

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie
Signature:.....
Date :

Mémoire de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Titre :

**Etude d'un bâtiment (R+10) en béton armé
à usage d'habitation et commerciale**

Encadreur: Boubekeur Toufik
Signature:
Date:

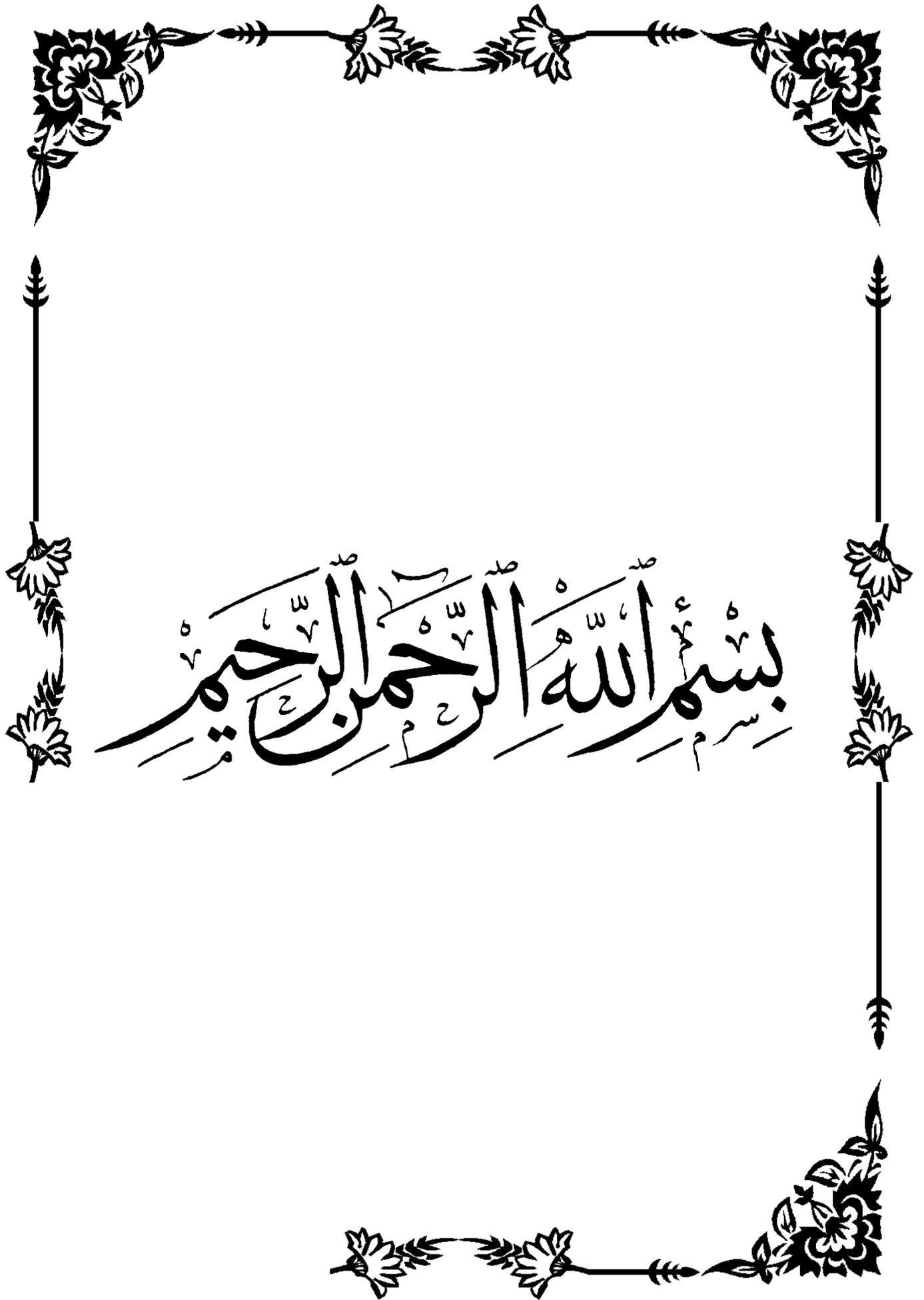
Réalisé par : Akermi Ahmed.....
Signature:
Date:

Membres du jury

Adim Belkacem..
Bouderba Bachir
Boubekeur Toufik..

(Président)
(Examineur)
(Encadreur)

Tissemsilt - 2017/2018



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة لزلزل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة ، تتألف من طابق أرضي مخصصة للسكن و الواقعة في ولاية وهران المصنفة من ضمن المنطقة الزلزالية IIa من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية .

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد إستعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر CBA39 بتطبيق BAEL 91 .

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة ، البناية، BAEL 91 ، ساب2000 ، rpa99v2003 .

Résumé

Le présent mémoire, étudie un bâtiment (R+10) contreventée par voiles à usage multiple (habitation, commerce). La structure est implantée à ORAN, zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le Règlement Parasismique Algériennes 99 modifiées en 2003. L'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul SAP2000.

Dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

Mots clés : bâtiment, béton armé, SAP2000, , RPA99V2003, CBA93 (BAEL91).

Summary

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R+10) for multi purpose (housing, trade) with earwalls. The structure is located in ORAN, which is characterized by a medium seismic activity (zone IIa). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Keywords: building, concrete, SAP2000, RPA99V2003, BAEL91.



