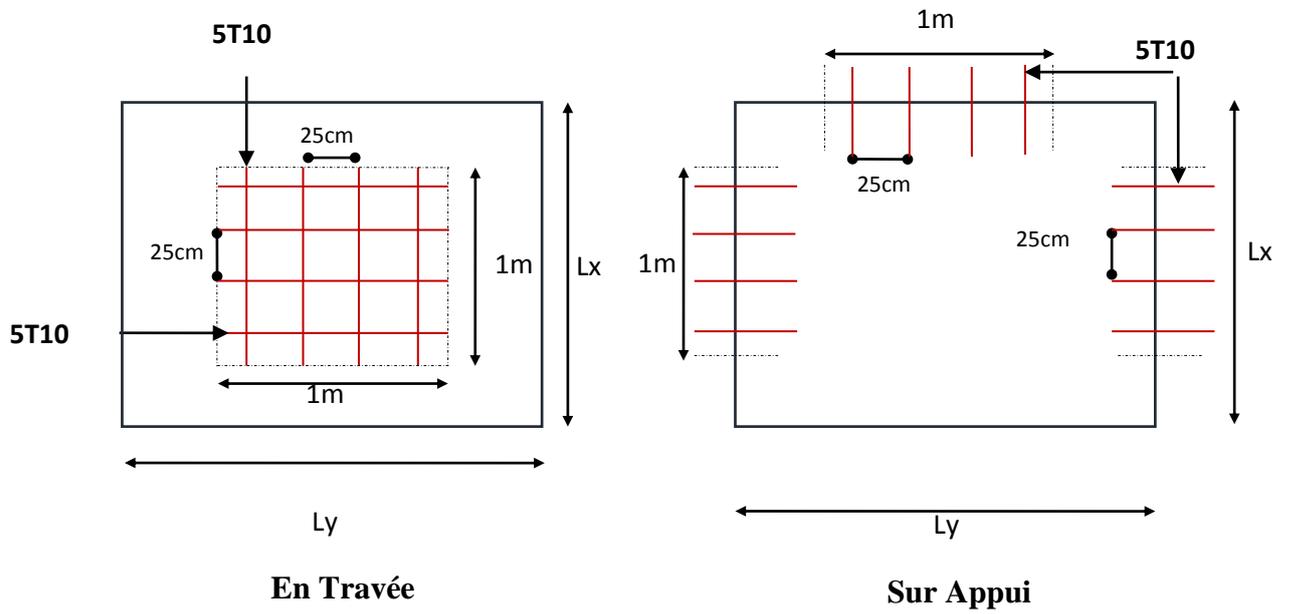


Figure III.31 Ferrailage du balcon Type 1

b. Type II : Balcons encastrés sur deux côtés :

- $l_x = 3.51 \text{ m}$; $l_y = 1.30 \text{ m}$.

Après le pré-dimensionnement, on a obtenu que le **type II**: $e = 16 \text{ cm}$.

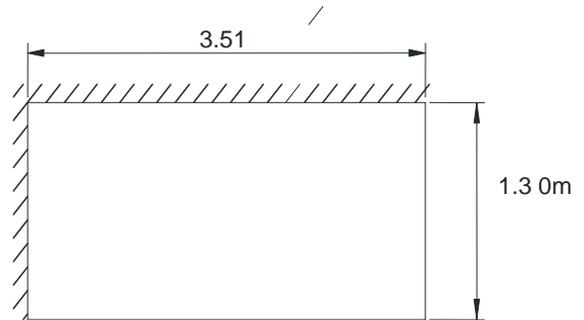
➤ **Evaluation des charges** : le calcul se fait sur une bonde de **1m**

- $G = 5,60 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- $Q = 3,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

➤ **Sollicitation de calcul** :

ELU :

- $q_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 12,81 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.



Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

ELU	X(m)	Y(m)	M_{xx} (KN. m)
En travée	1.32	0.00	1.28
Sur appui	0.00	0.00	-8.28
	X(m)	Y(m)	M_{yy} (KN. m)
En travée	0.00	1.3	0,26
Sur appui	3.07	1.30	-10.09
	X(m)	Y(m)	T_{zx} (KN)
Min	0.00	0,00	-29.07
Max	4,55	1,40	4.35
	X(m)	Y(m)	T_{zy} (KN)
Min	0.00	0.39	-19.92
Max	3.7	1.30	21.57

Tableau III-70 Résultats des efforts à ELU

ELS :

- $q_s = G + Q = 9,10 \frac{KN}{ml}$.

Selon SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELS	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
En travée	1.32	0.00	0.91
Sur appui	0.00	0.00	-5.88
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m)
En travée	0.00	1.3	0.18
Sur appui	3.07	1.30	-7.17
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min	0.00	0.00	-20.65
Max	0.73	1.30	3.09
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min	0.00	0.39	-5.57
Max	3.07	1.30	15.32

Tableau III-71 Résultats des efforts à ELS

➤ **Le Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

ELU :

On a :

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1.6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1.5 \text{ cm}$.

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 3 - 0.75 = 12,25 \text{ cm}$.
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 10.75 \text{ cm}$.

➤ **Espacement maximal :**

Sense X-X:

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.
- $S_t \leq \min(48 ; 33 \text{ cm})$.

Sense Y-Y:

- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$.
- $S_t \leq \min(64 ; 45 \text{ cm})$.

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	-5.88	0.91	-7.17	0,18
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,122	0,122	0,107	0,107
μ	0,027	0,0044	0.271	0.0011
α	0,034	0.0055	0.40	0.0013
Z (cm)	12,03	12,17	8.98	10.69
As (cm²)	1.4	0,21	2.29	0.048
As (min)	1,51	1,51	1,38	1,38
As adop (cm²)	4T10 = 3,14		5T10 = 3,93	
St (cm)	25		20	
St_{max} (cm)	33		45	
St < St_{max}	Cv		Cv	

Tableau III-72Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon type 2.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = 20.65 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 15.32 \text{ KN.}$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[0.15 * \frac{f_c^{2/3}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ Fissuration préjudiciable.}$
- $\tau_{ux} = 0,16 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$
- $\tau_{uy} = 0,12 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
$M_{ser} \text{ (KN. m)}$	-5.88	0.91	-7.17	0.18
$b \text{ (cm)}$	100	100	100	100
$h \text{ (cm)}$	16	16	16	16
$d \text{ (cm)}$	12,25	12,25	10,7	10.7
$As \text{ adop (cm}^2\text{)}$	4T10 = 3,14		5T10 = 3,93	
$D \text{ (cm)}$	0,47	0,47	0,59	0,59
$E \text{ (cm}^2\text{)}$	11.51	11.51	12.62	12.62
$Y_{ser} \text{ (cm)}$	2.95	2.95	3.01	3.01
$I \text{ (cm}^4\text{)}$	4929.41	4929.41	4395.10	4395.10
$K \left(\frac{N}{mm^3} \right)$	0.119	0.018	0.163	0.040
$\bar{\sigma}_{st} \text{ (Mpa)}$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (Mpa)}$	15	15	15	15
$\sigma_{st} \text{ (Mpa)}$	166.005	25.11	188.02	46.14
$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	3.51	0.0531	0.49	0.120
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CNV	CV

Tableau III-73 Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type 2.

➤ Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} = \frac{16}{130} = 0,123 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{(CV)}$.
- $\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93}{100 \cdot 10,7} = 0,0036 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$.

• Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

➤ Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

M _{SER} (KN.m)	μ _s	B	A _{ser} (cm ²)	K	σ _{bc} = $\frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	σ _{bc} < σ̄ _{bc}	AS adopté (cm ²)	St (cm)
M _{ay} = 7.17	0,0031	0,947	3.75	40.01	5,03	Vérifier	4T12=4,52	25

Tableau III-74 ferrailage à l'ELS du balcon Type 2

Remarque :

La section d'armature calculée est posée sur les deux nappes : supérieures et inférieures.

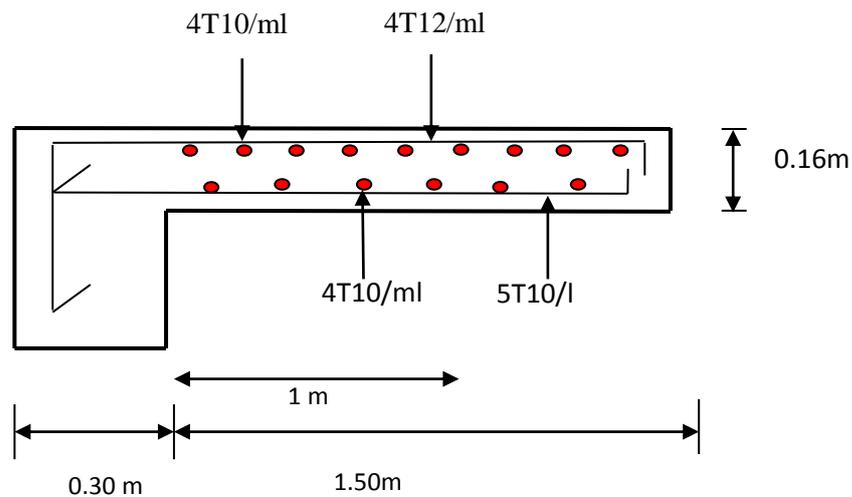


Figure III.32 Ferrailage du balcon Type 2

III.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait l'étude des éléments qui compose notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique.

CHAPITRE IV

ETUDES SISMIQUES



Etude Sismique

IV.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a)**, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (**3. 4. A. 1. a**) du **RPA99/ version 2003**, la structure sera mixte (voiles+ portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.2 L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000,**

ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.



IV.3 Domaine d'application :

Les présentes règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que :

- Constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité : centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants...
- Ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels...).
- Réseaux et ouvrages enterrés.

Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques.

Par ailleurs les dispositions du présent règlement ne s'appliquent pas en zone de sismicité négligeable de la classification des zones sismiques.

IV.4 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- a. La méthode statique équivalente.
- b. La méthode d'analyse modale spectrale.
- c. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a. Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur



➤ **Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

➤ **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du **RPA 99**. Ces conditions sont restées inchangées.

b. Méthode d'analyse modale spectrale :

➤ **Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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

➤ **Modélisation :**

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

1. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2. planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
3. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
4. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
5. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
6. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

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

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

➤ **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.4.1 Choix de la méthode de calcul :

➤ **Critères de classification par RPA 99 version 2003 :**

a. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (**04**) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

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

Dans notre cas, Milase situe dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

b. Classification de l'ouvrage :

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

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

Notre ouvrage est un ouvrage de importance moyenne, c'est un bâtiment (groupe d'usage 2). Notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99/VERSION2003**

Pour l'application de la méthode statique équivalent, alors que Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale



IV.5 La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ETABS 9.7.0**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

➤ **Présentation du logiciel ETABS 9.7.0 :**

L'**ETABS 9.7.0** est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

ETABS offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

➤ **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale [**F**] au déplacement [**δ**] peut-être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité [**K**] de l'élément.

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

➤ **Pourquoi l'ETABS :**

Nous avons fait appeler au logiciel (**ETABS**) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

➤ **Démarches de modélisation de notre structure :**

Lors de modélisation de notre structure en **ETABS** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
5. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
6. Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

➤ **Etapas de modélisation :**

1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame »
2. Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
3. Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
4. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
5. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
6. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.

Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

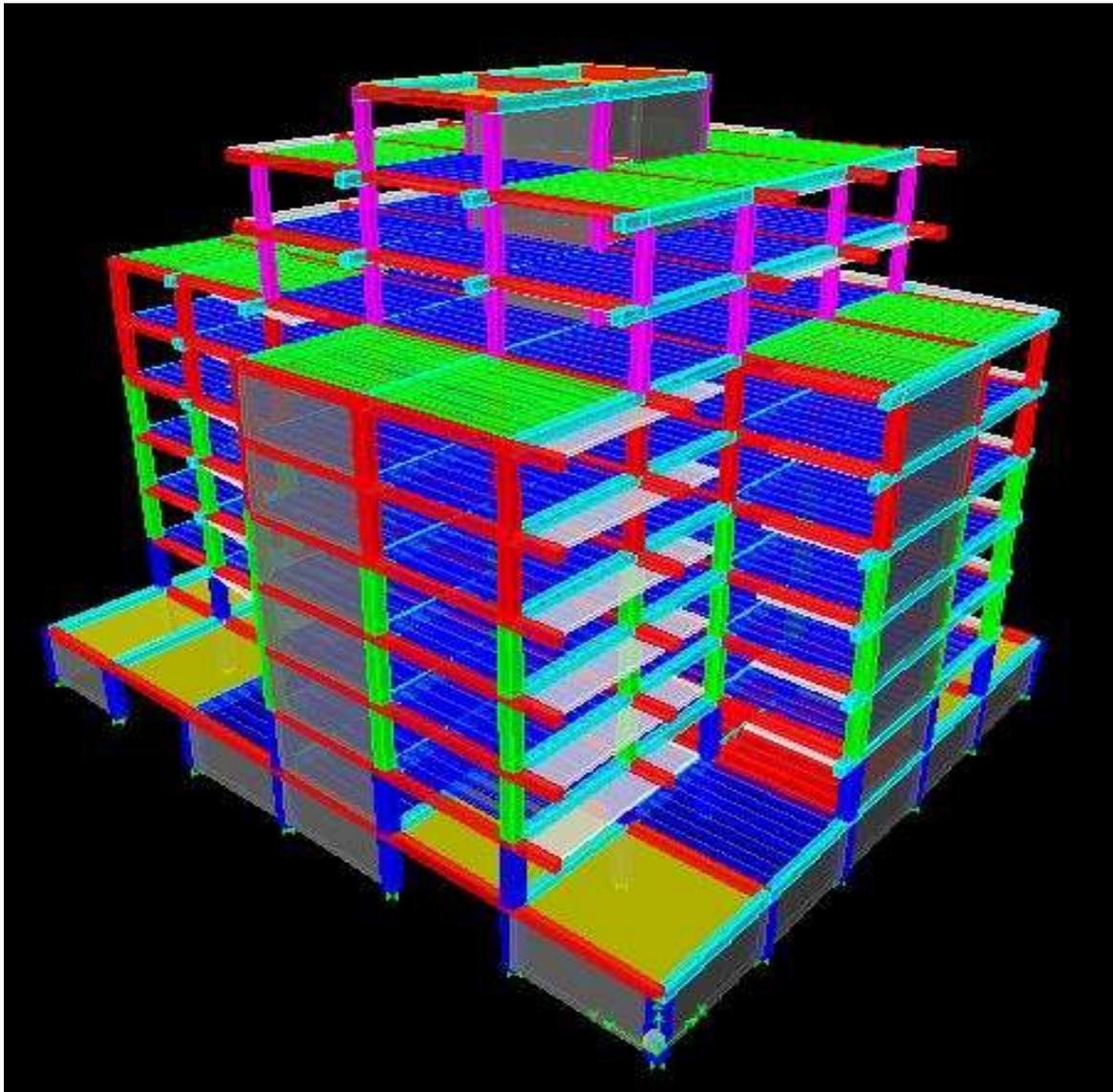


Figure IV.1 la vue en 3D de la structure



IV.5.1 L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'**ETABS** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

IV.5.2 Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

IV.5.3 Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices [**K**] et [**M**] de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective 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.

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

Le **RPA99/version 2003** impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante

$$\left[\begin{array}{l}
 1,25 * A * \left[1 + \frac{T}{T_1} * \left[2,5\eta * \frac{Q}{R} - 1 \right] \right] \mathbf{S}_i : 0 \leq T \leq T_1 \\
 2,5\eta * [1,25 * A] * \frac{Q}{R} \mathbf{S}_i : T_1 \leq T \leq T_2 \\
 2,5\eta [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} \mathbf{S}_i : T_2 \leq T \leq 3,00 \text{ sec} \\
 2,5 * [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[\frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} * \left[\frac{3}{T} \right]^{\frac{5}{3}} \mathbf{S}_i : T > 3,00 \text{ sec.}
 \end{array} \right.$$

➤ **Combinaisons d'action :**

- **ELU** : $1,35 * G + 1,5 * Q$.CBA93. A.3.3.2
- **ELS** : $G + Q$.CBA93. A.3.3.2
- $G + Q \pm E_x$.RPA 2003.5.2
- $G + Q \pm E_y$.RPA 2003.5.2
- $0,8 * G \pm E_x$.RPA 2003.5.2
- $0,8 * G \pm E_y$.RPA 2003.5.2

➤ **Nombre de mode à considérer :**

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

1. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
2. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
3. Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

➤ **Période fondamentale théorique :**

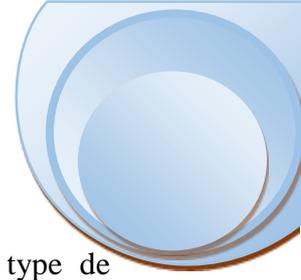
Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules **4-6** du **RPA99/version2003**.

On a donc :

$$T = C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- **T**: Période fondamentale de la structure.
- **h_N** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
→ **h_N = 29.1 m.**



- C_T : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6** du **RPA99/version2003art 4.2.4**

	C_T	h_N (m)	L (m)	$C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$	$0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}}$
Sens-X	0,05	29.1	26.05	0.626	0,513
Sens-Y	0,05	29.1	31.40	0.626	0.467

Tableau IV-1 Période fondamentale de la structure

D'après **RPA99 version 2003** (Art **4.2.4.4** page**54**), il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de **30%**.

Nous avons $1,3 * T_{emp} = 0.813 \text{ sec}$.

➤ **Disposition des voiles :**

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de torsion ; une variation de la disposition des voiles a été réalisée .