Sommaire

Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction général	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	
I.1. Introduction.....	3
I.1.1 Caractéristiques géométriques	3
I.1.2 Situation del'ouvrage:	3
I.1.3 L'ossature.....	4
I.1.4. Description de l'ouvrage.....	4
I.1.4.1 Les planchers	5
I.1.4.2 Escalier.....	6
I.1.4.3 Voiles.....	6
I.1.4.4 Maçonnerie.....	6
I.1.4.5 Revêtement.....	7
I.1.4.6 Acrotères	7
I.1.4.7 Gaine d'ascenseurs	7
I.1.4.8 Isolation.....	7
I.1.5 Caractéristiques géotechniques du sol	7
I.2 Caractéristique sphysiques et mécaniques des matériaux.....	8
I.2.1 Béton	8
I.2.3 Principaux caractéristiques et avantages de béton.....	9
I.2.4 Les avantages du béton armé	9
I.2.5 Résistance du béton à la compression	9
I.2.6 Résistance caractéristique à la traction.....	10
I.2.7 Méthode de calcul.....	10
I-3 -Déformation et contrainte de calcul	10
I.3.1. Contrainte admissible de cisaillement :	12
I.3.2. Module de déformation longitudinale du béton	12
I.3.3 Les aciers.....	13
I.3.4.Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\text{‰})$	13
I.3.5.-Contrainte limite de traction des armatures.....	14
I.3.6 Hypothèse de calcul	14
I.3.6.1 Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99. P83).....	15

I.3.7. Hypothèse de calcul	17
I.3.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	17

Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :	19
II.2. Prédimensionnement des planchers.....	19
II.2.1. Plancher en corps creux	19
II.3. Evaluation des charges et surcharges	20
II.3.1. Les charges permanentes	20
II.3.2 charge d'exploitation (récapitulation).....	23
II.3.3 Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	24
II.4. Prédimensionnement des éléments structuraux	25
II.4.1- Pré dimensionnement des poutres	25
II.4.1.1 Définition.....	25
II.4.1.2 Les poutres principales.....	25
II.4.1.3 Les poutres secondaires (Chaînages).....	26
II.4.2- Pré dimensionnement des poteaux	26
II.4.2.1 Etapes de Prédimensionnement.....	27
II.4.2.2 Prédimensionnement des poteaux de type 01:.....	28
II.4.2.3 Pré dimensionnement des poteaux de type 2:	30
II.4.2.4 Prédimensionnement des poteaux de type 3 :	31
II.4.2.5 Pré dimensionnement des poteaux de type 04:.....	34
II.5 Récapitulation du Bloc B :	35

Chapitre III :Etude des planchers

III.1. Etude des planchers.....	37
III.1.1. Introduction	37
III.1.2 Dimensionnement du plancher	37
III.1.2.1 Dimensionnement des poutrelles	37
III.1.2.2 Méthode de calcul.....	39
III.2. Vérification des contraintes à L.E.S :.....	54
III.3 -Vérification des contraintes à L.E.S.....	61
III.4-Vérification des contraintes à L.E.S :	68

Chapitre IV: Calcul des éléments secondaires

IV.1. Acrotère.....	85
IV.1.1. Définition.....	85
IV.1.2. Dimensions	85

IV.1.3. Méthode de calcul.....	85
IV.1.4. Evaluation des charges et Surcharges.....	86
IV.1.5 Calcul du ferrailage E. L. U. R.....	86
IV.2. Balcon	89
IV.2.1 Introduction	89
IV.2.2 Escaliers.....	95
IV.2.2.1 Introduction	95
IV.2.2.2 Dimmensionnement d'un escalier	96
IV.2.2.1 Escalier type 1 :.....	96
IV 2.2.2- Epaisseur de la paillasse et de palier :	96
IV.2.2.3 Calcul le ferrailage	99
IV.2.2.4 Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	100
IV.3 Escalier type 2:.....	103
IV.3 .1 Dimensionnement de l'escalier:.....	103
IV.3.2 calcul le ferrailage.....	105
IV.3.3 Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	106
IV.4 L'ascenseur.....	113
IV.4.1 Introduction :.....	113
IV.4.2 Etude de l'ascenseur :	113
IV.4.3 Calcul de la charge de rupture	114
IV.4.4 Calcul du ferrailage de la dalle:.....	119

Chapitre V: Etude sismique

V.1- Introduction :.....	- 128 -
V.2- calculs sismiques et méthodes de calcul	- 128 -
V.2.1 Methode statique équivalente :.....	- 128 -
V.2.2 Méthode dynamique modale spectrale	- 128 -
V .2.3 Méthode de calcul.....	- 128 -
V .2.4 Calcul des masses de la structure :	- 129 -
V.3 Calcul des forces sismiques.....	- 132 -
V.3.1 Détermination des coefficients:.....	- 132 -
V.4 Méthode dynamique modale spectrale	- 136 -
V.5 Calcul des déplacements	- 146 -
V.6 Calcul des rigidités.....	- 147 -
V.7.Calcul du centre de torsion	- 155 -
V.7.1 Définition	- 155 -
V.8 Calcul du centre de gravite	- 159 -
V.8.1 Excentricité calculée.....	- 159 -

V.8.2 Excentricité théorique	159 -
V.8.3 Centre de torsion, de gravité et l'excentricité retenue	160 -
V.9 Calcul des rigidités à la torsion de l'étage «K»:	160 -
V.9.1 Rigidité de torsion suivant le sens longitudinal.....	160 -
V.9.2 Rigidité de torsion suivant le sens transversal	161 -
V.9.3 Rigidité de torsion par niveau	161 -

Chapitre VI: Etude au vent

VI.1 .Etude au vent	163 -
VI.1.1 présentation générale	163 -
VI.1.2.Les caractéristiques de la construction.....	163 -
VI.1.2.1 le Coefficient de topographie Ct	163 -
VI.1.2.2 La pression dynamique de référence $q_{ref}(N/m^2)$	163 -
VI.1.2.3 La catégories de terrain	164 -
VI.1.2.4 Le coefficient de rugosité C_r :	165 -
VI.1.2.5.Calcul de l'action du vent	165 -
VI.1.2.5.1-principe de calcul	165 -

Chapitre VII : Etudes des portiques

VII -1 Chargement des portiques.....	175 -
VII-1.1 -Etude sous charges verticales et horizontales	175 -
VII-1.1 .1 Introduction	175 -
VII-1.1 .2 Les combinaisons de calcul.....	175 -
VII.2 Ferrailage des portiques.....	179 -
VII.2.1 Ferrailage des poutres (Bloc A et C).....	179 -
VII.2.1.1Méthode de calcul :	179 -
VII.2.1.2 Armatures longitudinales :	179 -
VII.2.1.3 Sens transversal (Bloc A et C)	182 -
VII.2.1.4 Les vérifications :	183 -
VII.2.1.5 Ferrailage des poteaux :	188 -
VII.3 Bloc (B)	199 -
VII.3 .1 Ferrailage des portiques	199 -
VII.3 . 2 Ferrailage des poutres Bloc (B):	199 -
VII.3 . 2 .1 Méthode de calcul :	199 -
VII.3 . 2.2 Méthode de calcul :	200 -
VII.3.2.3 Les vérifications	203 -
VII .3.2.4 Ferrailage des poteaux :(Bloc B).....	208 -
VII.3.2.4.1 Méthode de calcul :	208 -