- La variante proposée 1 (architecturale)** La structure initiale conçue par le bureau d'étude est présentée dans la figure suivante:

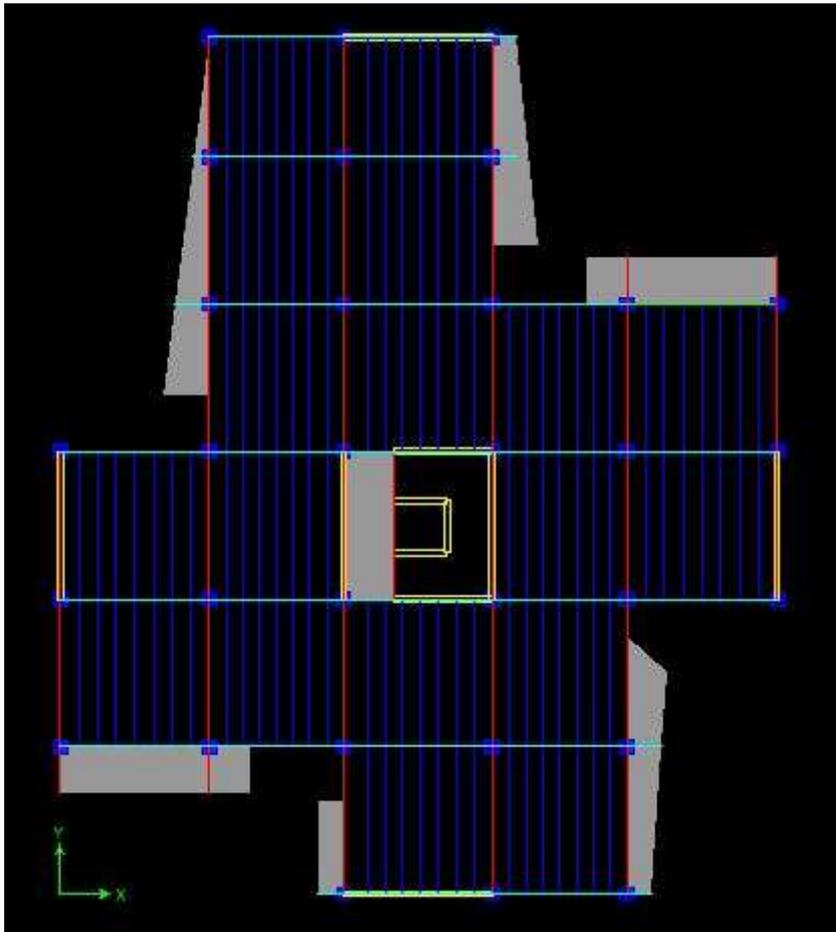


Figure IV.2 Disposition des voiles proposés par l'architecte(variante1)

1. Résultats de l'analyse :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,690114	57,5564	0,0082	0	57,5564	0,0082	0,0141	96,775	0,2216
2	0,645807	0,0149	57,0437	0	57,5713	57,0519	95,9666	96,7953	0,5975
3	0,432488	0,1608	0,5533	0	57,732	57,6053	96,7279	96,8777	50,1436
4	0,190738	10,5338	1,2212	0	68,2658	58,8265	96,936	98,1765	50,9145
5	0,184485	4,4504	3,5858	0	72,7162	62,4123	97,5023	98,7077	54,4708
6	0,149748	0,0165	13,8658	0	72,7327	76,2781	99,1609	98,7093	56,0814
7	0,097642	7,7485	0,0092	0	80,4812	76,2873	99,1615	99,4271	56,7484
8	0,083957	0,1744	2,4811	0	80,6556	78,7684	99,3283	99,4421	66,4813
9	0,075974	0,0332	4,9896	0	80,6888	83,758	99,6354	99,4449	71,0055
10	0,056123	4,6751	0,1636	0	85,3639	83,9216	99,6418	99,6477	71,2213
11	0,055846	0,9096	0,9312	0	86,2735	84,8528	99,6777	99,6875	71,654
12	0,047837	0,0002	5,1647	0	86,2737	90,0175	99,8348	99,6875	71,6604
13	0,039928	3,0993	0,0001	0	89,373	90,0175	99,8348	99,788	72,3497
14	0,03809	0,3579	0,3137	0	89,7309	90,3313	99,8417	99,7984	77,4044
15	0,037264	0,1154	1,5504	0	89,8464	91,8817	99,875	99,8016	79,2192



16	0,033532	0,0015	3,7399	0	89,8478	95,6216	99,9434	99,8017	79,2729
17	0,032934	3,3868	0,0003	0	93,2346	95,6219	99,9434	99,8778	79,6432
18	0,028046	0,0055	2,449	0	93,2401	98,0709	99,9777	99,8779	79,6455
19	0,027479	4,0224	0,0019	0	97,2625	98,0728	99,9777	99,9582	79,65
20	0,025525	0,0089	0,0698	0	97,2713	98,1426	99,9786	99,9584	88,2141

Tableau IV-2 Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique (variante1)

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel

« ETABS » sont données dans le tableau suivant :

2. Les modes propres :

1^{er} mode (translation):

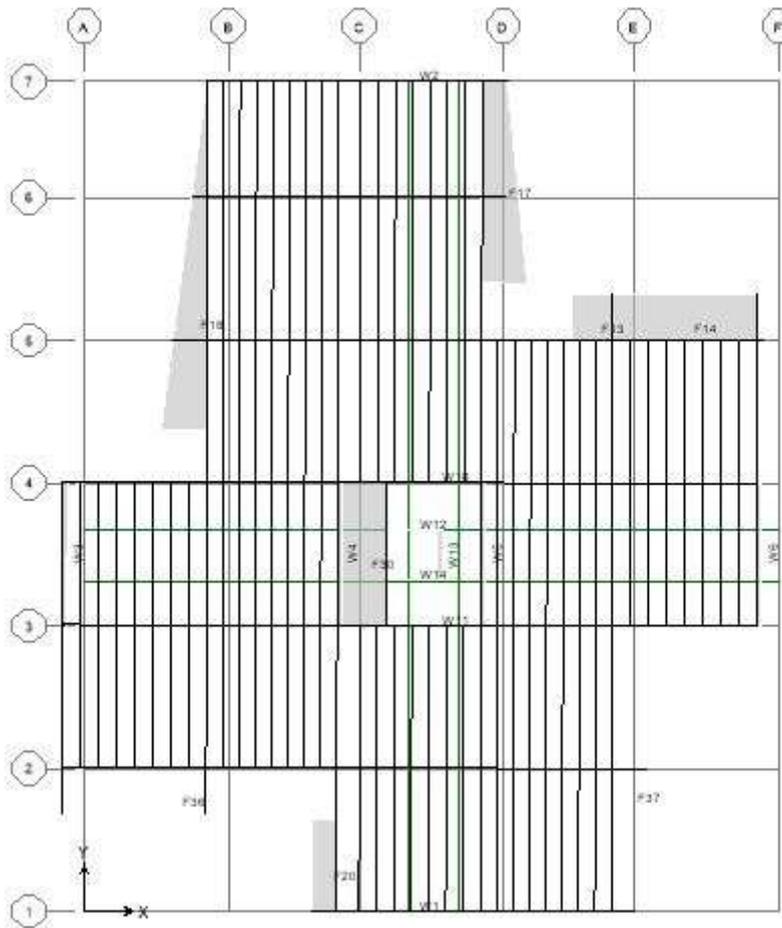


Figure IV.3 mode 1 T=0,690 sec



- 2^{ème} mode (translation) :

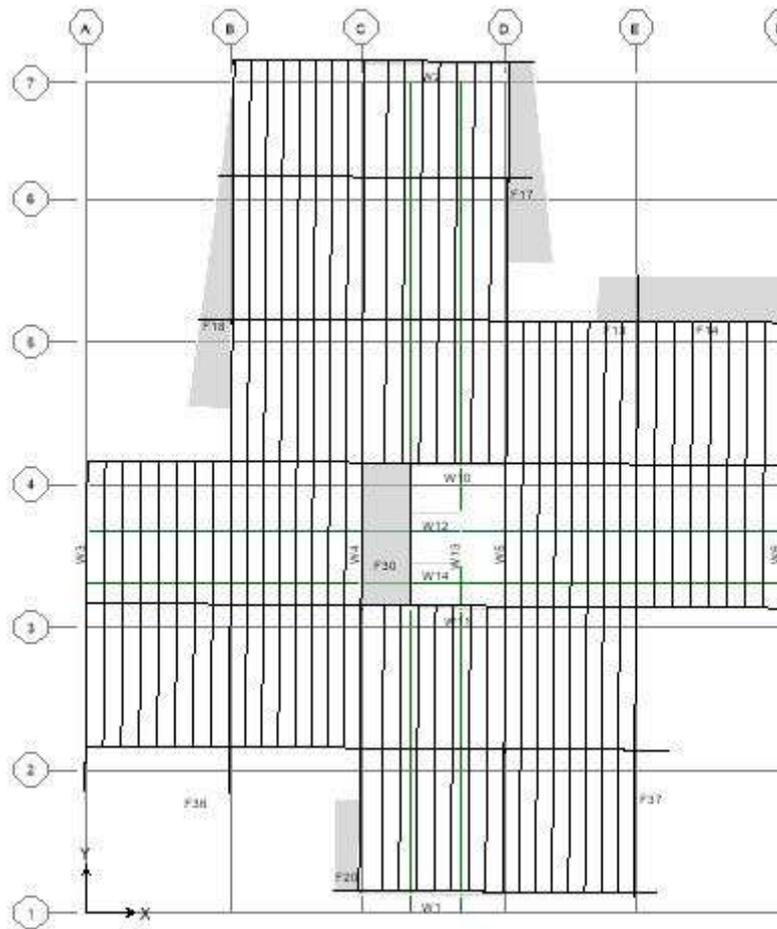


Figure IV.4 mode 2 T=0,645 sec



3^{ème} mode (rotation) :

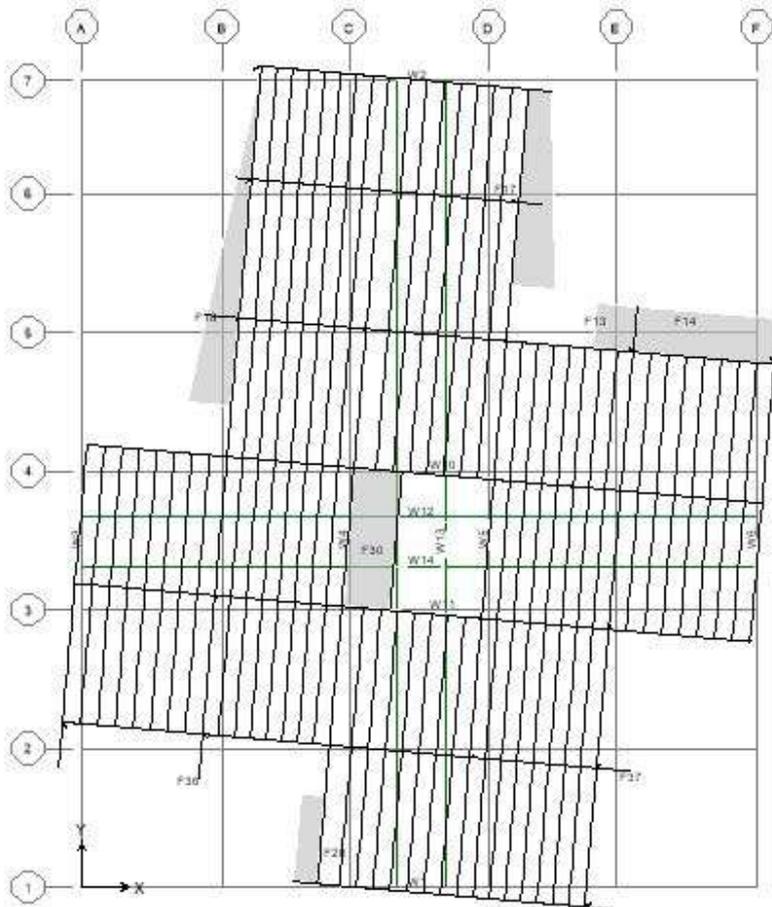


Figure IV.5 mode 3 T=0,432 sec

3. Constatation :

- 1°/ La période fondamentale $T_{dyn} = 0,690sec < T_{emp} = 0,813 sec \dots \dots \dots (CV)$
- 2°/ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.....(CV)
- 3°/ Le 3ème mode est un mode de rotation..... (CV)

1. Vérification de régularité :

La période fondamentale doit être inférieure à la période empirique (T_{emp}) :

- On a: $T_{emp} = 0,704 sec \rightarrow 1,3 * T_{emp} = 0.915 sec.$
- Variante 1 : $T_{dyn} = 0,672 sec < T_{emp} = 0,915 sec \dots \dots \dots (CV)$



➤ **Analyse des résultats :**

D'après le **Tableau.IV.3** la participation modale du premier mode suivant la direction (X) est prépondérante : **UX = 57.55%**, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré dans la Figure. **IV.7** La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction (Y) : **UY = 57.57%**.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation suivant l'axe (Z) : **RZ=50.14%**.

On constate aussi que les périodes fondamentales de vibration sont inférieures à celles calculées par les formules empiriques du **RPA 99** majorées de 30%. La participation massique atteint 90% de la masse de la structure au 17^{ème} mode Dans le sens X et 12^{ème} mode Dans le sens Y.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

- $K \geq 3 \times \sqrt{N}$, $T_k \leq 0,20 \text{sec}$. **RPA 99 V 2003 art4.3.4. b**

Où :

- N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.
→ $K \geq 19$ et $T_{19} = 0,027479 < 0,20 \text{ sec} \dots \dots \dots (CV)$.

IV.6 Détermination de centre des masses 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 :

$$X_G = \frac{\sum M_i * X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i * Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i.
- X_i, Y_i : coordonnées du **CDG** de l'élément i par rapport au repère global.



IV.7 Détermination de centre de rigidité par étages :

Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xi} * X_i}{\sum I_{xi}} \quad Y_{cr} = \frac{\sum I_{yi} * Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

- I_{xi} : Inertie d'un poteau suivant X.
- I_{yi} : Inertie d'un poteau suivant Y.
- X_i : distance algébrique d'un poteau suivant X.
- Y_i : distance algébrique d'un poteau suivant Y.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_x = |X_{cr} - X_m| \quad ; \quad e_y = |Y_{cr} - Y_m|$$

➤ **L'excentricité accidentelle :**

Selon **RPA version 2003**, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

→ 5% De plus grand dimension de bâtiment à ce niveau.

→ Excentricité théorique résultante du plan.

RDC jusqu'a9^{ème} étage :

- Sens **X** : $e_{x_a} = 0,05 * L_x = 0,05 * 26,05 = 1,3 \text{ m.}$
- Sens **Y** : $e_{y_a} = 0,05 * L_y = 0,05 * 31,4 = 1,57 \text{ m.}$

Étages	XCM	YCM	XCR	YCR	e _{x thé}	e _{y thé}	e _{xa}	e _{ya}
Sous sol	12.952	15.86	12.946	13.269	0.031	0.709	1.3	1.57
RDC	12,946	15.269	12.915	14.995	0.031	0.274	1,3	1,57
1 ^{er} étage	12.949	15.269	12.91	14.956	0.039	0.313	1,3	1,57
2 ^{ème} étage	12.751	15.27	12.904	14.905	0.049	0.865	1,3	1,57
3 ^{ème} étage	12.951	15.27	12.895	14.834	0.056	0.436	1,3	1,57
4 ^{ème} étage	12.953	15.27	12.881	14,73	0.072	0.54	1,3	1,57
5 ^{ème} étage	12.955	15.291	12.859	14.563	0.096	0.708	1,3	1,57
6 ^{ème} étage	12.955	15.286	12.817	14.251	0.138	1.035	1,3	1,57
7 ^{ème} étage	13.005	13.498	12.716	13.498	0.289	0	1,3	1,57
8 ^{ème} étage	11.151	13.497	11.151	13.497	0	0	1,3	1,57

Tableau IV-3 Centre de masse et de rigidité de chaque étage

Selon le tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{x \text{ thé}} = 0.488 < e_{x \text{ acé}} = 1.3 \text{ m} \quad \text{donc la condition est vérifiée} \\ e_{y \text{ thé}} = 1.035 \text{ m} < e_{y \text{ acé}} = 1.57 \text{ m} \quad \text{donc la condition est vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.8 Justification de l'interaction portiques voiles :

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les sollicitations verticales totales de la structure : **53665.9 KN**
 - Les sollicitations verticales reprises par les voiles : **22145.07KN.**
 - $\frac{22145.07}{53665.9} * 100\% = 41\% \dots \dots \dots$ (CNV).

N _U (total)	N _{VOIL}	N _{VOIL} (%)	Vérification
53665.9	22145.07	41	CNV

Tableau IV-4 pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles



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

- **Sens transversal (X-X) :**

- L'effort tranchant total à la base : **4957.53KN.**
- L'effort tranchant à la base repris par les portiques : **416.51KN**

→ **Donc** : $\frac{416.51}{4957.53} * 100\% = 8.4 \% < 25\% \dots \dots \dots$ (CNV)

- **Sens longitudinal (Y-Y) :**

- L'effort tranchant total à la base : **5103.99 KN.**
- L'effort tranchant la base repris par les portiques : **384.45 KN.**

→ **Donc** : $\frac{384.45}{5103.99} * 100\% = 7.5 \% < 25\% \dots \dots \dots$ (CNV).

	V _{TOTAL}	V _{PORTIQUE}	V _{PORT} (%)
Sens- X	4957.53	416.51	8.4
Sens-Y	5103.99	384.45	7.5

Tableau IV-5 pourcentage de l'effort tranchant repris par les

Remarque :

Au début de calcul, on a pris **R = 5**, mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par **RPA** (l'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par **R = 3,5** puisque la charge supportée par les voiles est **49 % > 20 %**.



Spectre de réponse R=5

Spectre de réponse R=4

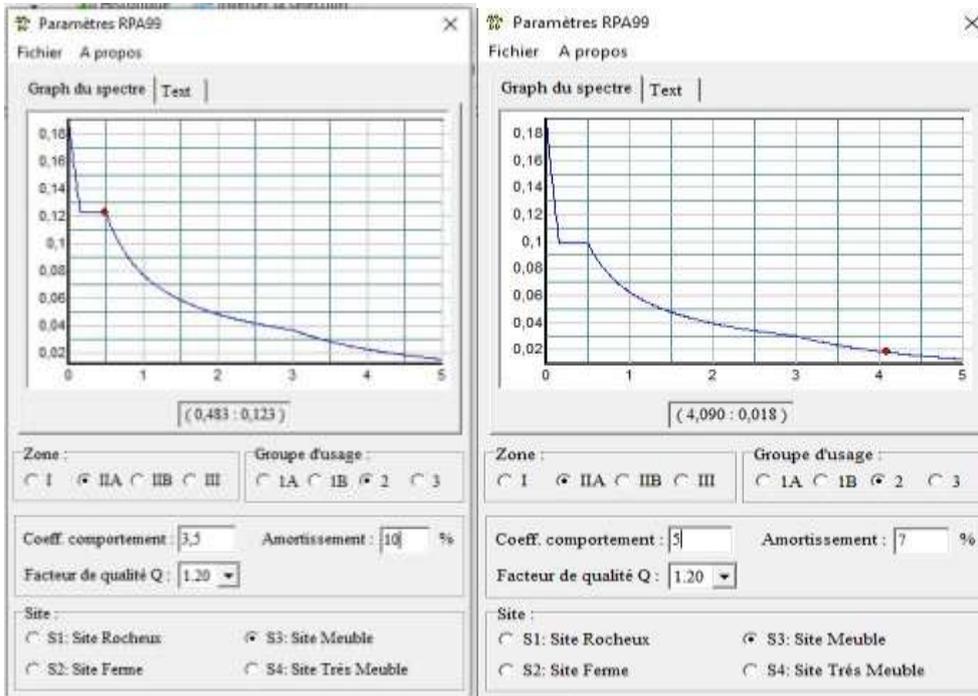


Figure IV.6 diagramme de spectre de réponse

IV.8.1 Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA : L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode statique équivalente.

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/version2003.

On a donc :

$$T = \min \left[C_t * h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right].$$

Avec :

- **T** : Période fondamentale de la structure.
- **h_N** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
→ **h_N = 34 m.**
- **C_T** : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6** du RPA99/version2003 **art 4.2.4**
- **L** : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.