Chapitre VIII: Etude des voiles

VIII.1-Etude des voiles	- 215 -
VIII.1 .1 Introduction.....	- 215 -
VIII.1.2 Le système de contreventement.....	- 216 -
VIII.1.3 principe de calcul du ferrailage	- 216 -
VIII.1.4 ferrailage des voiles :	- 219 -
VIII.1.4.1 Calcul des armatures verticales.....	- 219 -
VIII.1.4.2 Calcul des armatures horizontales.....	- 220 -
VIII.1.4.3 calcul des armatures transversales	- 220 -
VIII.1.4.4 .Calcul des armatures verticales.....	- 221 -

Chapitre IX : Etude des fondations

IX .1 Calcul du voile périphérique :	- 225 -
IX.1.1 Introduction	- 225 -
IX.1.2 le Dimensionnement.....	- 225 -
IX.1.3 Calcul des charges.....	- 226 -
IX.1.3.1 Poussée des terres	- 226 -
IX.1.3.2 Poussée supplémentaire due à la surcharge.....	- 226 -
IX.1.3.3 La charge pondérée	- 226 -
IX.1.4 Calcul du ferrailage.....	- 226 -
IX.1.5 Les vérifications	- 228 -
IX.1.5.1 Vérification de l'effort tranchant.....	- 228 -
IX.1.5.2 Vérification des contraintes à L'E.L.S	- 228 -
IX .2- Calcul des fondations :	- 229 -
IX.2.1 Introduction	- 229 -
IX.2.2 Dimensionnement à l' E.L.S.....	- 230 -
IX.2.2.1 Radier	- 230 -
IX.2.2.2 Evaluation des charges pour le calcul du radier :	- 232 -
IX.2.2.3 Ferrailage des poutres de libages.....	- 234 -
IX.3 Bloc B.....	- 239 -
IX.3.1 Dimensionnement (à l'E.L.S)	- 239 -
IX.3.2 calcul le ferrailage de la semelle (à l'E.L.U) :	- 240 -
IX.3.3 vérification de l'épaisseur de la semelle.....	- 241 -
Conclusion générale.....	- 242 -
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	- 243 -

Liste des figures

Figure. I.1.	Plan de la structure (Bloc A,B,C)	4
Figure. I.2.	Plan 3 D de la structure	5
Figure I-3	Plancher à corps creux	6
Figure I-4	briques creuses	7
Figure I-5	Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton	11
Figure I-6	Diagramme rectangulaire simplifié	12
Figure I.7	diagramme Contrainte-Déformation d'acier	14
Figure I.8	Diagramme des déformations limitent de la section : trois pivots	15
Figure II.1	Dalle en corps creux.	19
Figure II.2	Composants d'un plancher terrasse (inaccessible)	21
Figure II.3	Composants d'un plancher terrasse (accessible)	21
Figure II.4	Composants d'un plancher terrasse (accessible)	21
Figure II.5	Mur extérieur	22
Figure II.6	Mur simple cloison	22
Figure II.7	Schéma de l'acrotère	23
Figure II.8	loi de dégression de la surcharge d'exploitation	24
Figure II.9	Le poteau le plus sollicité du plancher (Bloc A et C)	27
Figure II-10	Schématisation du Poteau étudié	27
Figure II.11	Plan de la structure B	33
Figure II.12	Le poteau le plus sollicité du plancher	34
Figure II-13	Section réduite du Poteau rectangulaire	35
Figure III.1	plancher en corps creux	38
Figure III.2	plancher a deux travées	40
Figure III.3	plancher a trois travées	40
Figure III.4	plancher plus de trois travées	40
Figure III.5	Méthode de trois moments	41
Figure III.6	types des poutrelles	42
Figure III.7	les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 01 »	44
Figure III.8	les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 02 »	44
Figure III.9	poutrelles en sections « T »	45
Figure III.10	poutrelles en sections « T »	46
FigureIII.11	tringles semblables	49
FigureIII.12	Types des poutrelles	51
Figure III.13	les courbes des moments et des efforts tranchants Plancher Commercial	52

Figure III.14	tringles semblables	55
Figure III.15	deux travées adjacentes	58
Figure III.16	les courbes des moments et des efforts tranchants « Bloc A et C »	59
Figure III.17	poutrelles en sections « T »	60
Figure III.18	tringles semblables	63
Figure III.19	Compression de la bille d'about	64
Figure III.20	Types des poutrelles	66
Figure III.21	la courbe des moments et des efforts tranchants Plancher « Bloc : B »	66
Figure III.22	Types des poutrelles	68
Figure III.23	Ferraillage de la poutrelle de plancher	69
Figure III.24	Ferraillage de la poutrelle de plancher	70
Figure III.25	Dalle pleine premier type (Bloc A et C)	71
Figure III.26	diagramme des moments.	72
Figure III.27	Dalle pleine deuxième type (Bloc A et C)	77
Figure III.28	sollicitation dans un panneau de dalle	78
Figure III.29	Dalle pleine troisième type (Bloc A et C)	83
Figure IV.1	Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique	85
Figure IV.2	Section rectangulaire	86
Figure IV.3	Croquis de ferraillage (Acrotère Terrasse inaccessible	89
Figure IV.4	Shema :du balcon " Type A"	89
Figure IV.5	Schéma statique type A	90
Figure IV.6	balcon de type B	92
Figure IV.7	schéma d'un escalier	95
Figure IV.8	Schéma statique de l'escalier type 1	96
Figure IV.9	Schéma statique type 1	98
Figure IV.10	diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant	98
Figure IV.11	Ferraillage Escalier type1	99
Figure IV.12	Schéma de l'escalier. Type 2	103
Figure IV.13	Schéma statique de l'escalier type 2	104
Figure IV.14	diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant type 2	105
Figure IV.15	Ferraillage Escalier type2	106
Figure IV.16	Schéma statique de la poutre palière	109
Figure IV.17	Ancrage armature	112
Figure IV.18	Ferraillage de la poutre palière:(30x30) cm ²	113
Figure IV.19	Shema de l'ascenseur	114