	C_T	h_N (m)	L (m)	$C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$	$0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}}$	T (sec)
Sens-X	0,05	29.1	26,05	0,626	0.513	0.513
Sens-Y	0,05	29.1	31.40	0.626	0,467	0.467

Tableau IV-6 Période fondamentale statique de la structure

➤ **Calcul de la force sismique totale V :**

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

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de **RPA 99**/version **2003** en Fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

→ Donc : **Zone IIa**, Groupe d'usage**2**, (**RPA99/version 2003 art 3.2**). → **A = 0,15**

- **R** : coefficient de comportement global de la structure : Sa valeur unique est donnée par le tableau en fonction du système de contreventement tel que défini en **RPA 99**. Pour une structure mixte (portique +voiles) en béton armé avec **voiles porteurs** on a : **R = 3,5**
- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

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

→ **Art 4.2.3** du **RPA99/ version 2003**, (**site meuble (S3)**) :

- $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$
- $T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

Avec :



- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**Tableau 4.7**).
- η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \left[\frac{7}{2+\xi} \right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7$.

Où :

- $\xi(\%)$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du RPA99 **Art 4.2.3**.
Portique en béton armé avec remplissage dense $\xi = 7\%$.

Alors : $\rightarrow \eta = 0,8819 > 0,7$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

- $T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.31\text{m}$.
- $T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.17 \text{ m}$.

Avec :

- Q : est le facteur de qualité et est fonction de :
 - La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La qualité de contrôle de la construction

Sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

A partir du **tableau 4.4** de RPA 99 version 2003

Critère q	P_q		Données
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0
2. Redondance en plan	0	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0,1

Tableau IV-7 La valeur de facteur de qualité



→ Dans notre cas on obtient : $Q = 1 + 0,2 = 1,2$

- W : Poids total du bâtiment. W : est égale à la somme des poids W_i , de chaque niveau(i).
→ $W = \sum W_i$

- $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

D'après le RPA 99 (Tableau 4.5) on prend $\beta = 0,2$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charge d'exploitation.

Pour notre bâtiment le poids total est : $W = 37546.23 \text{ KN}$.

- $V_{x \text{ sta}} = \frac{0,15 \times 2.31 \times 1,2 \times 37546.23}{3.5} = 4460.49 \text{ KN}$.
- $V_{y \text{ sta}} = \frac{0,15 \times 2.17 \times 1,2 \times 37546.23}{3.5} = 4190.15 \text{ KN}$.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente :**

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 déterminer par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ **Les réactions à la base :**

	$\sum F_x \text{ (KN)}$	$\sum F_y \text{ (KN)}$
E_x	4957.53	195.86
E_y	195.86	5103.99

Tableau IV-8 Valeur de F_x et F_y

- $V_{x \text{ dyn}} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 4961.3 \text{ KN}$.
- $V_{y \text{ dyn}} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 5107.74 \text{ KN}$.



	V_{dyn} (KN)	$0,8 * V_{sta}$ (KN)	$0,8 * V_{sta} < V_{dyn}$
E_x	4961.3	3568.39	Condition Vérifiée
E_y	5107.74.	3352.12	Condition Vérifiée

Tableau IV-9 Vérification des résultats

IV.8.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4.2.5RPA 99/version2003) : $V = F_t + \sum F_i$

- $F_t = 0,07 \times T \times VSiT > 0,7 \text{ sec}$
- $F_t = 0SiT < 0,7 \text{ sec}$

Notre cas :

Sens-X :

- $T = 0,513 < 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{tx} = 0 \text{ KN}$

Sens-Y :

- $T = 0,467 < 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{ty} = 0 \text{ KN}$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par L'expression (art 4.11RPA99/version2003). $F_i = \frac{(V-F_t) \times W_i \times H_i}{\sum W_j \times H_j}$

Avec :

- F_i : force horizontale au niveau i.
- H_i : niveau du plancher.
- F_t : force concentrée au sommet de la structure.

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule : $V_k = F_t + \sum F_i$.



➤ Distribution des forces suivant X :

Plancher	W_i (KN)	h_i (m)	$h_i * W_i$ (KN. m)	$\sum h_i * W_i$ (KN. m)	V_x	F_{xi}
8 ^{ème} étage	392.76	29.1	11429.31	226957.72	4460.49	224.62
7 ^{ème} étage	480.96	26.22	12610.77	226957.72	4460.49	247.84
6 ^{ème} étage	1008	23.34	23526.72	226957.72	4460.49	462.37
5 ^{ème} étage	1008	20.46	20623.68	226957.72	4460.49	405.32
4 ^{ème} étage	1102.86	17.58	19388.27	226957.72	4460.49	368.37
3 ^{ème} étage	1102.86	14.7	16212.04	226957.72	4460.49	308.02
2 ^{ème} étage	1102.86	11.82	13035.80	226957.72	4460.49	247.68
1 ^{er} étage	1208.88	8.94	10807.38	226957.72	4460.49	205.34
RDC	1208.88	6.06	7325.81	226957.72	4460.49	139.19
Sous sol	28930.17	3.18	91997.94	226957.72	4460.49	1563.96

Tableau IV-10 Distribution des forces suivant X

o

➤ Distribution des forces suivant Y :

Plancher	W_i (KN)	h_i (m)	$h_i * W_i$ (KN. m)	$\sum h_i * W_i$ (KN. m)	V_y	F_{yi}
8 ^{ème} étage	392.76	29.1	11429.31	226957.72	4190.15	205.72
7 ^{ème} étage	480.96	26.22	12610.77	226957.72	4190.15	226.99
6 ^{ème} étage	1008	23.34	23526.72	226957.72	4190.15	423.48
5 ^{ème} étage	1008	20.46	20623.68	226957.72	4190.15	371.22
4 ^{ème} étage	1102.86	17.58	19388.27	226957.72	4190.15	348.98
3 ^{ème} étage	1102.86	14.7	16212.04	226957.72	4190.15	291.81
2 ^{ème} étage	1102.86	11.82	13035.80	226957.72	4190.15	234.64
1 ^{er} étage	1208.88	8.94	10807.38	226957.72	4190.15	194.53
RDC	1208.88	6.06	7325.81	226957.72	4190.15	131.86
Sous sol	28930.1	3.18	91997.94	226957.72	4190.15	1655.96

Tableau IV-11 Distribution des forces suivant Y

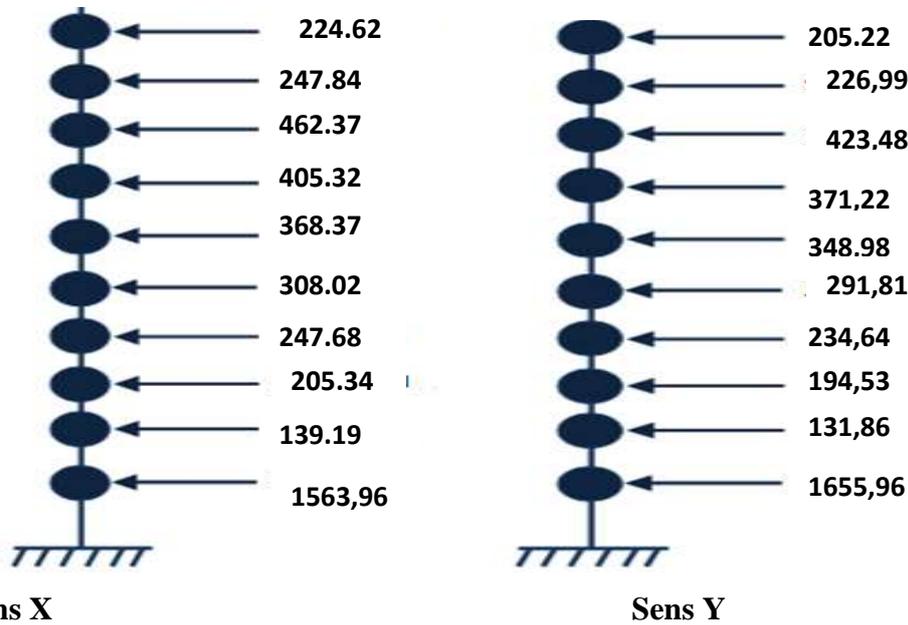


Figure IV.7 Distribution des forces sismiques selon la hauteur

IV.9 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage **K** est donné par la formule : $V_k = F_t + \sum F_i$.

➤ **Distribution de l'effort tranchant suivant X :**

Plancher	Hi(m)	F_{xi} (KN)	V_{xi} (KN)
8 ^{ème} étage	29.1	224.62	224.62
7 ^{ème} étage	26.22	247.84	472.46
6 ^{ème} étage	23.34	462.37	934.83
5 ^{ème} étage	20.46	405.32	1340.15
4 ^{ème} étage	17.58	368.37	1708.52
3 ^{ème} étage	14.7	308.02	2016,54
2 ^{ème} étage	11.82	247.68	2264,22
1 ^{er} étage	8.94	205.34	2469,56
RDC	6.06	139.19	2608.75
Sous sol	3.18	1563.96	4244,71

Tableau IV-12 Distribution de l'effort tranchant suivant X



➤ Distribution de l'effort tranchant suivant Y :

Plancher	Hi(m)	F _{yi} (KN)	V _{yi} (KN)
8 ^{ème} étage	29.1	205.22	205.22
7 ^{ème} étage	26.22	266.99	472.21
6 ^{ème} étage	23.34	423.48	895.69
5 ^{ème} étage	20.46	371.22	1266.91
4 ^{ème} étage	17.58	348.98	1615.89
3 ^{ème} étage	14.7	291.81	1907.7
2 ^{ème} étage	11.82	234.64	2142.34
1 ^{er} étage	8.94	194.53	2336.87
RDC	6.06	131.86	2468.73
Sous sol	3.18	1655.96	4124.69

Tableau IV-13 Distribution de l'effort tranchant suivant Y

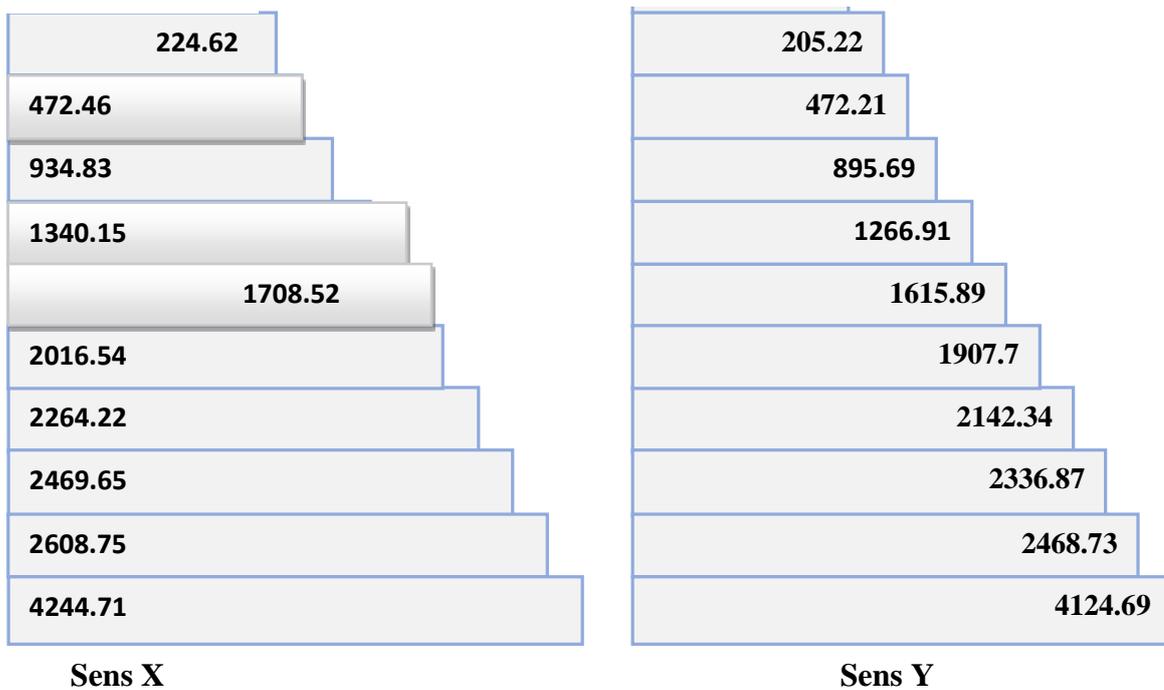


Figure IV.8 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur



IV.10 Vérification des déplacements latéraux inters étage :

➤ **Justification Vis-à-vis des déformations :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe **4.2.10**, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

- $\delta_x^k \leq \delta_{adm}$
- $\delta_y^k \leq \delta_{adm}$

Donc : $\delta_{adm} = \frac{h}{100}$. Ou δ_{adm} : le déplacement relatif admissible.

➤ **Calcul des déplacements :**

D'après **RPA99 v2003** (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau "**k**" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}.$$

Avec :

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- **R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "**k**" par rapport au niveau "**K - 1**" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **ETABS v9.7.0** on peut avoir le déplacement dans chaque niveau dans la combinaison **G + Q ± E**.



Planchers	δ_{ex} (m)	δ_x (m)	δ_{ey} (m)	δ_y (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ_{adm} (m)	OB
8 ^{ème} étage	1,97	6.89	1,97	6.89	0.7	0.56	2,88	CV
7 ^{ème} étage	1,50	5.25	1,59	5.56	0.7	0.8	2,88	CV
6 ^{ème} étage	1,30	4.55	1,36	4.76	0.81	0.84	2,88	CV
5 ^{ème} étage	1,07	3.74	1,12	3.92	0.84	0.81	2,88	CV
4 ^{ème} étage	0,83	2,90	0,89	3.11	0.73	0.8	2,88	CV
3 ^{ème} étage	0,62	2.17	0,66	2.31	0.7	0.7	2,88	CV
2 ^{ème} étage	0,42	1.47	0,46	1,61	0.6	0.7	2,88	CV
1 ^{er} étage	0,25	0.87	0,26	0,91	0.49	0.52	2,88	CV
RDC	0,11	0,38	0,11	0.38	0.31	0.34	2,88	CV
Sous sol	0,02	0,07	0,01	0,035	0,07	0,035	3,18	CV

Tableau IV-14 Vérification des déplacements

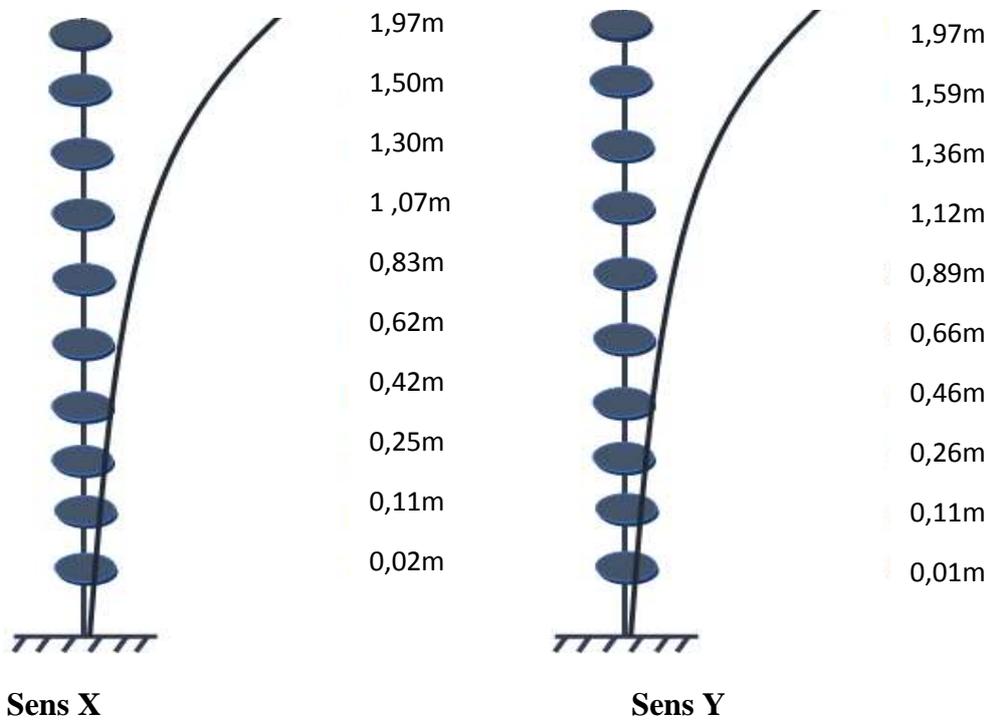


Figure IV.9 Déplacements horizontaux selon les deux directions



IV.11 Justification vis à vis de l'effet P – Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10.$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », $P_k = \sum(W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$. (voir paragraphe 4.2.3 calcul de W).
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum F_i$.
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 » (voir paragraphe 4.2.10).
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P – Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse

élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens X-X :

Planchers	P_i (KN)	Δ_{xi} (cm)	V_{xi} (KN)	h_i (cm)	θ_x
8 ^{ème} étage	392.76	0.7	416.51	288	0.0022
7 ^{ème} étage	872.72	0.7	1690,45	288	0.0012
6 ^{ème} étage	1880.72	0.81	2438,38	288	0.0022
5 ^{ème} étage	2888.72	0.84	3095,07	288	0.0027
4 ^{ème} étage	3991.58	0.73	3634,71	288	0.0028
3 ^{ème} étage	5094.44	0.7	4076,85	288	0.0030
2 ^{ème} étage	6197.3	0.6	4421,29	288	0.0029
1 ^{er} étage	7406.18	0.49	4669,74	288	0.0027
RDC	8615.06	0.31	4852,32	288	0.0019
Sous sol	37545.16	0,07	4957,53	318	0,00016

Tableau IV-15 Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X



➤ Sens Y-Y :

Planchers	P_i (KN)	Δ_{yi} (cm)	V_{yi} (KN)	h_i (cm)	θ_Y
8 ^{ème} étage	392.76	0.56	384.45	288	0.0019
7 ^{ème} étage	872.72	0.8	1710.7	288	0.0014
6 ^{ème} étage	1880.72	0.84	2503.2	288	0.0022
5 ^{ème} étage	2888.72	0.81	3196.4	288	0.0025
4 ^{ème} étage	3991.58	0.8	3743.39	288	0.0030
3 ^{ème} étage	5094.44	0.7	4195.18	288	0.0030
2 ^{ème} étage	6197.3	0.7	4595.18	288	0.0033
1 ^{er} étage	7406.18	0.52	4790.06	288	0.0028
RDC	8615.06	0.34	4970.99	288	0.0020
Sous sol	37545.16	0,035	5103.99	318	0.00081

Tableau IV-16 Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y

On remarque que tous les coefficients θ_k sont inférieure à 0,10. Donc l'effet P – Δ est négligé.

IV.12 Justification de la stabilité au renversement :

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

- $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$.

Avec :

- M_s : Moment stabilisant, $M_s = \frac{W \cdot l}{2}$.
- M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$.
- W : Poids du bâtiment.
- F_i : Force sismique au niveau i.

	L (m)	M_r (KN. m)	M_s (KN. m)	M_s/M_r	OB
Sens-X	26.05	55716.38	495304.14	8.89	CV
Sens-Y	31.40	64305.56	597026.88	9.28	CV

Tableau IV-17 Vérification de la stabilité au renversement



La tour est stable suivant **X** et **Y** selon les exigences du **RPA/2003**, donc il y'a pas de risque de renversement.

IV.13 Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3)

- $$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

On doit vérifier que : $v \leq 0,30$.