Figure IV.20	Dalle	116
Figure IV.21	des moments dus aux charges concentrées	117
Figure.IV.22	diagramme des moments de la dalle	118
Figure IV.23	Ferraillage Supérieur du panneau de dalle	125
Figure IV.24	Ferraillage Inférieur du panneau de dalle -	125
Figure IV.25	Plan de Ferraillage de de voile d'ascenseur	126
Figure V.1 :	Concentration des masses sismiques sur la hauteur	132
Figure VI.1	plan des structures	166
Figure VI.2	Représentation en plan	167
Figure VI.3	Vent perpendiculaire a la grande face	168
Figure VI.4	Vent perpendiculaire a la petite facete	168
Figure VII.1	portique de rive (01 et 07	178
Figure VII.2	ferraillage des sections des poutres principales et secondaires	187
Figure VII.3	La Zone nodale outre poteau	198
Figure VII .4	<i>Dessin de ferrailages des sections des poteaux</i>	198
Figure VII .5	<i>Portique de rive et intermédiaire</i>	199
Figure VII.6	Dessin de ferraillage des sections des poutres principales et secondaires	208
Figure VII.7	Zone Nodale Poutre-Poteau	213
Figure VII.8	<i>Schéma représentatif des armatures transversales</i>	213
Figure VIII 1	<i>Coupe de voile en élévation</i>	215
Figure VIII.2	<i>Coupe de voile en plan</i>	215
FigureVIII .3	voile sens Longitudinal du RDC	219
Figure VIII.4	voile sens transversal de l'étage	221
Figure VIII.5	Disposition des armatures verticales dans les voiles	222
Figure VIII.6	disposition du ferraillage du voile	223
Figure IX.1	voile périphérique	225
Figure IX.2	Radier	233
Figure IX.3	schema statique poutre libage	234
Figure IX.4	Répartition des charges sur les poutres	235
Figure IX.5	Armature de peau	237
Figure IX.6	ferraillage poutre libage et radier	238
Figure IX.7	Semelle sous poteau	239

Liste des tableaux

Tableau I-1	Coefficient d'application	11
Tableau II.1	L'épaisseur des dalles	20
Tableau II.2	Les charges permanentes de plancher terrasse(inaccessible)	20
Tableau II.3	plancher terrasse accessible a usage commercial (2eme étage)	21
Tableau II.4	plancher étage courant a usage d'habitation	22
Tableau II.5	Murs de façade (extérieur)	22
Tableau II.6	Murs intérieur	22
Tableau II.7	Dalle pleine (étage d'habitation)	23
Tableau II.8	Dalle pleine (étage commercial)	23
Tableau II.9	Charge d'exploitation (récapitulation)	23
Tableau II.10	Charge permanente (récapitulation)	24
Tableau II.11	dégression des charges par niveau	25
Tableau II.12	résumé les dimensions des poteaux (Bloc A,C)	33
Tableau II.13	Résumé les dimensions des poteaux (Bloc B	35
Tableau III.1	Les moments sur appuis	43
Tableau III.2	récapitulatif des résultats obtenus	44
Tableau III.3	récapitulatif des résultats obtenus pour plancher étage de service	52
Tableau III.4	- récapitulatif des résultats obtenus	59
Tableau III.5	récapitulatif des résultats obtenus(RDC-) Bloc B	66
Tableau III.6	récapitulatif des résultats obtenus(terrasse -) Bloc B	68
Tableau III.7	Descente de charge	71
Tableau IV.1	Evaluation des charges et des surcharges paillasse	97
Tableau IV.2	Evaluation des charges et des surcharges de Palier	97
Tableau .IV.3	calcule l'effort tranchant et Moment fléchissant	98
Tableau .IV.4	Ferraillage de l'escalier type1	99
Tableau .IV.5	Vérification de l'escalier type1	100
Tableau .IV.6	Vérification de la flèche « escalier type 1»	101
Tableau .IV.7	Calcul de la flèche « escalier type 1	101
Tableau .IV.8	Module de déformation du béton	102
Tableau IV.9	Evaluation des charges et des surcharges paillasse typ2	104
Tableau IV.10	Evaluation des charges et des surcharges de Palier type 2	104
Tableau .IV.11	Ferraillage de l'escalier	105
Tableau .IV.12	Vérification de l'escalier type2	106
Tableau .IV.13	Vérification de la flèche « escalier type 2»	107

Tableau .IV.14	les Charges « escalier type2»	108
Tableau .IV.15	Module de déformation du béton	108
Tableau .IV.16	Ferraillage de l'escalier type 2	110
Tableau .IV.17	Vérification de la flèche type2	112
Tableau .IV.18	des poits poids mort ascenseur)	114
Tableau .IV.19	Les résultats des moments isostatiques des rectangles	118
Tableau .IV.20	20 Les résultats des moment	122
Tableau V.1	Détermination des poids (Wt) de la structure (Le niveau 01 (RDC)	129
Tableau V.2	Détermination des poids (Wt) de la structure (Le niveau (02et 03	130
Tableau V.3	Détermination des poids (Wt) de la structure (Le niveau 4)	130
Tableau V.4	résume le poids en (t) aux différents niveaux	131
Tableau V 5	Valeurs de ξ (%)	133
Tableau V 6	Valeurs des pénalités P_q	134
Tableau V. 7	Valeurs du coefficient C_T tableau 4.6 (RPA99)	134
Tableau V 8	Valeurs de T_1 et T_2	134
Tableau V.9	La répartition de la force sismique sur la hauteur (j)	135
Tableau V 10	La répartition de l'effort tranchant V_K SUR la hauteur (j)	136
Tableau V 11	mode 1	138
Tableau V 12	Distribution de la résultante des forces sismiques	138
Tableau V 13	mode 2	139
Tableau V 14	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	139
Tableau V 15	Mode 3	140
Tableau V 16	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	140
Tableau V 17	Vérification :la somme des coefficients de participation modal	141
Tableau V 18	Récapitulation des résultantes des forces sismiques F_{kt} (t)	141
Tableau V 19	Mode1	142
Tableau V 20	résultante des forces sismiques selon la hauteur Sens Transversal	142
Tableau V 21	mode 1	143
Tableau V 22	résultante des forces sismiques selon la hauteur Sens Transversal	143
Tableau V 23	mode 3	144
Tableau V 24	résultante des forces sismiques selon la hauteur sens Transversal	145
Tableau V 25	Vérification : la somme des coefficients de participation modal	145
Tableau V 26	Récapitulation des résultantes des forces sismiques F_{kt} (t)	146
Tableau V 27	Calcul des déplacements Sens longitudinal	147
Tableau V 28	Calcul des déplacements Sens transversal	147