Poteaux	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
N _d (KN)	1733.19	1299.47	1092.71	631.87
v	0,27	0.25	0.21	0.20
v ≤ 0,30	CV	CV	CV	CV

Tableau IV-18 Vérification de L'effort normal réduit

IV.14 Conclusion :

Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que notre bâtiment peut résister aux chocs extérieurs tel que le séisme après un très bon ferrailage conforme au règlement **R.P.A99 / Ver 2003**. Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés dans la structure et qui sont déduits du logiciel de modélisation **ETABS**

C HAPITRE V



FERAILLAIGE DES ELEMENTS PORTEURS



Ferraillage des éléments porteurs

V.1 Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS 9.7.0**.

- Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :
 1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

➤ **Situation durable :**

$$\gamma_s = 1.15, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.5, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.15, \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

**V.2.1 Combinaisons des charges :****a. État limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

- **$1,35 * G + 1,5 * Q_{BAEL91}$**

b. État limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

- **$G + Q_{BAEL91}$**

c. État limite accidentelle :

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

- **$G + Q \pm E$ RPA99/v2003**
- **$0,8G \pm E$ RPA99/v2003**

V.2.1.1 Calcul de ferrailage :

(RDC et étage courant) :

- Ferrailage en travée : **ELU**.
- Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : **$G + Q \pm E$** .
- Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **$0,8G \pm E$** .

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

- **$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$** .
- **$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$** .
- **$z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$** .



- $A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

V.2.1.2 Ferrailage des poutres secondaire :

D'après les résultats de l'ETABS 9.7.0 :

- M_{max} En Travée = **34.85 KN. m.**
- M_{max} Sur Appuis: Nappe sup = **142.86 KN. m.**

Nappe inf = **108.54 KN. m.**

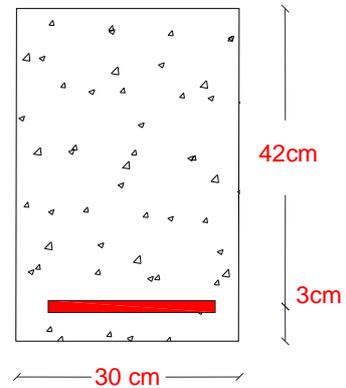


Figure V.1 schéma de la poutre

Position	M_{max} (KN. m)	d (cm)	b (cm)	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA} (min)(cm ²)	A_{sadop} (cm ²)
Travée	34.85	42	30	41.00	1.52	2.41	6.75	3HA16 = 6.03
Appuis sup	142.86	42	30	38.66	1.52	9.23	6.75	3T16 + 3T12 = 9.42
Appuis inf	108.54	42	30	38.72	1.52	8.05	6.75	3T16 + 2T12 = 8.29

Tableau V-1 Calcul du ferrailage des poutres secondaires

V.2.1.3 La vérification du ferrailage :

- **Section minimale (RPA) :** b = 30 cm ; h = 45 cm
 - $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{6.75 \text{ cm}^2}$.
- **Section maximale (RPA) :**
 - $A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{54 \text{ cm}^2} \rightarrow$ Zone courante.
 - $A_{max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{81 \text{ cm}^2} \rightarrow$ Zone Deraccordement

La section d'armature sur appuis :



- $A_s = 3T16 + 3T12 = 9.42 \text{ cm}^2$

- $A_s = 3T16 + 2T12 = 8.29 \text{ cm}^2$

Donc : $9.42 + 8.2 = 17.71 \text{ cm}^2 \rightarrow 17.71 \text{ cm}^2 < 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

La Condition de non fragilité :

- $A_{\min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 1,52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

V.2.1.3.1 La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 20,5 \text{ Mpa.}$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 77.05 \text{ KN.}$

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} = 0.61 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

V.2.1.3.2 Calcul de la section des armatures transversales :

➤ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
- $\phi_t \leq \min \left[\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right] = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend T08 (HA. Fe. E400).}$

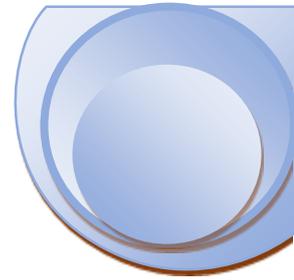
➤ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,4 * 300 * 378}{400} \rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement d'après B.A.E.L :

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm.}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{2.01 * 400 * 10^2}{0,4 * 300} = 67 \text{ cm.}$



Donc : $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 37.8 \text{ cm}$

➤ **Espacement exigé par RPA :**

- En zone **nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 11.25 \text{ cm}$
- En zone **courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm}$ **en zone nodale**
- $S_t = 15 \text{ cm}$ **en zone courante**

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{tmin} = 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$.

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 64 cm** Avec : **∅ = 16 mm**.

V.2.1.3.3 La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

➤ **La contrainte de compression du béton :**

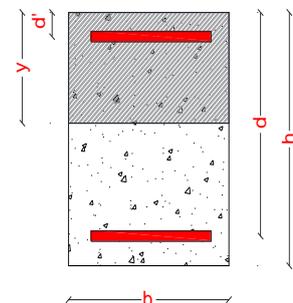
Sur nappe inferieur : $A_t = 9,42 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de σ_{bc} :**

- $\frac{b \cdot y^2}{2} + n * A_s * y - n * d * A_s = 0 \rightarrow 15 * y^2 + 141.3 * y - 5934.6 = 0$

La solution de l'équation nous donne : **y = 15.73 cm**.

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2 = 136433.73 \text{ cm}^4$.
- Soit la poutre la plus sollicitée : **$M_{ser} = 25.58 \text{ KN.m}$**





- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y = 2.94 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}$
- $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$
- $\sigma_{st} = 73.88 \text{ Mpa} < \sigma_{st \text{ adm}} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}$

En travée : $A_s = 3T14 = 4.92 \text{ cm}^2$.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.2 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{(CV)}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,144 \geq 0.034 \dots \dots \dots \text{(CV)}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0039 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B : les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1.09m.
- $\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1.36 m.



- Schéma de ferrailage :

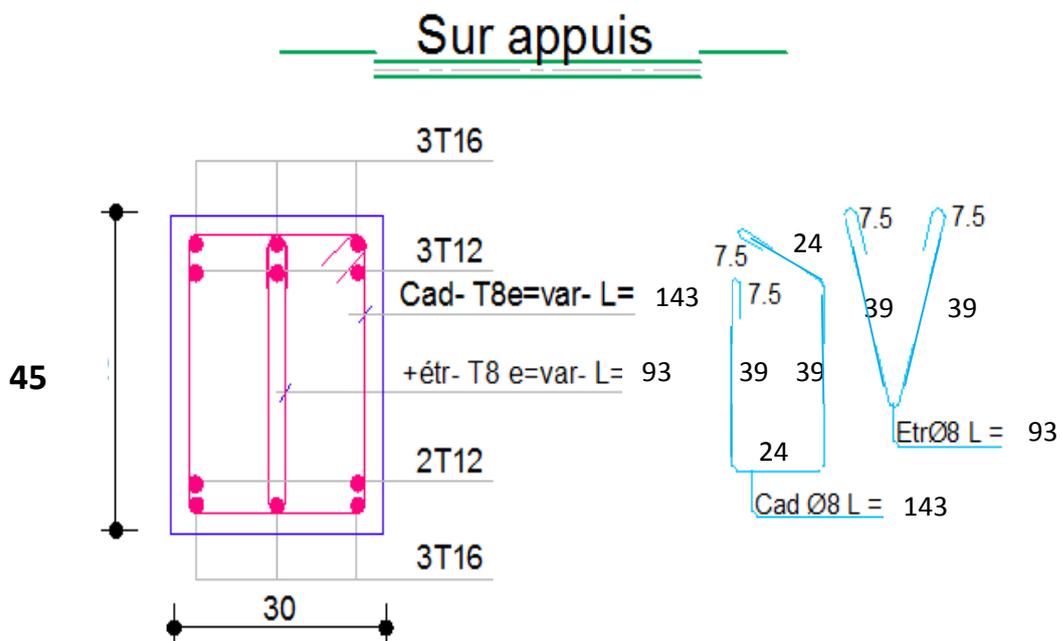
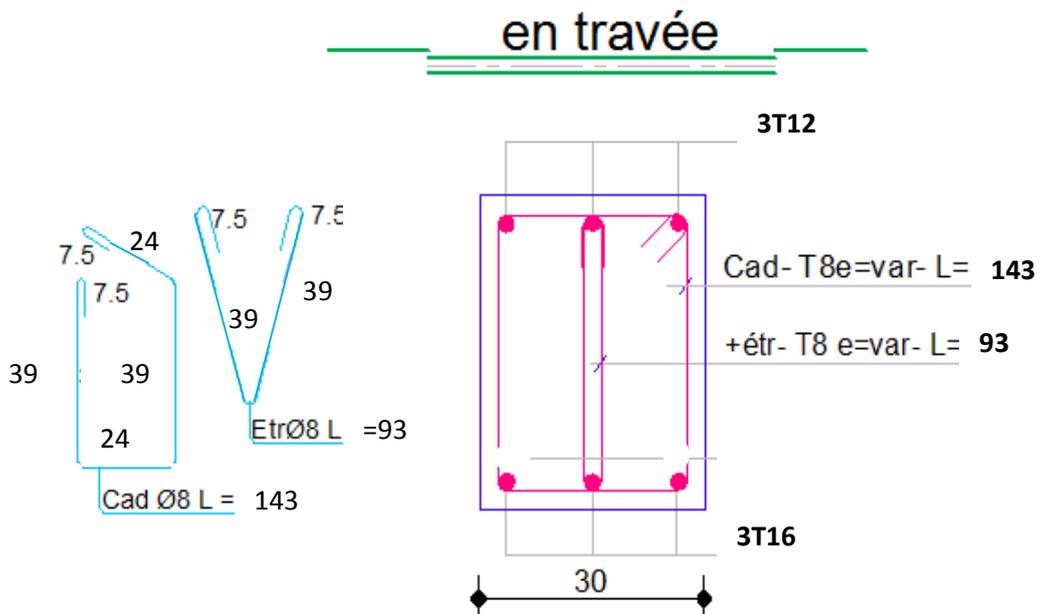


Figure V.2 Ferrailage des poutres secondaires



V.2.1.4 Ferrailage des poutres Principales :

D'après les résultats de l'ETABS 9.7.0 :

- M_{max} En Travée= **56.26 KN. m.**
- M_{max} Sur Appuis: Nappe sup = **146.79 KN. m.**
Nappe inf= **107.32 KN. m.**

Position	M_{max} (KN. m)	d (cm)	b(cm)	Z(cm)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{RPA} (min)(cm^2)	A_{sadop} (cm^2)
Travée	56.26	47	30	32.71	4.94	1.7	7.5	3T16 = 6.03
Appui sup	146.79	47	30	45.08	9.35	1.7	7.5	3T16 + 3T12 = 9.42
Appui inf	107.32	47	30	44.14	6.98	1.7	7.5	3T14 + 3T12 = 8.01

Tableau V-2.Calcul du ferrailage des poutres Principales

V.2.1.4.1 La vérification du ferrailage :

- **Section minimale (RPA) :** $b = 30 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm}$
 - $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 50 = \mathbf{7.5 \text{ cm}^2}$.
- **Section maximale (RPA) :**
 - $A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 50 = \mathbf{60 \text{ cm}^2}$ → Zone courante.
 - $A_{max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 50 = \mathbf{90 \text{ cm}^2}$ → Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 3T16 + 3T12 = 9.42 \text{ cm}^2$



- $A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$

Donc : $9.42 + 8.01 = 14.29 \text{ m}^2 \rightarrow 17.43 \text{ cm}^2 < 60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

La Condition de non fragilité :

- $A_{\min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 1,7 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

V.2.1.4.2 La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}.$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 87.29 \text{ KN}.$

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} = 0.61 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

V.2.1.4.3 Calcul de la section des armatures transversales :

➤ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
- $\phi_t \leq \min \left[\frac{500}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right] = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T8 (HA. Fe. E400).}$

➤ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,4 * 300 * 350}{400} \rightarrow A_t = 0.1 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement d'après B.A.E.L :**

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{2.01 * 400 * 10^2}{0,4 * 300} = 67 \text{ cm}.$

Donc : $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 35 \text{ cm}.$



➤ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 12.5 \text{ cm}$

En zone **courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm}$ **en zone nodale**
- $S_t = 15 \text{ cm}$ **en zone courante**

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{tmin} = 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$.

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40 ϕ** poutre longitudinale : **40 ϕ = 64 cm** Avec : **ϕ = 16 mm**.

V.2.1.4.4 La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

➤ **La contrainte de compression du béton :**

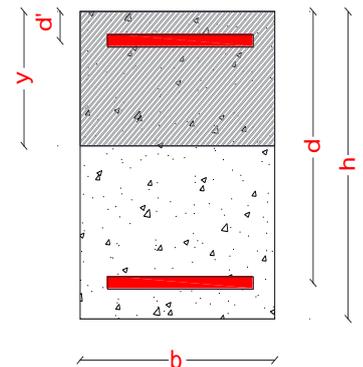
Sur nappe inferieur : **$A_t = 8.01 \text{ cm}^2$** .

➤ **Calcul de σ_{bc} :**

- $\frac{b \cdot y^2}{2} + n * A_s * y - n * d * A_s = 0 \rightarrow 15 * y^2 + 120.15 * y - 5647.05 = 0$

La solution de l'équation nous donne : **$y = 15.81 \text{ cm}$** .

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2 = 156401.91 \text{ cm}^4$.
- Soit la poutre la plus sollicitée B57 4^{émé} étage :
- $M_{ser} = 42.47 \text{ KN.m}$





- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y = 4.29 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$
- $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$
- $\sigma_{st} = 127.04 \text{ Mpa} < \sigma_{st \text{ adm}} = 201.63 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$

En travée : $A_s = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,1 \geq 0.062 \dots \dots \dots (\text{CV})$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,1 \geq 0.017 \dots \dots \dots (\text{CV})$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0055 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (\text{CV})$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B : les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 0.8 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui appartient une travée de rive soit : 1m.

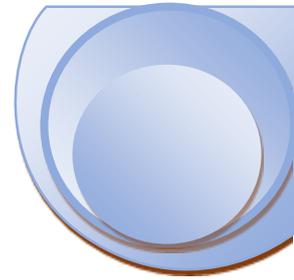


Schéma de ferrailage :

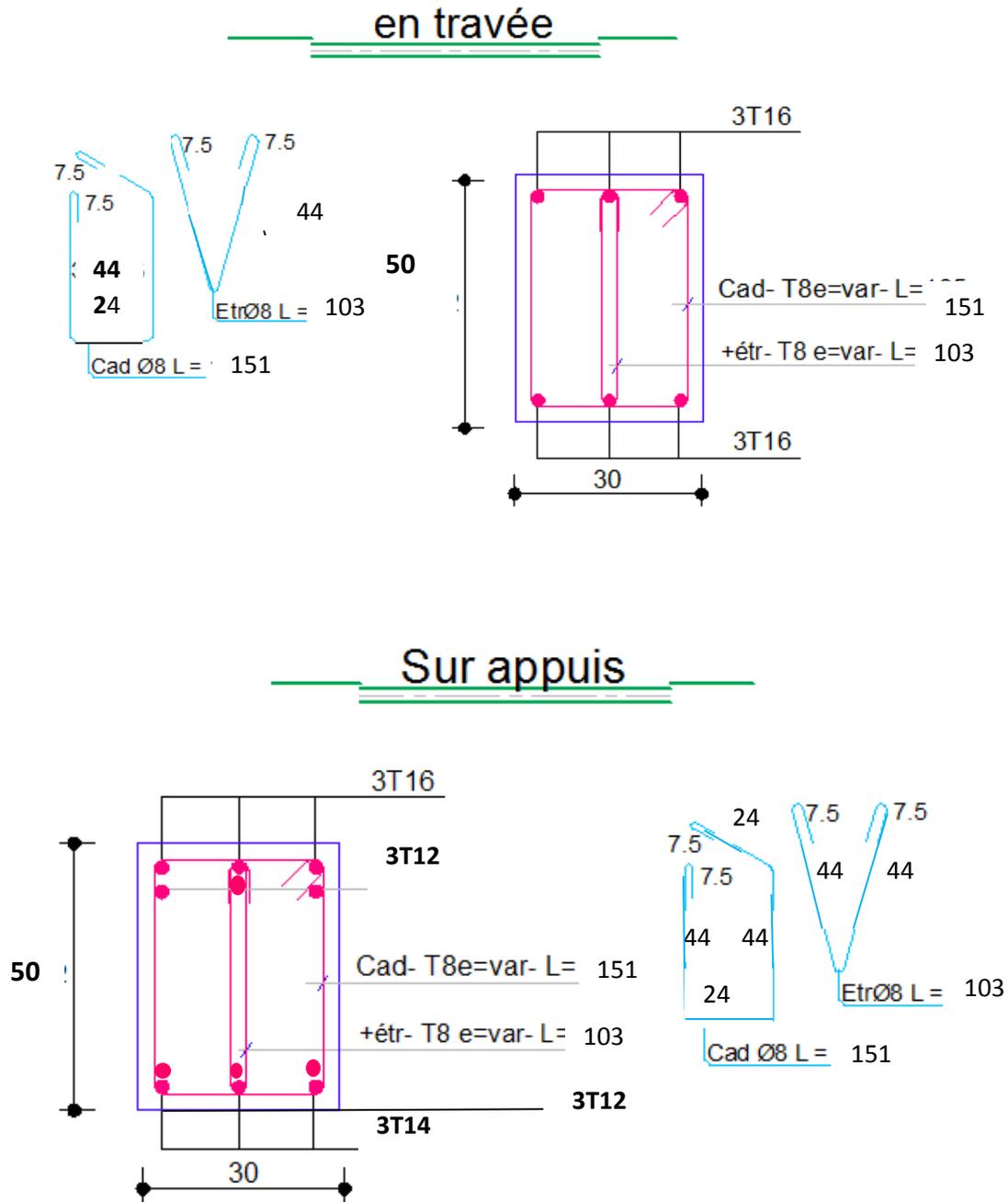


Figure V.3 Ferrailage des poutres principales

V.3 Ferrailage des poteaux :

V.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

V.3.2 Recommandation du RPA 99/version 2003 :

➤ **Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de **0.8%(zone IIa)**.
- Le pourcentage maximum est de **4% en zone courante** et de **6% en zone de recouvrement**.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone IIa)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$.

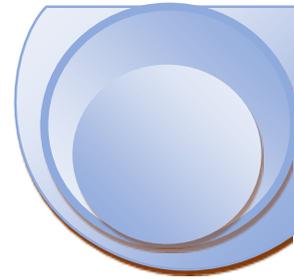
➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

- v_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales. $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture). $\rho_a = 2.5$ Si l'élanement



Géométrique ≥ 5 . $\rho_a = 3.75$ Si l'élanement géométrique < 5 .

- **t** : Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale :

- $t \leq \min (10\phi , 15\text{cm})$. **En zone IIa**

Dans la zone courante :

- $t' \leq 15\phi$. **En zone IIa**

Où :

- ϕ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b_1 * t} * \% \right)$ est donnée par :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$.

Avec :

- **a** et **b** : les dimensions de la section du poteau.

V.3.3 Calcul de Ferrailage :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

➤ **Combinaison de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.



V.3.4 Ferrailage des Poteaux :

Le résumées des sollicitations données par le logiciel **ETABS**.

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}.$$

Poteau	50 * 50	45 * 45	40 * 40	35 * 35
Combinaison	G + Q ± E			
M_{max} (KN. m)	73.32	50.25	38.93	30.64
N_{cor} (KN)	1879.64	1536.67	720.70	373.23
Combinaison	0,8G ± E	0,8G ± E	0,8G ± E	0,8G ± E
M_{cor}(KN. m)	29.26	18.55	14.49	11.49
N_{max}(KN)	1929.68	1508.50	510.90	461.77
Combinaison	ELU	ELU	ELU	ELU
M_{cor}(KN. m)	6.75	43.60	22.27	21.66
N_{max}(KN)	2996.67	1055.90	929.95	699.82

Tableau V-3 Les sollicitations dans les différents poteaux

- $A_{s \min RPA} = 0,8 * b * a.RPA$ (Art 7.4.2.1 P61)
- $A_{s \min BAEL} = \min \left[4 \frac{cm^2}{m} * U, 0,2 * \frac{B}{100} \right].BAEL91 P94$

Avec :

- **U:** Périmètre du poteau.



Le ferrailage des poteaux se fait l'aide de logiciel « **SOCOTEC** » :

Poteaux	M(KN. m)	N(KN)	$A_{scal}(cm^2)$	$A_{sminBAEL}(cm^2)$	$A_{sminRPA}(cm^2)$	$A_{sadop}(cm^2)$
50 * 50	73.32	1879.64	0	5	20	4T16 + 8T14 = 20.36
45 * 45	50.25	1536.67	0	4.05	16.20	4T16 + 8T12 = 17.09
40 * 40	38.93	720.70	0	3.2	12.8	4T16 + 4T14 = 14.20
35*35	30.64	373.23	0	2.45	9.8	4T16 + 4T12 = 12.56

Tableau V-4 Résultats de ferrailage des poteaux

Remarque :

On remarque que $A_{s minRpa}$ est supérieure par rapport à $A_{s cal}$, donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

V.3.4.1 Vérification de ferrailage des poteaux :

➤ **Section d'armature selon l'RPA99V2003 :**

- $A_{s min} = j * b * a$.
- $A_{s max} = 4\%b * a \rightarrow$ En zone courante.
- $A_{s max} = 6\%b * a \rightarrow$ En zone de recouvrement.

➤ **Section d'armature selon BAEL91 :**

- $A_{s min} = 0,2 * \frac{B}{100}$.
- $A_{s max} = 5 * \frac{B}{100}$.

Poteau	$A_{s min BAEL}$	$A_{s min RPA}$	$A_{s max BAEL}$	$A_{s max RPA}$	$A_{s adop}$	OB
50 * 50	5	20	125	100	20.36	CV
45 * 45	4.05	16.02	101.25	81	17.09	CV
40 * 40	3.2	12.8	80	64	14.20	CV
35 * 35	2.45	9.8	61.25	49	12.56	CV

Tableau V-5 Résultats de vérification de ferrailage des poteaux



V.3.4.2 Vérification à l'E.L. U :

• **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

➤ **D'après le BAEL :**

➤ **Exemple de calcul :**

➤ **Poteau (50*50) cm²**

Fissuration préjudiciable :

• $\tau_u = \min \left[0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}.$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 79.52 \text{ KN}.$

• $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b*d} = 0,321 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b * a	T_{max}	τ_u	τ_u	OB
50*50	79.52	0,338	2,5	CV
45*45	59.95	0,317	2,5	CV
40*40	58.26	0,393	2,5	CV
35*35	54.01	0,482	2,5	CV

Tableau V-6 Vérification selon BAEL.

➤ **D'après l'RPA :**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Avec $\bar{\tau}_u = \rho_d * f_{c28}$

- $\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots$ si : $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0,04 \dots \dots \dots$ si : $\lambda_g < 5$

Où : λ_g : L'élancement géométrique. $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$.

$a = 50 \text{ cm}, l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3,18 = 2,23 \text{ m}.$

$a = 50 \text{ cm}, l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 2,88 = 2,02 \text{ m}.$



Donc : $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,23}{0,50} = 4,46 < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04.$

$\bar{\tau}_u = 0,04 * 25 = 1 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.338 \text{ Mpa} < \tau_u = 1 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b * a (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d
50 * 50(sous sol)	2,23	4.46	0,04
50*50	2.02	4.04	0.04
45 * 45	2.02	4,48	0,04
40 * 40	2.02	5.05	0.075
35 * 35	2.02	5,77	0,075

Tableau V-7 Vérification selon RPA

V.3.4.3 Calcul des armatures transversales :

➤ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3}\right] * \phi_l.$
- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3}\right] * 16 = 6.66 \text{ mm}.$

On adopte un cadre : **T8**

➤ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min[15\phi_{1 \min}; 40 \text{ cm}; a + 10].$
- $S_t \leq \min[21 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm}].$

Donc : **S_t = 15 cm.**

➤ **Espacement des cadres d’après le RPA :**

Dans la zone nodale :

- $S_t \leq \min[10\phi_1; 15 \text{ cm}].$ En Zone **I** et **IIa**.

Donc : **S_t = 10 cm.**

Dans la zone courante :

- $S_t \leq 15\phi_1.$ En Zone **I** et **IIa**.



Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

- **V_u** : est l'effort tranchant de calcul (T_{\max}).
- **h_1** : hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- **S_t** : est l'espacement des armatures transversales.
- **ρ_a** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

➤ **Exemple de calcul : (50*50) cm² :**

Donc : $\rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = 1,49 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 3 \text{ T } 8 = 1,51 \text{ cm}^2$.



$b * a$	T_{max} (KN)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	$A_{t\ adop}$ (cm ²)
50 * 50	79.52	4.46	3,75	1,49	4T8 = 2.01
50 * 50	79.52	4.04	3.75	1.49	4T8=2.01
45 * 45	59.95	4.48	3,75	1.24	3T8 = 1,51
40 * 40	58.26	5.05	2.5	0.91	2T8 = 1,01
35 * 35	54.01	5,77	2,5	0.96	2T8 = 1,01

Tableau V-8 Les armatures transversales des poteaux

➤ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon **RPA (Art 7.4.2.1)** La longueur minimale de recouvrement est :

- **40∅ → En zone IIa**

$b * a$	50 * 50	45 * 45	40 * 40	35 * 35
\emptyset_{max} (mm)	20	20	16	16
40∅ (cm)	80	80	64	64

Tableau V-9 Longueur de recouvrement

V.3.4.4 Vérification de la contrainte à l'E.L.S :

- Contrainte admissible de béton comprimé : $\sigma_{bc\ adm} = 0,6 * f_{c28} = 15\ Mpa$.
- Contrainte admissible d'acier tendu : $\sigma_{st\ adm} = 201.63\ Mpa$

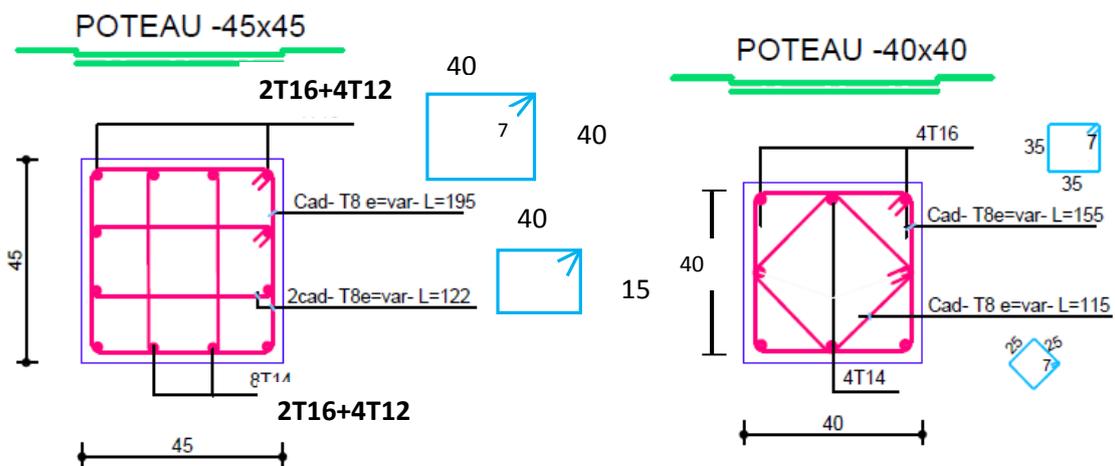


Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

$b * a$	N_{ser}	M_{ser}	A_s	σ_{bc}	$\sigma_{bc adm}$	σ_{st}	$\sigma_{st adm}$	OB
50 * 50	929.77	31.395	20.36	3,31	15	24.78	201,63	CV
45 * 45	724.59	32.06	17.09	3.17	15	34.74	201,63	CV
40 * 40	434.25	32.68	14.20	2.39	15	50.37	201,63	CV
35 * 35	251.02	33.66	12.56	1.77	15	75.63	201,63	CV

Tableau V-10 Vérification des contraintes à l'ELS

Schéma de ferrailage :



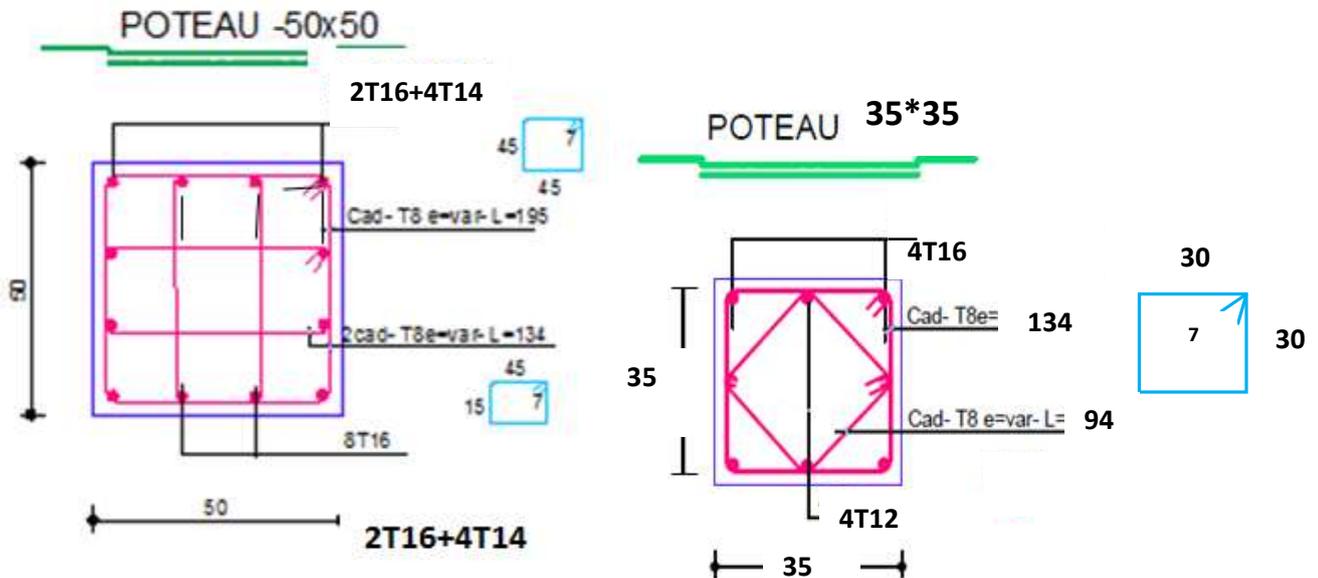


Figure V-4 Ferrailage des poteaux

V.4 Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

➤ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99/version2003** :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.



Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(\frac{1}{10})$ de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

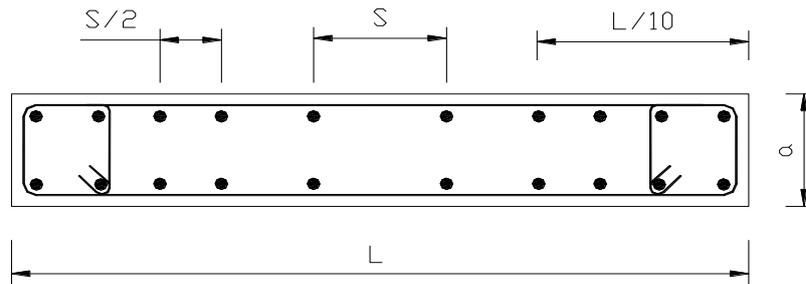


Figure V.5 Section transversale de voile

➤ **Aciers horizontaux :**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de $10\emptyset$.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 * e ; 30 \text{ cm})$$

Avec :

- **e** : Epaisseur du voile.

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.

Le diamètre ϕ_t des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\phi_v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.4.1 Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left[\frac{h_e}{2} ; \frac{2 * l'}{3} \right].$$

Avec :

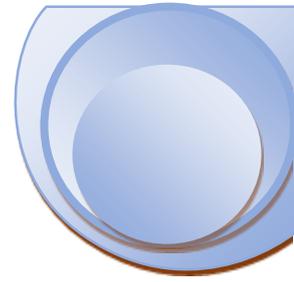
- l' : étant la largeur de la zone comprimée.
- h_e : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

V.4.2 Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.



Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **FORMULE DE NAVIER BERNOULLI** ». $\Sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * Y$

Avec :

- **A** : Surface.
- **I** : Moment d'inertie.
- **M** : Moment de flexion.

➤ **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$$

Si :

- **M** > 0 → $\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0$.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer 'L_t' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

Où : $L_t = \frac{L * \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$.

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : **T = 0.50 * σ_B * L_t * b.**

La section d'armature nécessaire est donnée par : **A_{cal} = T * $\frac{Y_s}{f_e}$.**

Si : **M** < 0 → $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$:

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{L - L_t}$$

Où : $L_t = \frac{L * \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$.

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : **T = 0.50 * σ_A * L_t * b.**

La section d'armature nécessaire est donnée par : **A_{cal} = T * $\frac{Y_s}{f_e}$.**

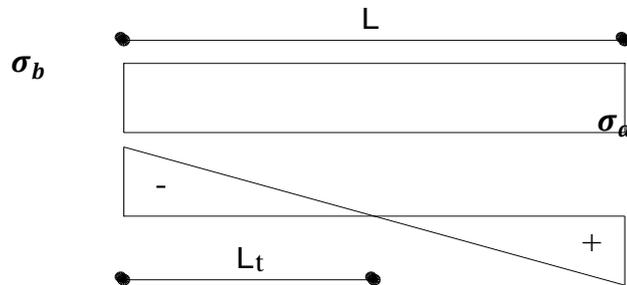
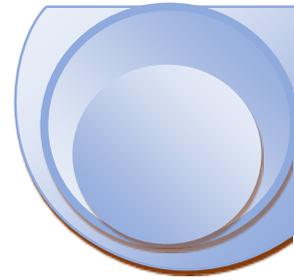


Figure V.6 S P C

➤ **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 * L *$$

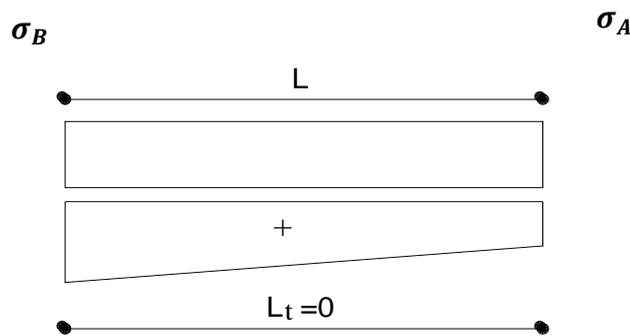


Figure V.7 S E C

➤ **Section entièrement tendue SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B) :

- La longueur tendue est égal à « L » → $L = L_T$.
- L'effort de traction est donné par : $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * \frac{L*b}{2}$.



- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

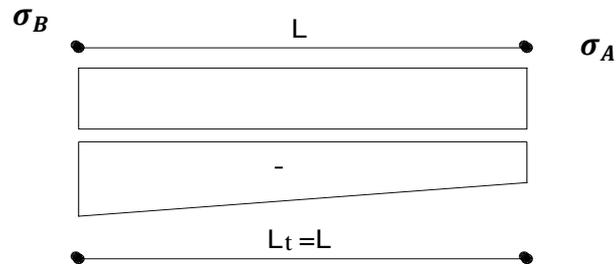


Figure V.8 S E T

V.4.3 Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$.
- $0.8G \pm E$.

V.4.3.1 Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{min} = 0.15\% b * L \rightarrow$ Globalement dans la section du voile.
- $A_{min} = 0.10\% b * L \rightarrow$ Dans la zone courante.

V.4.3.2 Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

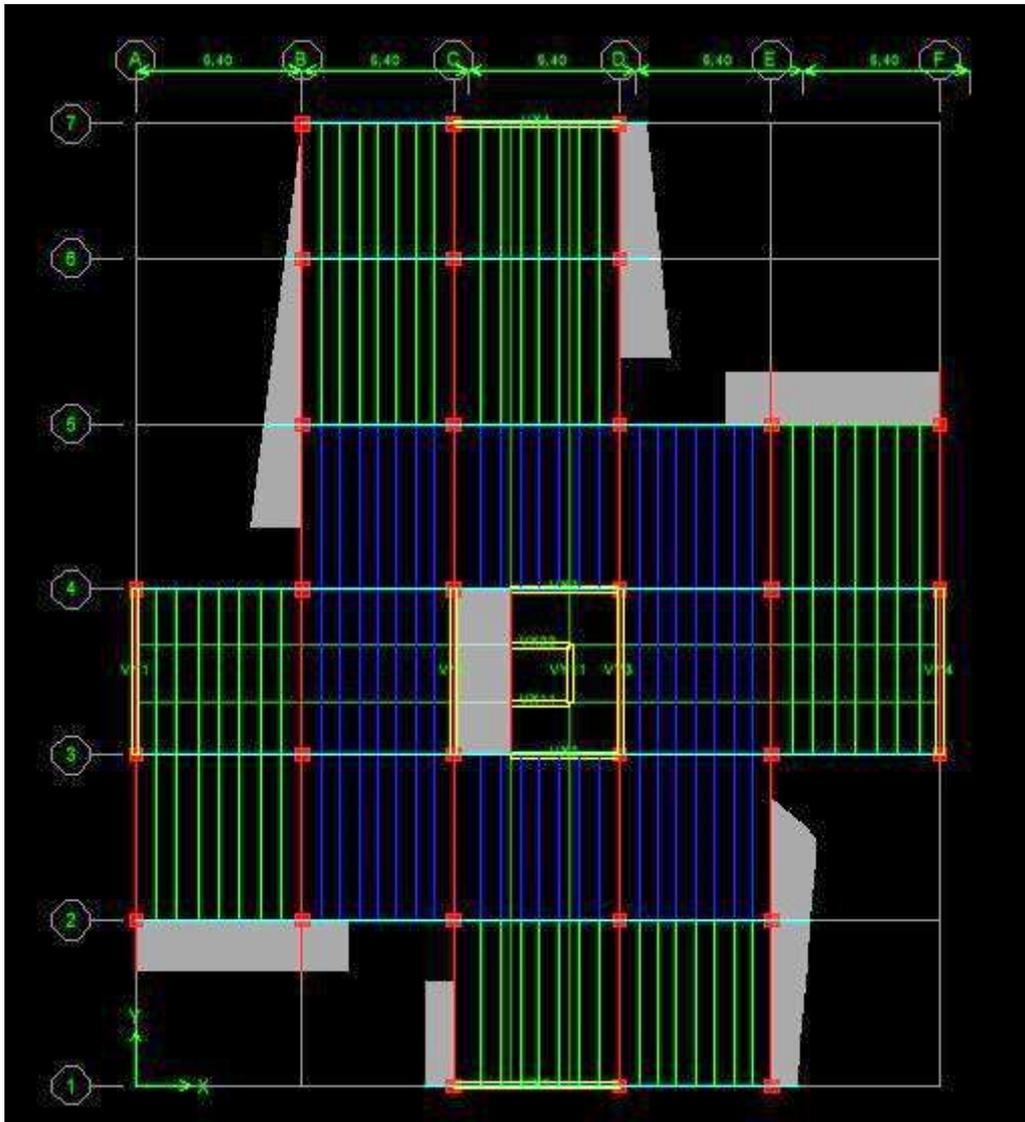


Figure V.9 Vue en plan des voiles existants

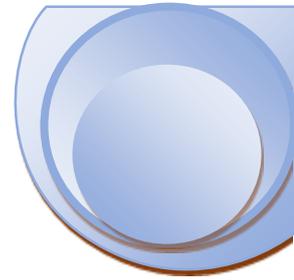
Sens X-X :

➤ Exemple de calcul (Voile Vx3) :

Les données utilisées sont les suivantes :

Dimension :

- $L = 5.4 \text{ m.}$
- $b = 0,20 \text{ m.}$

**Caractéristique géométrique :**

- $I = 2.624 \text{ m}^4$.
- $B = 1.08 \text{ m}^2$.