Tableau V 29	Portiques: 1,2,3,5,6,7	150
Tableau V 30	Portiques: 4	150
Tableau V 31	Portiques: BCD	152
Tableau V 32	Portiques: A	153
Tableau V 33	Excentricité théorique	159
Tableau V 34	Centre de torsion, de gravité et l'excentricité retenue	160
Tableau V 35	Rigidité de torsion suivant le sens longitudinal retenue	160
Tableau VI.1	Coefficient topographique	163
Tableau VI.2	Les zones du Vent	164
Tableau V.3	catégories de terrain	164
Tableau VI.4	Coefficient de pression exterieur	167
Tableau V .05	Valeur des coefficient de frottement C_f .	169
Tableaux VII.1	Portique de rive (1) et (7)	176
Tableaux VII.2	Portique intermédiaire (2),(4),(6)	176
Tableaux VII.3	Portique de rive (A), (D):	177
Tableaux VII.4	Portique intermédiaire (C) , (B):	178
Tableau VII.5	récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	181
Tableau VII.6	portiques transversales (B et C)	183
Tableau VII.7	les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(révisées en 2003)	189
Tableau VII.8	les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre: unités principale (t.m).	189
Tableau VII.9	les sollicitations défavorables du 2 ^{eme} genre : unités principale (t.m).	189
Tableau VII.10	récapitulatif de calcul de ferrailage des poteaux de rive	194
Tableau VII.11	récapitulatif de calcul de ferrailage des poteaux Centraux	195
Tableau VII.12	récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	202
Tableau VII.13	les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(révisées en 2003)	209
Tableau VII.14	les sollicitations défavorables du 2 ^{eme} genre	209

notations

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
A_s	Section D'aciers
A_s'	Section D'aciers Comprimés
A_{max} , A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
A_s	Armatures Supérieures
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales
B_r	Section Réduite
B_o	Section Homogène Totale
E_s	Module D'élasticité
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
M_a	Moment Sur Appui.
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service
N_u	Effort Normal Ultime
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T
b_1	Largeur d'une aile de tension en T
d	hauteur utile d'une section
e_o	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j

f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
f_{i28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	hauteur de flambement
l_i	Portée de travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
η	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
\mathcal{E}_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement

dédicace

Je remercie dieu de m'avoir donnée santé, courage tout au long de mes études.

A la plus chère au monde:

Ma mère, celle qui est la plus chère au monde et à mon très cher père qui est le meilleur père dans ce monde, grâce à son encouragement, sa confiance et son soutien moral et matériel

À mes amies et tous mes enseignants qui durant mon parcours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairée de leurs conseils.

AHMED

Remerciements

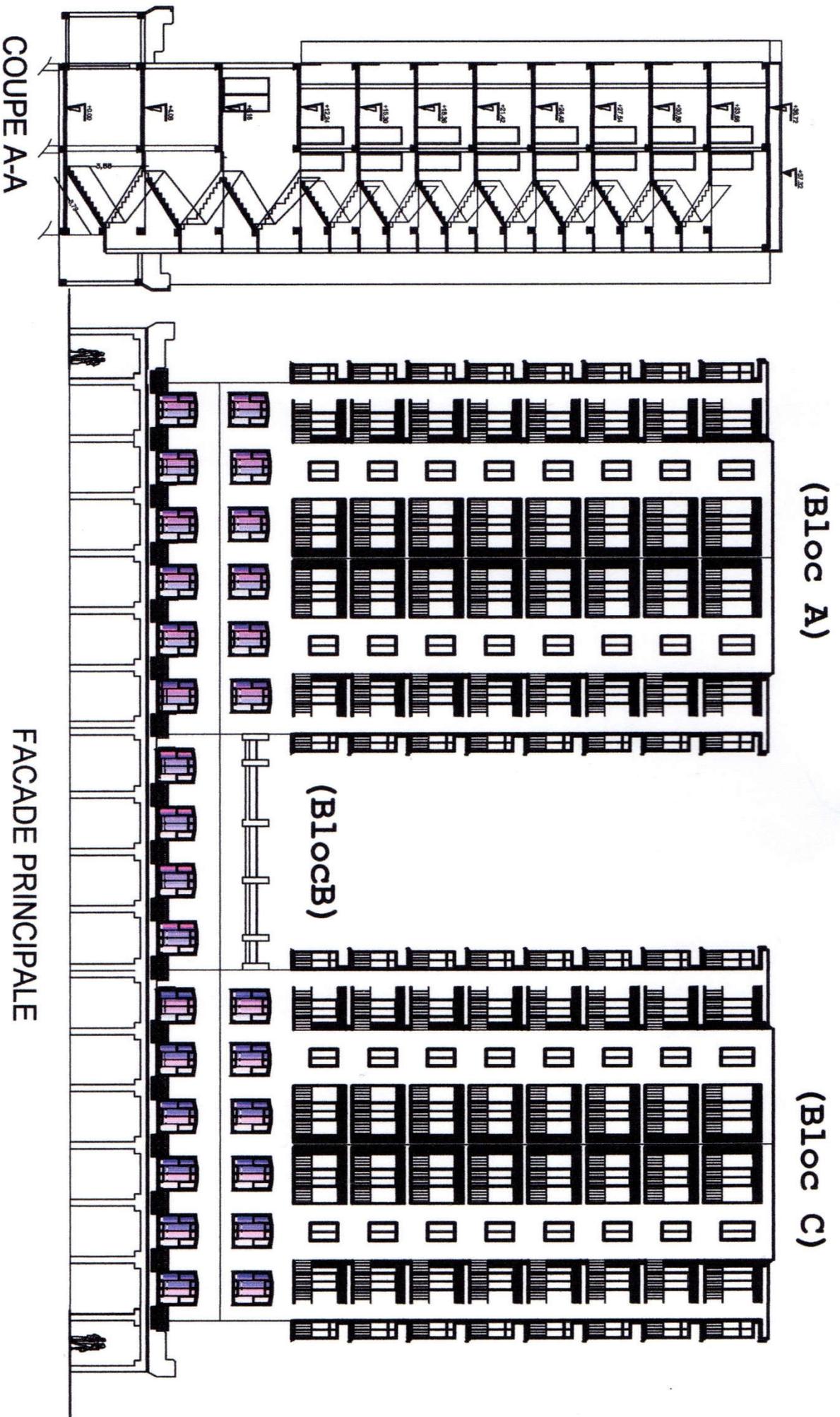
Je voudrais saisir l'occasion qui m'est offerte pour exprimer ma profonde gratitude et tous mes remerciements à mon directeur de thèse Mr Boubekeur Toufik, Docteur au Centre Universitaire de Tissemsilt, pour son dévouement, ses précieux conseils, ses critiques constructives et l'intérêt qu'il a porté tout au long de l'élaboration de ce travail.