Les sollicitations sont :

- $M = 7930.26 \text{ KN.m}$.
- $N = 2163.34 \text{ KN}$.

Les contraintes :

- $\sigma_A = 10214.48 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.
- $\sigma_B = -6208.30 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

- $L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 2.04 \text{ m}$.
- $T = 0,5 \cdot \sigma_B \cdot L_t \cdot b = 1266.49 \text{ KN}$.
- $A_{s \text{ cal}} = \frac{T \cdot Y_s}{f_e} = 36.41 \text{ cm}^2$. → **Zone tendue**.

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version 2003 :**

D'après le **RPA 99/version 2003 (Art 7.7.4.1)** : $A_{\text{rpa}} = 0,20\% b \cdot L_t$.

- **b**: Epaisseur du voile.
- **L_t** : Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{\text{RPA}} = 0,20\% b \cdot L_t = 4,08 \text{ cm}^2$.
- $A_{\text{min}} = 0,0015 \cdot b \cdot L = 16,20 \text{ cm}^2$.
- $A_s \text{ adopté} = \text{Max} [A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}] = 36,41 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage (armatures adoptés) :**

- **Pour la zone tendue :**
- $A_s \text{ adop} = 3\text{T}16 = 6,03 \text{ cm}^2 \rightarrow st = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone d'about}$
 $4\text{T}14 = 6,16 \text{ cm}^2 \rightarrow st = 20 \text{ cm}$
- **Pour la zone comprimée**
 $2\text{T}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Pour la longueur du voile nous allons adopter : **A_s = 36.41 cm²**.



Pour toute la longueur du voile :

$A_s = 2 \cdot (3T16 + 4T14) + 2T10 = 25.95 \text{ cm}^2$ pour une face

➤ **Calcul de l'espacement** : d'après RPA :

➤ **En zone courante** :

- $S_t \leq \min(1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow$ On choisit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **En zone d'about** :

- $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$.



Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivant

Sens X-X :

Voile	V1 x	V2 x	V3x	V4x
M (KN. m)	7980.26	886.623	877.964	7915.113
N(KN)	2163.34	2343.75	2411.15	2093.53
L (m)	5.4	3.54	3.54	5.4
e (m)	0.200	0.200	0.200	0.200
I (m⁴)	2.624	0,739	0.739	2.624
B (m²)	1.08	0.708	0.708	1.08
Y (m)	2.7	1.77	1.77	2.7
σ_A(KN/m²)	10214.48	5433.95	5508.41	10082.81
σ_B(KN/m²)	-6208.30	1186.82	1302.74	-6205.90
Nature de la section	SPC	SEC	SEC	SPC
L_t(m)	2.04	3.54	3.54	2.06
T(KN)	1266.49	/	/	1278.41
A_{s cal}(cm)	31.66	/	/	31.95
A_{s RPA}(cm²)	8.1614.16		14.16	8.24
A_{s minRPA}(cm²)	16.2	10.62	10.62	16.2
S_{t courant} (cm)	20	20	20	20
S_{t about} (cm)	10	10	10	10
As adopté(cm²)/face	12T16	4T16+6T12	4T16+6T12	12T16
As adopté(cm²)	37.70	14.83	14.83	37.70

Tableau V-11 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal



Sens Y-Y :

Voile	V1 y	V2 y	V3y	V4y
M (KN. m)	9036.95	8753.467	9870.32	8213.732
N(KN)	3719.08	5346.01	4227.18	3440.77
L (m)	5.4	5.4	5.4	5.4
e (m)	0.200	0.200	0.200	0.200
I (m ⁴)	2.624	2.624	2.624	2.624
B (m ²)	1.08	1.08	1.08	1.08
Y (m)	2.7	2.7	2.7	2.7
σ_A (KN/m ²)	12742.28	13957.00	14070.25	11637.52
σ_B (KN/m ²)	-5855.04	-4056.98	-6242.14	-5265.73
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
L _t (m)	1.7	1.22	1.66	1.68
T(KN)	995.35	494.95	673.45	884.64
A _{s cal} (cm ²)	24.88	12.37	16.83	22.11
A _{s RPA} (cm ²)	21.6	21.6	21.6	21.6
A _{s minRPA} (cm ²)	16.2016.2		16.2	16.2
S _{t courant} (cm)	20	20	20	20
S _{t about} (cm)	10	10	10	10
S adopté(cm ² /face)	8T16+16T10	6T16+12T10	6T16+12T10	8T16+16T10
As adopté(cm ²)	28.65	21.48	21.48	28.65

Tableau V-12 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal



V.4.3.3 Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

- Selon RPA (art 7.7.2) :

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times 0,9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- V: Effort tranchant.
- b₀: Épaisseur du voile.
- L: Longueur du voile.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

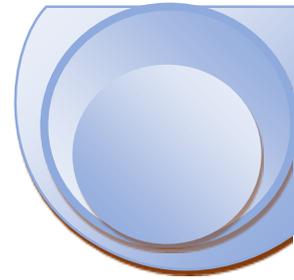
Voiles	V (kN)	b (m)	L (m)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V _{1x}	218.33	0.2	5.4	0.31	5	CV
V _{2x}	419.34	0.2	3.54	0.92	5	CV
V _{3x}	414.57	0.2	3.54	0.91	5	CV
V _{4x}	238.99	0.2	5.4	0.25	5	CV

Tableau V-13 Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

Sens Y-Y :

Voiles	V (kN)	b (m)	L (m)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V _{1y}	128.85	0.2	5.4	0.18	5	CV
V _{2y}	359.59	0.2	5.4	0.51	5	CV
V _{3y}	275.5	0.2	5.4	0.39	5	CV
V _{4y}	144.85	0.2	5.4	0.20	5	CV

Tableau V-14 Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y



V.4.3.4 Calcul de ferrailage horizontal :

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armatures est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 * \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right] * (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$ Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$.
- $S_t \leq \min[1,5 * b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$.

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

• **Selon le RPA :**

D'après le RPA, le pourcentage minimal exigé pour les parties courantes qui doivent être d'un treillis d'armatures en double nappes et donnés par :

- $\tau_u \leq 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0015 * b * L$.
- $\tau_u > 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0025 * b * L$.

La section adoptée est : $A_t = \max[A_{t \text{ RPA}}; A_{t \text{ BAEL}}]$.

• **Exemple de calcul :**

Voile V_{3x} :

- $V = 414.57 \text{ KN}$
- $\tau = 0.91 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$. $A_t = \frac{\tau_u * S_t * b}{0,9 * \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{0.91 * 20 * 20 * 1.15}{0,9 * 400}$

$\rightarrow A_t = 1.16 \text{ cm}^2$.

➤ **Ferrailage minimal de RPA :**

- $A_t = 0,0015 * b * L$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 0,15\% * 20 * 354$



- $A_{t \min RPA} = 10.62 \text{ cm}^2$

Alors :

- $A_t = (1.16, 10.62 \text{ cm}^2) = 10.62 \text{ cm}^2$.
- $A_t \left(\frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = 2.14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}}$

Soit : $A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 6 \text{ T8} = 3.02 \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Voiles	τ (Mpa)	S_t (m)	b (m)	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{\max} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}} \right)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
V _{1x}	0.31	20	20	0.39	16.2	3.27	6T10 = 4.7
V _{2x}	0.92	20	20	0.11	10.62	2.14	6T8 = 3,02
V _{3x}	0.91	20	20	0.12	10.62	2.14	6T8 = 3,02
V _{4x}	0.25	20	20	0.31	16.2	3.27	6T10=4.7

Tableau V-15 ferrailage horizontal des voiles sens X-X

Sens Y-Y :

Voiles	τ (Mpa)	S_t (m)	b (m)	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{\max} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}} \right)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
V _{1y}	0.18	20	20	0.23	16.20	3.27	6T10 = 4.7
V _{2y}	0.51	20	20	0.65	16.20	3.27	6T10 = 4.7
V _{3y}	0.39	20	20	0.49	16.20	3.27	6T10 = 4.7
V _{4y}	0.20	20	20	0.25	16.20	3.27	6T10 = 4.7

Tableau V-16 ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y



V.4.3.5: Ferrailages des voiles d'ascenseur :

V.4.3.5.1 Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min}=0.15\% b \times L$ globalement dans la section du voile.

$A_{min}=0.10\% b \times L$ dans la zone courante.

voile	V _{x11}	V _{x22}	V _{y11}
L	1.9	1.9	2.1
B	0.2	0.2	0.2
I	0.11	0.11	0.15
S	0.38	0.38	0.42
Y	0.95	0.95	1.05
M	118.826	125.181	79.413
N	781.24	776.5	436.6
σ_B	1029.67	962.31	483.63
σ_A	3082.11	3124.52	1595.41
L_t	0	0	0
A_{s cal}	5.7	5.7	6.3
A_{s RPA}	7.6	7.6	8.4
A_{min}	5.7	5.7	6.3
AS Adopté	7.6	7.6	8.4
S_{t courant (cm)}	20	20	20
S_{t about (cm)}	10	10	10
Zone courante	2T10	2T10	2T10
Zone tendue	4T14+2T10	4T12+2T10	4T12+8T10
As adopté(cm²)	7.73	7.73	10.80

Tableau V-17 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal



V.4.3.5.2 Vérification de la résistance au cisaillement :

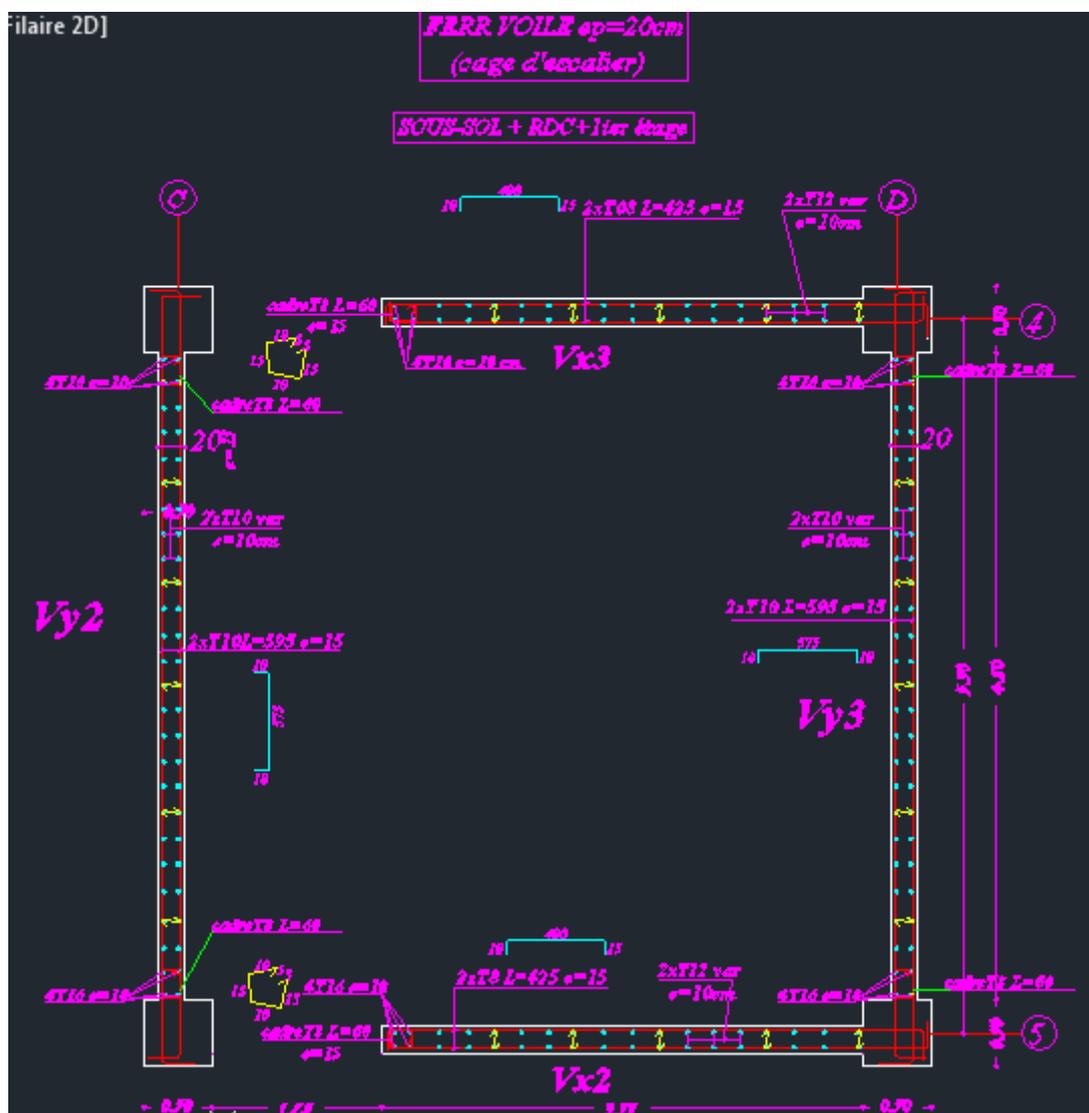
Voiles	V	B	L	Tu	Tu	tu<TU
V _{x11}	237.29	0,2	1.9	0.97	5	CV
V _{x22}	238.99	0,2	1.9	0.98	5	CV
V _{y11}	135.6	0,2	2.10	0.50	5	CV

Tableau V-18 Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles

V4.3.5.3 Calcul de ferrailage horizontal :

Voiles	τ (Mpa)	S _t (m)	b (m)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{max} ($\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}}$)	A _{adop} (cm ²)
V _{x11}	0.97	20	20	1.24	5.7	1.15	6T8 = 3,02
V _{x22}	0.98	20	20	1.25	5.7	1.15	6T8 = 3,02
V _{y11}	0.50	20	20	0.64	6.3	1.27	6T8 = 3,02

Tableau V-19 ferrailage horizontal des voiles d'ascenseur



CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassement différentiels.

VI.2 Différents types des fondations :

- Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (Les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (Les parois moulées et les cuvelages)

VI.3 Choix du type de fondations :

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

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.3.1 Semelle isole :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

- $A * B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol adm}}$.

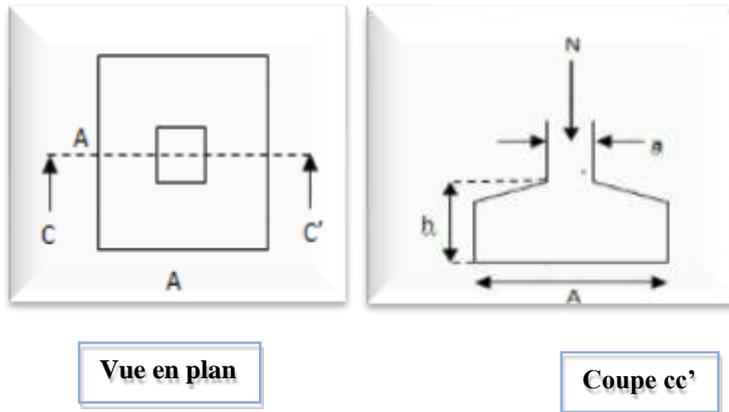


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

- La capacité portante du terrain est :
 - $\sigma_{sol} = 1.5\text{Bars}$.

Les résultats sont comme suites :

Semelle	N _{ser} (KN)	σ_{sol} (Kpa)	S (m ²)	Semelle	N _{ser} (KN)	σ_{sol} (Kpa)	S (m ²)
1	218.93	150	1.45	16	2173.26	150	14.48
2	328.56	150	2.19	17	286.85	150	1.91
3	238.59	150	1.59	18	1747.01	150	11.64
4	236.79	150	1.58	19	799.96	150	5.33
5	2192.55	150	14.62	20	296.42	150	1.97
6	1795.86	150	11.97	21	2058.15	150	13.72
7	1276.43	150	8.50	22	611.58	150	4.07
8	789.65	150	5.26	23	173.25	150	1.15
9	2166.58	150	14.44	24	1530.74	150	10.20
10	1668.86	150	11.13	25	1669.44	150	11.29
11	340.15	150	2.26	26	334.10	150	2.22
12	445.53	150	2.97	27	633.10	150	4.22
13	1187.73	150	7.91	28	2128.61	150	14.19
14	445.53	150	2.97	29	1304.26	150	8.69
15	1551.41	150	10.34	30	2062.68	150	13.75



31	2177.70	150	14.51	150
Total			228.3	

Tableau VI-2 .Surfaces revenantes aux semelles isolées

VI.3.2 Semelles filantes :

la surface des semelles filantes des voiles :

- $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{a*b}$

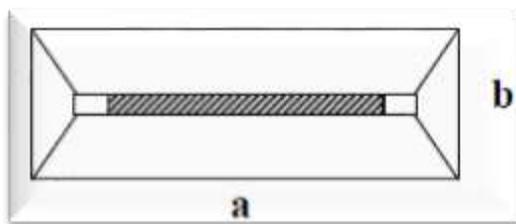


Figure VI.2 .Semelle filante

Voiles	Load	N _{ser} (KN)	σ_{sol} (KPA)	S (m ²)
V _{x1}	ELS	1953.47	150	13.02
V _{x2}	ELS	1920.51	150	12.80
V _{x3}	ELS	2017.61	150	13.4
V _{x4}	ELS	1891.12	150	12.60
V _{Y1}	ELS	2295.18	150	15.30
V _{Y2}	ELS	5303.81	150	35.35
V _{Y3}	ELS	4164.22	150	27.76
V _{Y4}	ELS	1945.41	150	12.96
V _{X11}	ELS	430.1	150	2.86
V _{X22}	ELS	433.18	150	2.88
V _{Y11}	ELS	422.79	150	2.81
TOTAL				151.79

Tableau VI-1 .Surfaces revenantes aux semelles isolées



$$S_{\text{tot}} = 228.3 + 151.79 = 380.09 \text{m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{TOT}} / S_{\text{BAT}} = 380.09 / 530.33 = 71\% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer **un radier général** comme fondation.