Il m'est particulièrement agréable de remercier sincèrement Adim Belkacem pour avoir accepté de présider le jury de cette soutenance. Je tiens à remercier et à exprimer toute ma gratitude à messieur Ouazir enseignant au Centre Universitaire de Tissemsilt pour avoir accepté d'examiner avec toute l'attention voulue le présent travail.

Je suis reconnaissant envers l'ensemble des responsables du département des Sciences et Technologie au Centre Universitaire de Tissemsilt qui m'ont facilité les tâches pour l'accès au centre de calcul, Sans oublier par cette occasion, de remercier l'ensemble des enseignants de Génie civil qui ont contribué à ma formation et grâce à eux je me suis initié dans la recherche.

Enfin, je souhaite adresser mes remerciements à tous ceux qui par leur aide et leur soutien m'ont permis de réaliser cette étude et par leur présence à cette soutenance ont témoigné de leur reconnaissance et leur soutien à la recherche.

A.Ahmed



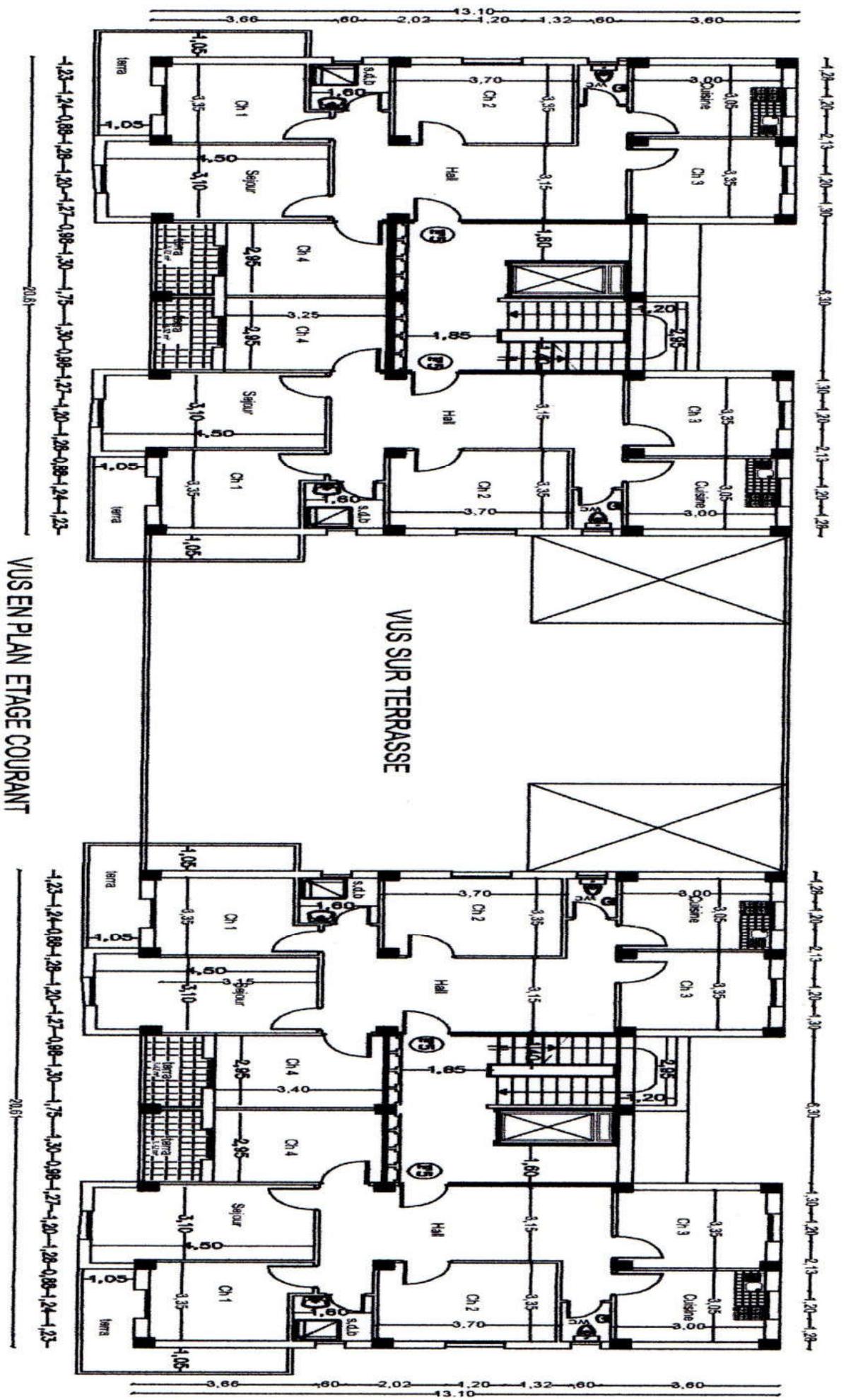
(Bloc A)

(Bloc B)

(Bloc C)

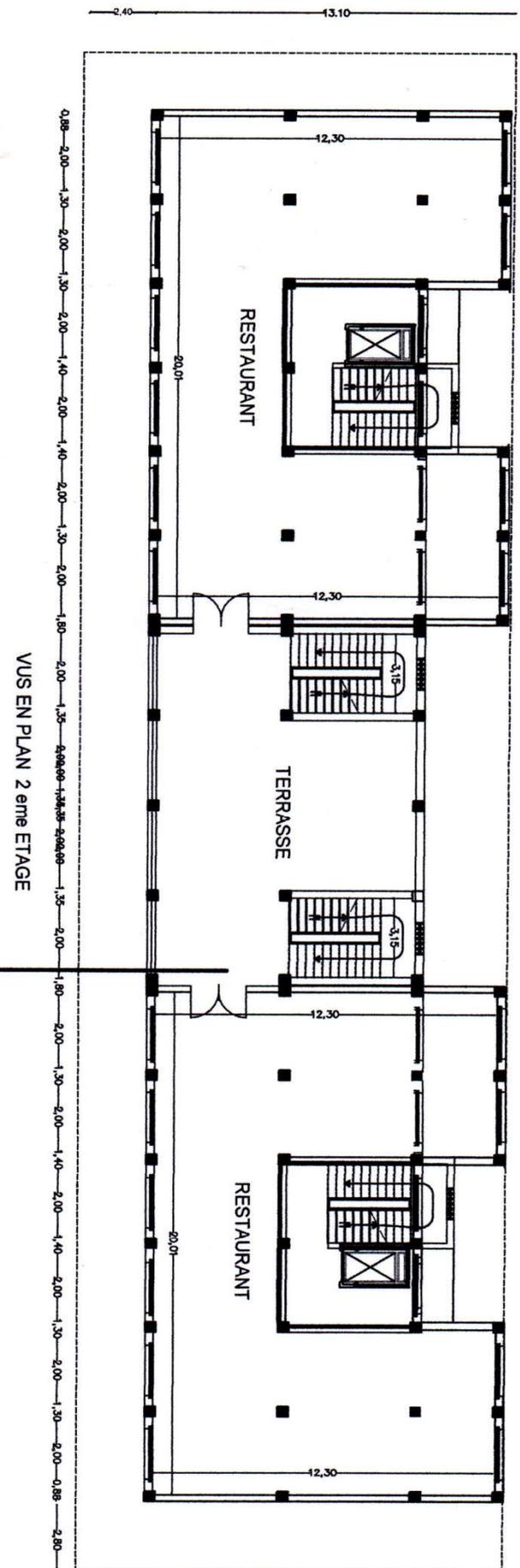
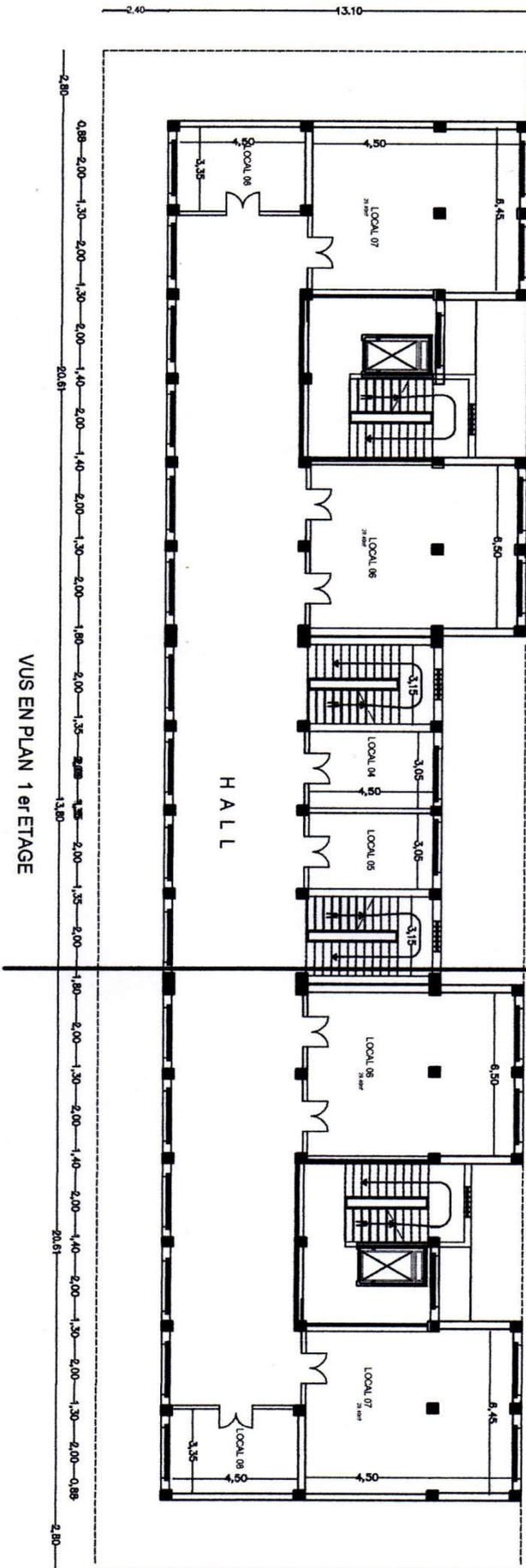
COUPE A-A