VI.3. 3Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

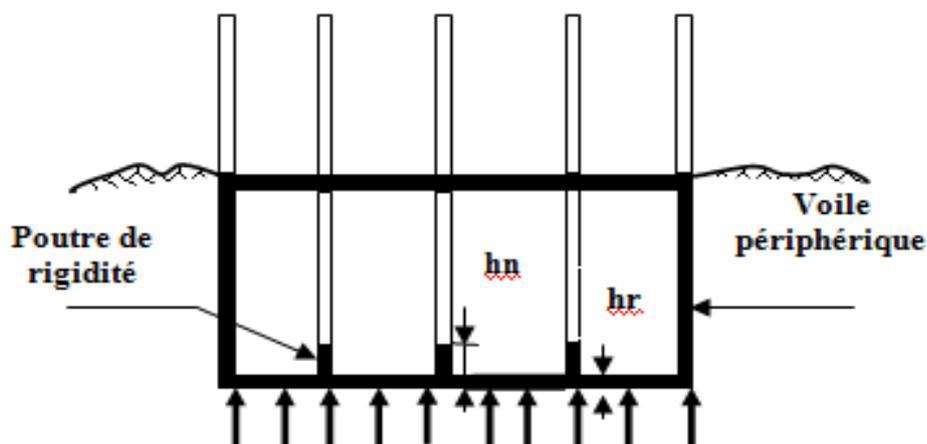


Figure VI.3 Schéma Statique du radier

**VI.4 Etude du radier :****VI.4.1 Pré dimensionnement du radier :****a) L'épaisseur du radier :**

➤ **Condition forfaitaire : $hr \geq L_{\max} / 20$**

Il faut respecter la condition suivante : **$40 \text{ cm} \leq hr \leq 100 \text{ cm}$**

Telle que : $L_x = 5.45 \text{ m}$. Donc on a : $h \geq 27.25 \text{ cm}$.

On choisit : **$hr = 50 \text{ cm}$** .

b) Nervure :

➤ **Condition forfaitaire : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$**

Avec :

- L_{\max} : la longueur maximale entre axes des poteaux
- $L_{\max} = 5.45 \text{ m}$ d'où: $h_n \geq 54.5 \text{ cm}$

Il faut respecter la condition suivante : **$0.5 \text{ m} \leq h_n \leq 1.5 \text{ m}$**

➤ **Condition de la longueur élastique :**

- $L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$
- $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

Avec:

- **K** : la raideur moyenne du Sol $K = 40000 \text{ KN} / \text{m}^3$
- **E** : le Module d'élasticité longitudinal du béton $E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

On obtient : $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 81.57 \text{ cm}$

On adopte : **$h_n = 1.2 \text{ m}$** .



La section des poteaux est (50*50) donc on adopte $b = 50 \text{ cm}$

VI.5 Le choix final :

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h_r = 60 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h_n = 1,2 \text{ m}$. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

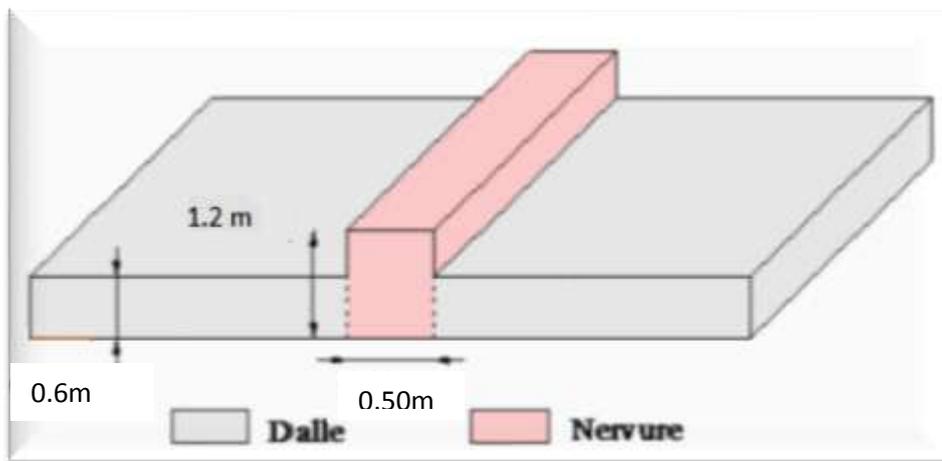


Figure VI.4 dimension du radier

➤ **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le pratique **BAEL 91 Art 3.2.1 p180**, la contrainte de cisaillement du

radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \min \left[0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU. $V_u = \frac{q_u * L_{max}}{2}$.
- N_u : L'effort normal a la base, $N_u = 83008.09 \text{ KN}$.

On considère une bande de largeur $b=1\text{m}$



D'où :

- $q_u = \frac{N_u * 1ml}{S_{bat}} \rightarrow q_u = \frac{83008.09}{530.33} = 156.52 \frac{KN}{ml}$
- $V_u = \frac{156.52 * 5.45}{2} = 426.52 \text{ KN}$
- $\tau_u = \frac{426.52}{1 * 0.9 * 0.60 * 10^3} = \mathbf{0.78Mpa} \leq \tau_{adm} = \mathbf{2.5Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

C'est vérifier donc pas de cisaillement dans le radier

➤ **La surface minimale du radier :**

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1.5.

- $\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol adm}$

Avec :

- $\sigma_{sol adm}$: la capacité portante de sol.

Donc : $S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{sol adm}} = \frac{83008.09}{1,5 * 150} = \mathbf{368.92m^2} < S_{bat} = \mathbf{530.33 m^2}$.

Conclusion :

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

➤ **Calcul du D (débordement) :**

- $D \geq \max (hr / 2 , 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Soit: **D = 50 cm**

D'où: $S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 530.33 + 0.5 \times 101.25 = 589.63 \text{ m}^2$

Alors la surface du radier est : $S_{rad} = \mathbf{589.63 m^2}$



VI.6 Vérification du poinçonnement :

❖ **Sous poteau :**

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

- N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau $N_u = 2177.70 \text{ KN}$.
- h : L'épaisseur totale de la dalle.
- μ_c : Périmètre du contour cisailé : $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 6.8 \text{ m}$

Donc : $0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 6.8 \times 1.2 \times 25 \times \frac{10^3}{1,5} = 6120 \text{ KN}$

Alors : $N_u = 2177.70 \text{ KN} < 6300 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement

❖ **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité Vy_2 : de longueur =5.4 m et $N_u = 5303.81 \text{ KN}$.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\mu_c = 2(l + b + 2h) = 13.6 \text{ m.}$$

$$\frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 6120 \text{ KN} \rightarrow N_u = 5303.81 \text{ KN} < 6120 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**VI.7 Caractéristiques géométriques du radier :**

Les inerties du radier sont calculées par **SOCETEC** on obtient la figure ci après :

- Les inerties / X : $I_X = 77926.7\text{m}^4$.
- Les inerties / Y : $I_y = 50866.3 \text{ m}^4$.

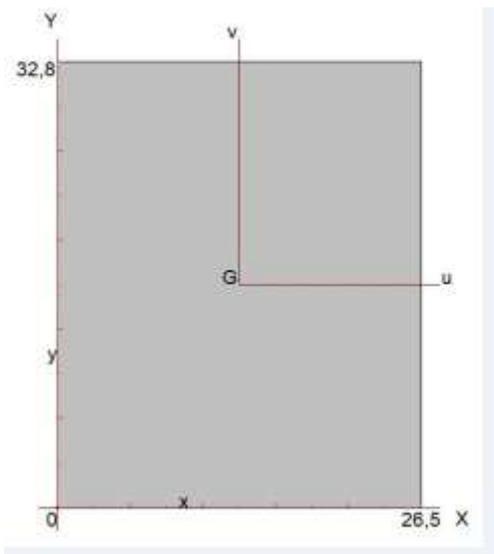


Figure VI.5 Schéma du radier par SOCOTEC

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_G = 13.25 \text{ m.}$
- $Y_G = 16.4 \text{ m.}$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{Gm} = 12.95 \text{ m.}$
- $Y_{Gm} = 15.86 \text{ m.}$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0.30 \text{ m.}$
- $e_y = 0.54 \text{ m.}$



Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VI.8 Vérification de la stabilité du radier :

- **Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

- $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$
- $N_t = N_{bat} + N_{rad}$

Avec :

- $N_{bat} = 83008.09 \text{ KN}$.
- $N_{rad} = G_{rad} = S_{Total} \times hr \times 25 = 589.63 \times 0,5 \times 25 = 3685.18 \text{ KN}$
- $N_T = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = 83008.09 + 7370.37 = 86693.27 \text{ KN}$

Donc $\frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{86693.27}{589.63} = 147.02 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 150 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots (CV)$

- **Vérification de la stabilité du radier:**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : **0.8 G ± E** :

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$.

- e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : Moment dû au séisme.
- N : Charge verticale permanente



Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison $0.8G \pm E_x$:

	N (KN)	M_x (KN. m)	M_y (KN. m)	e_x (m)	e_y (m)	$\frac{L_x}{4}$ (m)	$\frac{L_y}{4}$ (m)	Obs.
(0.8G ± E)	51171.85	103925.22	100944.164	2.03	1.97	6.62	8.2	Vérifiée

Tableau VI-3 Vérification de la stabilité du radier

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement, sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de tractions (soulèvement), sous la combinaison (0,8G ± E).
- Aux contraintes de compression maximale sous (G+Q±E).

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_x} y_G \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_y} x_G \quad ; \quad \sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} < 1.5\bar{\sigma}_s$$

- **Vérification soulèvement sous (0.8G ± E) :**

Les résultats seront affichés dans le tableau suivant :

	N (KN)	M (KN. m)	σ_1 (KN /m ²)	σ_2 (KN /m ²)	σ_m (KN /m ²)	$\bar{\sigma}_s$ (KN /m ²)	Observation
(0.8G ± E _x)	51171.85	103925.2	108.65	64.52	132.31	225	vérifier



(0.8G ± E _y)	51171.85	100944.1	113.08	60.49	75.39	225	Vérifier
		6					

Tableau VI-4 Vérifications de soulèvement

$\sigma_m < \sigma_{adm}$ Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens

• **Vérification de la compression maximale sous G + Q ± E :**

Les résultats seront affichés dans le tableau suivant :

	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	1,5 $\bar{\sigma}_s$ (KN/m ²)	Observation
(G+Q+ E _x)	59554.40	913209.32	293.19	-91.18	197.07	225	Vérifier
(G+Q+ E _y)	59554.40	865688.82	326.5	-124.51	213.74	225	Vérifier

Tableau VI-5 Vérification de la compression

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VI.9 Ferrailage du radier :

VI.9.1 Dalle de radier :

❖ **Les combinaisons de charges :**

- **ELU :** $q_u = 1,35 * (G_{rad} / S_{rad} - \sigma_s)$
 $q_u = 1,35 (3685.18 / 589.63 - 225) = 295.31 \text{KN/m}^2$.
- **ELS :** $q_{ser} = (G_{rad} / S_{rad} - \sigma_s) = 218.75 \text{KN/m}^2$



❖ **Ferrailage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 5.40\text{m}$, $L_y = 5.45\text{ m}$

$\alpha = L_x / L_y$.

$\alpha = 0.99 > 0.4$ (la dalle porte dans les deux sens)

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_{oy} = \mu_y \times M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

Avec : $\mu_x = 1/8 (1 + 2,4 \alpha^3)$.

Les coefficients μ_y et μ_x sont donné par règles BAEL91 ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 1/8 (1 + 2,4 \alpha^3). \\ \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha). \end{array} \right.$$

➤ **ELU :**

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	q_u	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)
5.40*5.45	5.40	5.45	0.99	295.31	0.037	0.97	318.61	309.05

Tableau VI-6 Moments due au radier à L'ELU.

➤ **ELS :**

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	q_{ser}	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)
5.40*5.45	5.4	5.45	0.99	218.75	0.037	0.97	236.01	228.93

Tableau VI-7 Moments due au radier à L'ELS



➤ **Calcul des sections d'armatures :**

Pour un panneau intermédiaire :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75. M_x$; $M_{ty} = 0,75. M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5. M_x$; $M_{ay} = 0,5. M_y$)

➤ **Calcul de ferrailage :**

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}, \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}), \quad Z = d(1 - 0.4\alpha), \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s},$$

$$A_{smin} = \frac{0,23. b. d. ft28}{f_e}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant:

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M ₀ (KN.m)	318.61	318.61	309.05	309.05
M _U (KN.m)	159.30	238.95	154.52	231.78
b(cm)	100	100	100	100
h(cm)	60	60	60	60
d (cm)	54	54	54	54
F _{su} (Mpa)	348	348	348	348
F _{bu} (Mpa)	14.2	14.2	14.2	14.2
μ _u	0.038	0.056	0.037	0.055
α	0.048	0.072	0.047	0.070
Z (cm)	52.96	52.44	52.98	52.48
A _s (cm ²)	8.64	13.09	8.38	12.69
A _{s min} (cm ²)	5.31	5.31	5.31	5.31
Chois des barres	6HA20	6H20	6H20	6HA20
A _{s adopté} (cm ²)	18.85	18.85	18.85	18.85



S_t (cm)	20	20	20	20
S_t max (cm)	33	33	33	33
$S_t < S_t$ max	C V	C V	C V	C V

Tableau VI-8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

➤ **Espacement maximal :**

- **Et travée :** $S_t \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- **Sur appui :** $S_t \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELS:**

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

On a: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left\{ \frac{f_e}{2}, 90 \sqrt{n} f_{tj} \right\} = 164.97 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Fissuration très préjudiciable.

• **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

• **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 \dots \dots \dots$ **BAEL91**

• **Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \times y \quad ; \quad \sigma_{st} = 15 \times K (d - y)$



	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_o (KN.m)	218.75		228.93	
M_s (KN.m)	109.37	164.06	114.46	171.69
A_{st} (cm)	5.89	8.90	6.17	9.33
Y (cm)	11.34	11.34	11.34	11.34
I (cm ⁴)	322955.38	322955.38	322955.38	322955.38
K(N/mm ³)	0.033	0.050	0.035	0.053
σ_{bc} (MPa)	3.74	5.67	3.96	6.01
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{st} (MPa)	211.11	319.95	223.96	339.14
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Non vérifier	Non vérifier	Non Vérifier	Non vérifier

Tableau VI-9 Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes dans l'acier n'est pas vérifiées il faut calcules les armatures a l'ELS

❖ Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} ; A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$



ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_0 (KN.m)	218.75		228.93	
M_{ser} (KN.m)	109.37	164.06	114.46	171.69
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	60	60	60	60
d (cm)	54	54	54	54
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	164.97	164.97	164.97	164.97
μ_s	0.0022	0.0034	0.0023	0.0035
B	0.9220	0.9083	0.9204	0.9085
A_{ser} (cm ²)	13.31	20.27	13.95	21.21
$A_{s\ min}$ (cm ²)	6.52	6.52	6.52	6.52
Choix des barres	6HA20	6HA25	6HA20	6HA25
A_S adopté (cm ²)	18.85	29.45	18.85	29.45
K	51.82	37.92	47.84	37.21
$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$ (Mpa)	3.18	4.35	3.44	4.43
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier
S_t (cm)	17	17	17	17
$S_t\ max$ (cm)	33	33	33	33
$S_t < S_t\ max$	C V	C V	CV	CV

Tableau VI-10 calcule le ferrailage à ELS

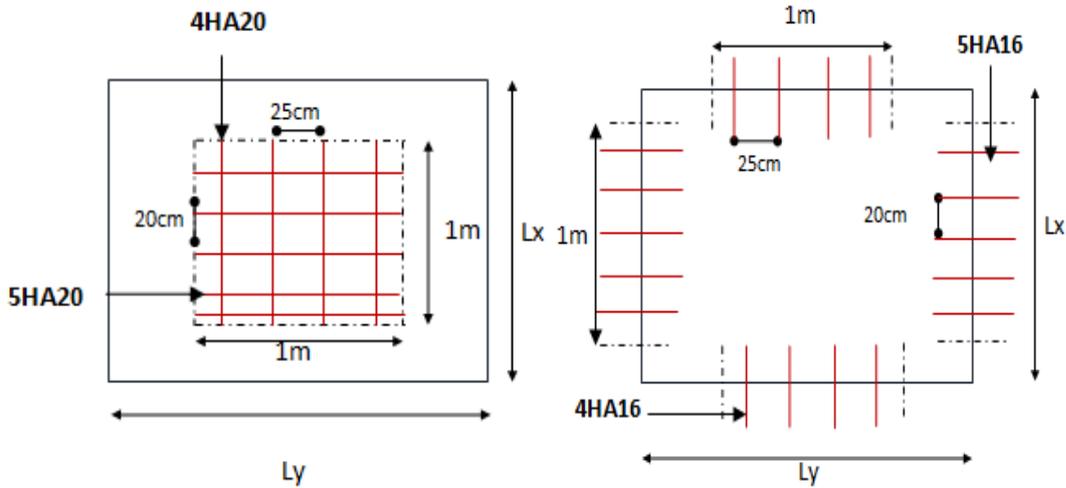


Figure VI-6 ferrailage du radier

VI.9.2 Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 50 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 60 \text{ cm}$, $d = 54 \text{ cm}$.

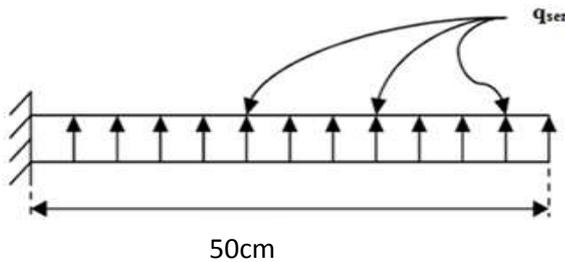


Figure VI-7 Présentation schématique du débord

La fissuration est très préjudiciable : $M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{2}$

❖ ELS:

- $q_{\text{ser}} = 218.75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^2}{2} = 27.34 \text{ KN.m}$.
- $\sigma_{\text{st adm}} = 164.97 \text{ MPa}$ et $\sigma_{\text{bc adm}} = 14.2 \text{ Mpa}$.



Avec :

- $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b * \sigma_{st adm}}$
- $Z_b = d * \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 43.86 \text{ cm}$
- $\alpha = \frac{15 * \sigma_{bc adm}}{15 * \sigma_{bc adm} + \sigma_{st adm}} = 0.563$
- $M_{rb} = \frac{1}{2} * \alpha * \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] * b * d^2 * \sigma_{bc adm} = 1681.82 \text{ KN.m}$

→ $M_{ser} < M_{rb}$: Section simplement armée.

Donc : $A_{ser} = 3.77 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

- $A_{s min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2$.
- $A_s = \max[A_{ser}; A_{s min}] \rightarrow A_s = 6.52 \text{ cm}^2$.

On adopte : **4T16 = 8.04 cm²**.

❖ **L'armature de répartition :**

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 1.63 \text{ cm}^2$.
- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 1.63 \text{ cm}^2$.

Choix des bares : **4T8 = 2.01 cm²**

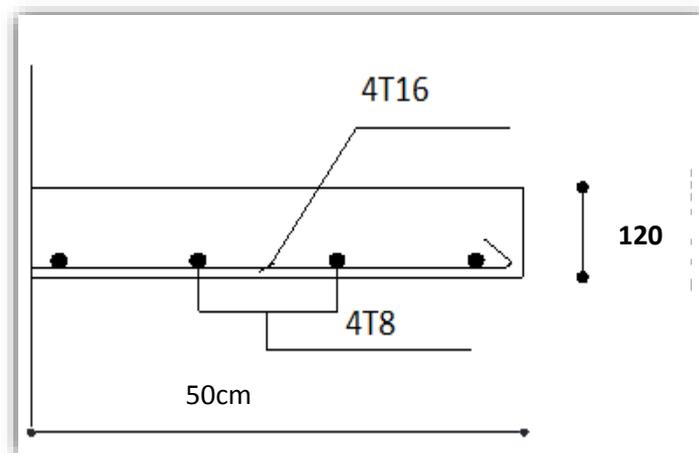


Figure VI.8 schéma de ferrailage



VI.9.3 Calcul des nervures :

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 16.0.1** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

➤ **Présentation du logiciel SAFE 16.0.1:**

SAFE est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments inter faciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

➤ **Démarches de modélisation de notre radier :**

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis **ETABS** exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur **SAFE**.
3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans **SAFE**.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.

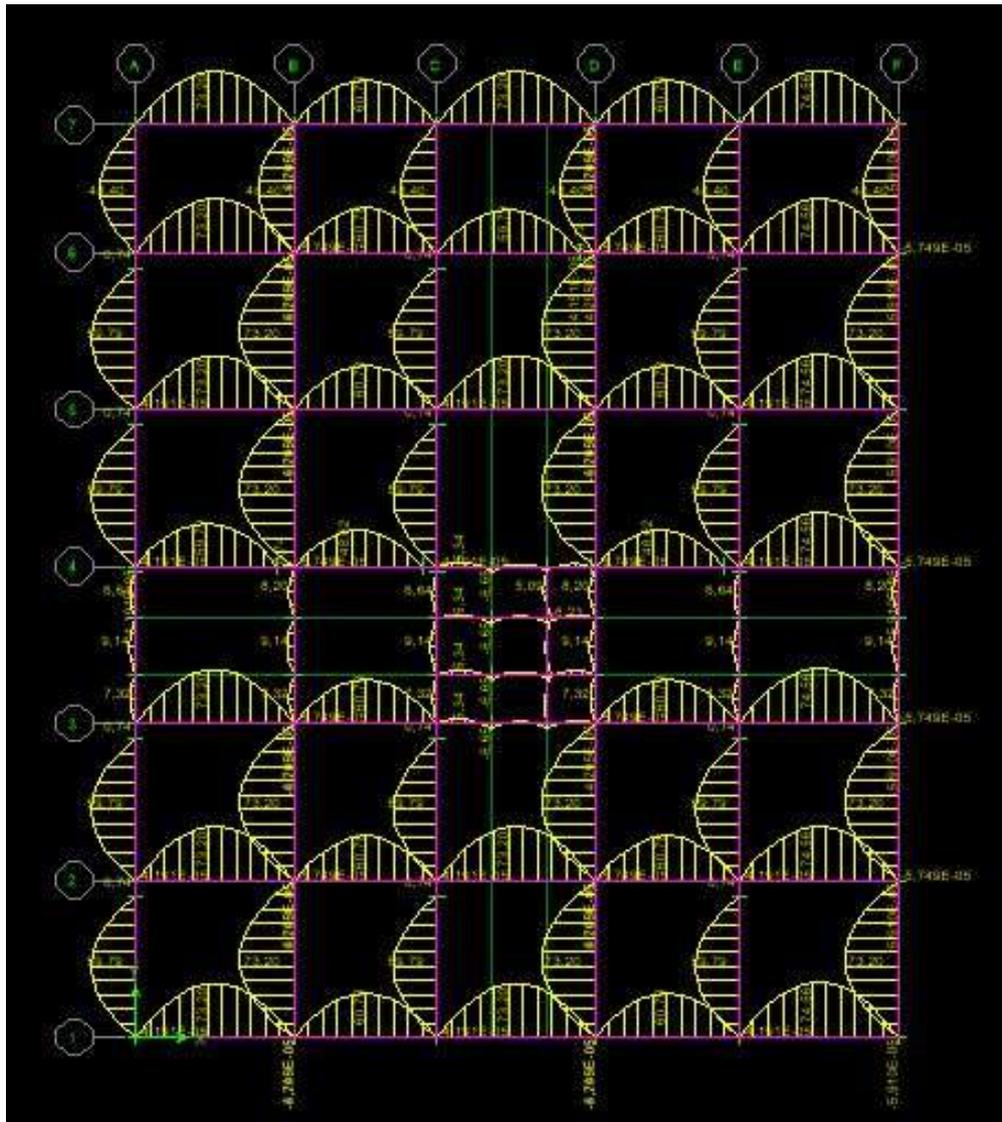


Figure VI.9 Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel



a) **Ferrailage longitudinal :**

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicité : $L_x = 5.40 \text{ m}$ et $L_y = 5.45 \text{ m}$

$$(b * h) = (50 * 120) \text{ cm}^2.$$

❖ **Ferrailage à l'ELU :**

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN.m)	73.81	482.02	73.81	854.30
b(cm)	50	50	50	50
h(cm)	120	120	120	120
d (cm)	116	116	116	116
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348
F_{bu} (Mpa)	14.2	14.2	14.2	14.2
μ_u	0.0077	0.050	0.0077	0.089
α	0.0096	0.064	0.0096	0.11
Z (cm)	115.55	113.03	115.55	110.89
As (cm²)	1.83	12.25	1.83	22.13
As min (cm²)	7.003	7.003	7.003	7.003
Chois des barres	4HA16	4HA20	4HA16	5HA20
As adopté (cm²)	8.04	12.57	8.04	24.54

Tableau VI-11 ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU



❖ Vérification les contraintes à ELS :

	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_s (KN.m)	447.47	500.94	248.95	755.97
Y (cm)	21.36	26.25	21.36	37.72
I (cm⁴)	1242606.44	1820246.87	1242606.44	3150093.79
K(N/mm³)	0.038	0.027	0.020	0.023
σ_{bc} (MPa)	8.1	7.08	4.27	8.67
σ_{bc}⁻ (MPa)	14.2	14.2	14.2	14.2
σ_{st} (MPa)	539.4	363.4	283.92	270.06
σ_{st}⁻ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
σ_{bc} ≤ σ_{bc}⁻	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier
σ_{st} ≤ σ_{st}⁻	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier

Tableau VI-12 Vérification les constraints à l'ELS

❖ Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$



- **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}$$

ELS	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN.m)	447.47	500.94	248.95	755.97
μ_s	0.0040	0.0045	0.0022	0.0068
B	0.8984	0.8922	0.9220	0.9732
As (cm²)	26.02	29.34	14.10	40.59
As min (cm²)	7.003	7.003	7.003	7.003
Chois des barres	10HA20	10HA20	5HA20	7HA25+3HA20
As adopté (cm²)	31.67	31.67	15.71	43.78
K	34.22	31.81	49.07	24.43
σ_{bc} (MPa)	4.82	5.18	3.36	6.75
σ_b < 15	CV	CV	CV	CV

Tableau VI-13 ferrailage des nervures de radier à l'ELS

- ❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$. Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{294.3 \cdot 10^3}{500 \cdot 1160} = 0.51 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

- ❖ **Les armatures de peau :**

- Les armatures de peau calculer par :



$$A_p = 0.1\% b \times h = \frac{0.1 \times 50 \times 120}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte au milieu de la section de nervure **4T14=6.16cm²**

❖ **Les armatures transversales :**

• **Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t [\min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)].$$

Sens X-X : $S_t [\min(30 ; 16.8) = 16.8 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Sens Y-Y : $S_t [\min(30 ; 16.8) = 16.8 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Diamètre des armatures transversal :**

a) **C.B.A :**

- $\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4.$
- $A_t = \frac{0,4 * 50 * 10}{400} = 0.5 \text{ cm}^2.$

b) **RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $A_t = 0,003 * S_t * b$
- $A_t = 0,003 * 10 * 50 = 1.50 \text{ cm}^2.$

Donc on adopte 4 cadres de Ø8.

Donc on choisit :

- Dans les zones courantes : $S_t = 15 \text{ cm}$
- Dans les zones nodales : $S_t = 10 \text{ cm}$



Schéma de ferrailage :

Sens x-x :

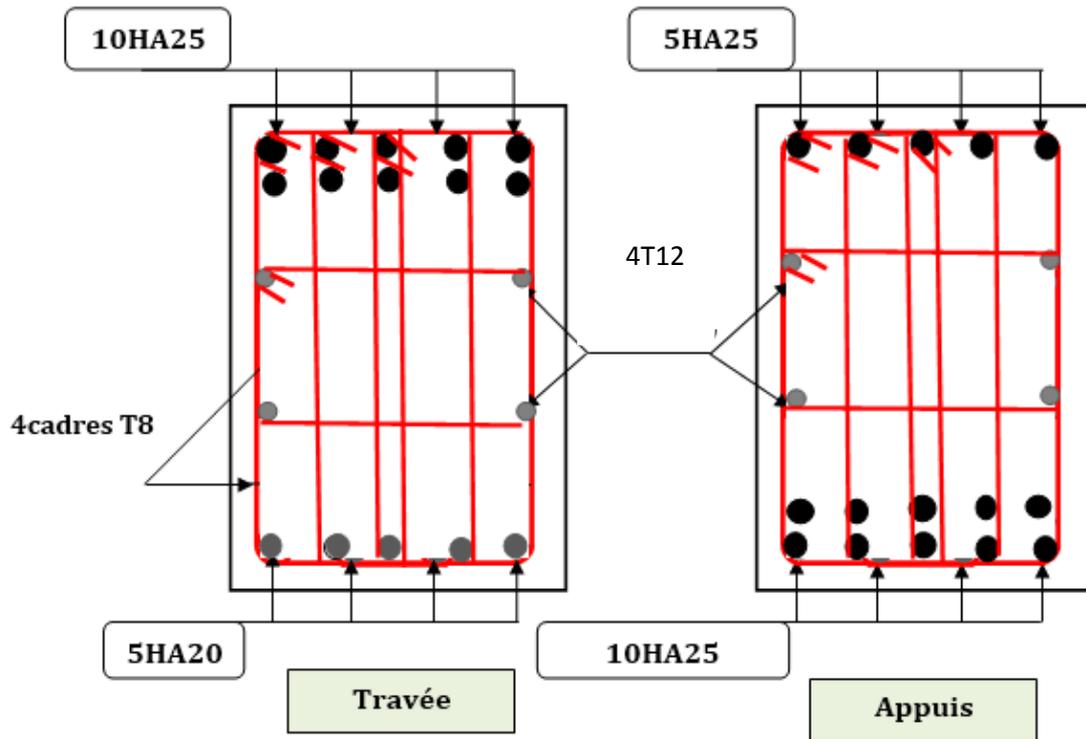


Figure VI-10 Ferrailade de nervure sens x-x



Sens y-y :

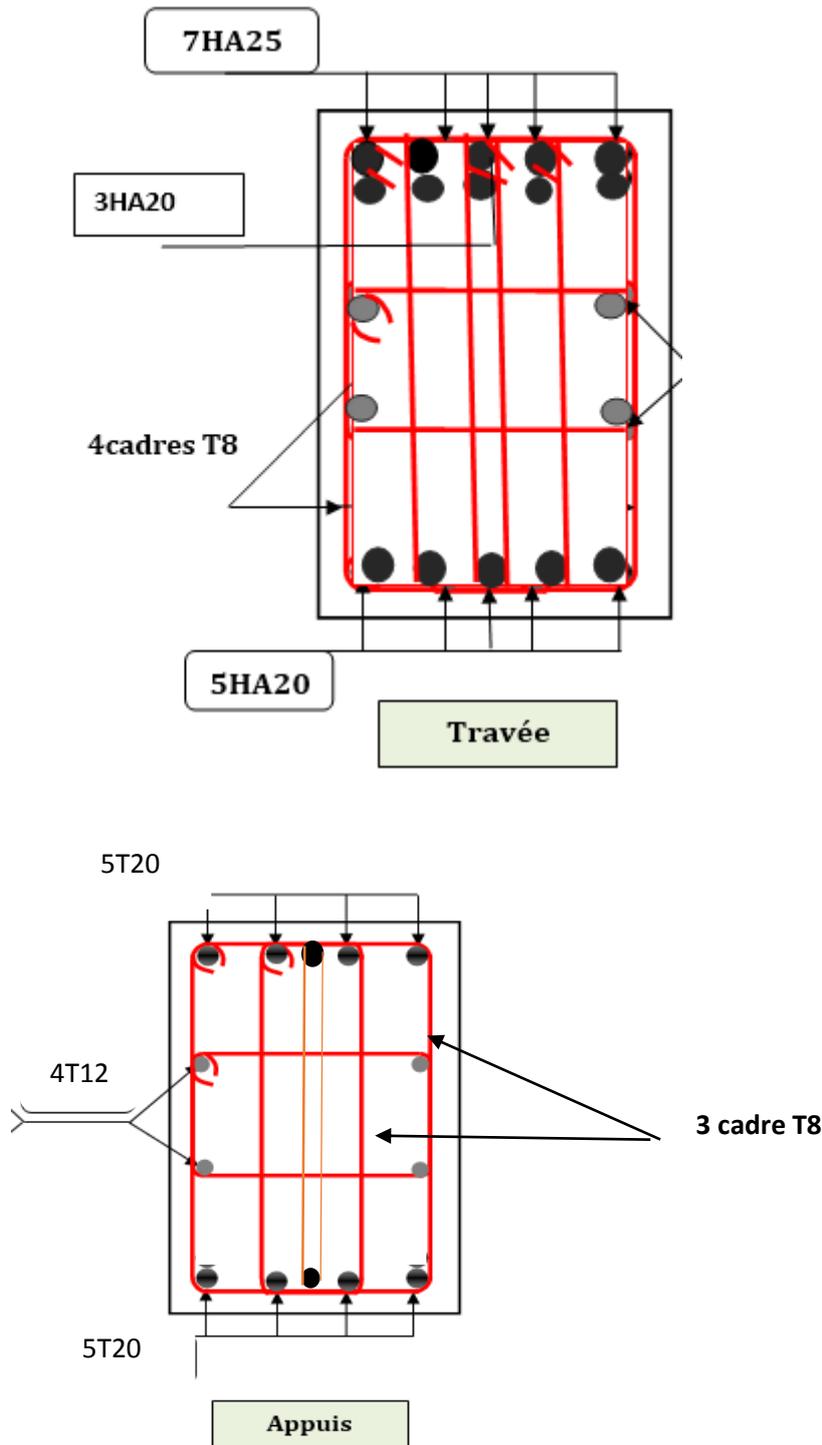


Figure VI-11 : Ferrailage de de nervure sens y-y



CONCLUSION GENERALE



Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ETABS et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

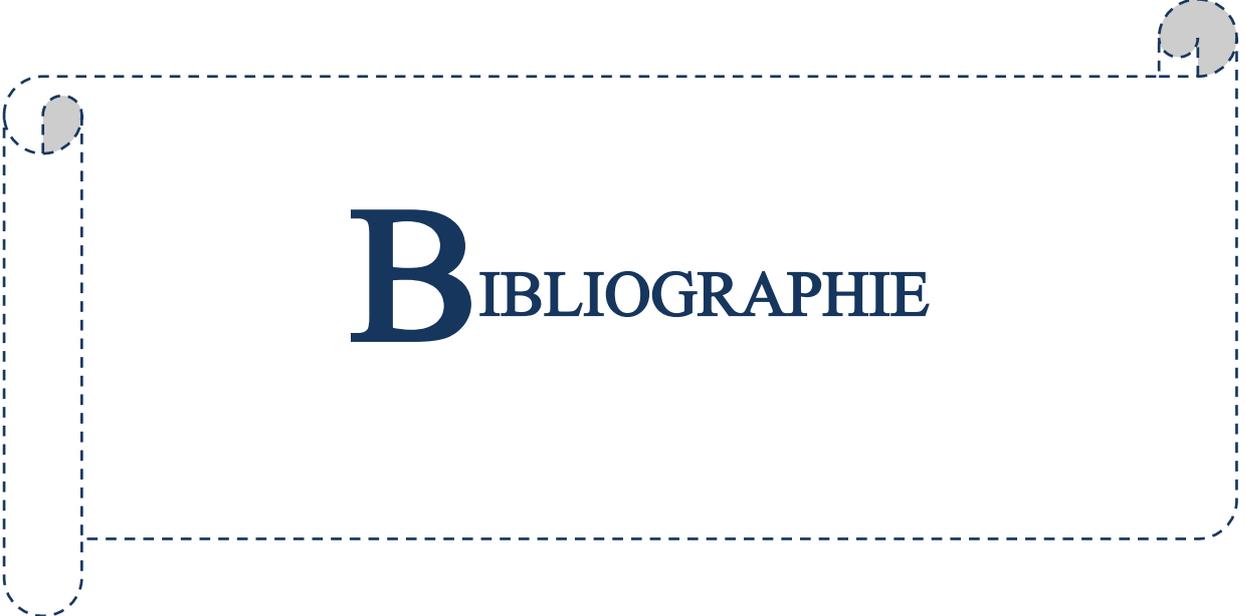
Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

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 soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**JEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul
Des structures en béton armé.**
- Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**

Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, université de Bejaia.
- Mémoires de fin d'études, université de sétif

Articles :

- Rafik, T (2017). Règles parasismique algériennes RPA99- Version 2003 pour les structures de bâtiments en béton armé : Interprétations et propositions. Journal of materials and engineering structures, vol (4), 139-154.

Logiciels :

- SAFE 16.0.1.
- ETABS 9.7.0.
- AUTOCAD 2017.
- SOCOTEC.
- WORD 2007.
- EXCEL 2007.



ANNEXES

ANNEXE 1

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 2

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	M_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Résume

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+8+sous sol à usage d'habitation et implanté à la Wilaya de **jijel**. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Cet ouvrage est une structure autostable contreventé par des voiles en béton armé, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL et RPA99 version 2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul de structure par élément finit ETABS.

Abstract

This project is a technical study to build a residential building consisting of a ground floor with R+8+sous sol for residential use, located in the wilaya of **jijel**. This area is classified as seismic zone IIa according to the 2003 version RPA99 version 2003.

This construction is a mixed building (frame-walls) and a freestanding structure braced by reinforced concrete sails. The resizing of the different elements were elaborated according to the BAEL and RPA99 version 2003. The three-dimensional (3D) seismic analysis were conducted by computer program called ETABS.

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة تتألف من طابق ارضي، وتسعة طابق للخدمات السكنية والواقعة جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II-من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدل في 2003. أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: عمارة، الخرسانة المسلحة، RPA99/version2003,BAEL91,CBA93