FACADE PRINCIPALE

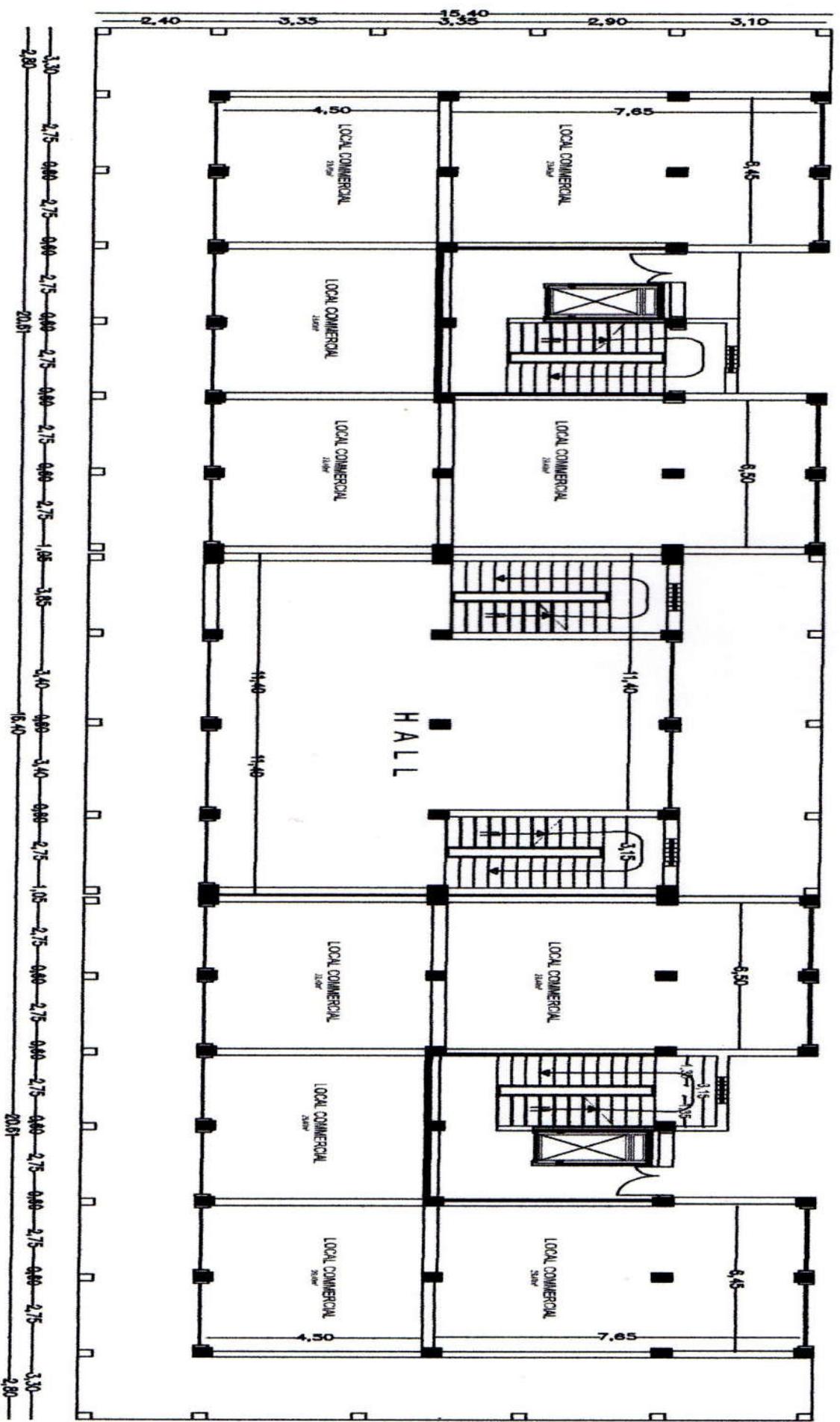


VUS EN PLAN ETAGE COURANT

VUS SUR TERRASSE



VUSENPLAN R.D.C



Introduction général

Introduction général

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de master. Elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises au cours de ses cinq années d'étude.

Le projet qui nous a été confié a pour objet l'étude et le calcul des éléments résistants en béton armé d'une ossature mixte (portique-voile) à usage multiple (Habitation et commerce), contreventée par un noyau central voiles, formée de trois Blocs (**A, B, C**) comportant 11 niveaux (R+10), situé en zone de moyenne sismicité (II a) implantée dans la wilaya de Oran.

Le problème posé est de garantir une stabilité et une résistance satisfaisante aux différentes sollicitations, en tenant compte de l'aspect économique.

Notre travail est décomposé comme suit :

Étude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs et voiles).

Etude détaillée des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).

Etude sismique (étude des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre structure).

Etude au vent

Calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dus au séisme et au vent.

Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général; voile périphérique).

Donc en s'occupe des calculs sismique des structures., la détermination des sollicitations et des déplacements dans les portiques et les voiles sous l'effet des forces horizontales, tel que les forces sismiques.

Et afin après avoir pré dimensionné notre structure et calculé les efforts sismiques qu'elle subit, on les applique sur deux types de contreventement différents.

*Chapitre I : Présentation de l'ouvrage
et caractéristique des matériaux*

I.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, CBA, DTR, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux tels que béton et acier, le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1.1 Caractéristiques géométriques

Les structures à étudier est constitué de trois blocs (A, B et C) de forme régulière en plan et de dimensions suivants :

Bloc A et C

▪ Longueur total du bâtiment	20.61	MI
▪ Largeur total du bâtiment	13.10	MI
▪ Hauteur total du bâtiment	37.32	MI
▪ Hauteur du R.D.C	4.08	MI
▪ Hauteur des étages courants	3.06	MI

Bloc B

▪ Longueur total du bâtiment	16.40	MI
▪ Largeur total du bâtiment	10.00	MI
▪ Hauteur total du bâtiment	11.00	MI
▪ Hauteur du R.D.C	4.08	MI
▪ Hauteur des étages courants	4.08	MI

I.1.2 Situation de l'ouvrage:

Ce projet sera implanté dans la Wilaya d'ORAN, qui est classée selon le Règlement Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) en zone **II-a**.

I.1.3 L'ossature

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

I.1.4. Description de l'ouvrage

- Le **BLOC A** et **C**, en forme rectangulaire, comporte un RDC et 10 étages.
- Le **BLOC B** en forme rectangulaire, comporte un RDC et 2 étages comme le montre la **Figure I.1**

Présentation de l'ouvrage

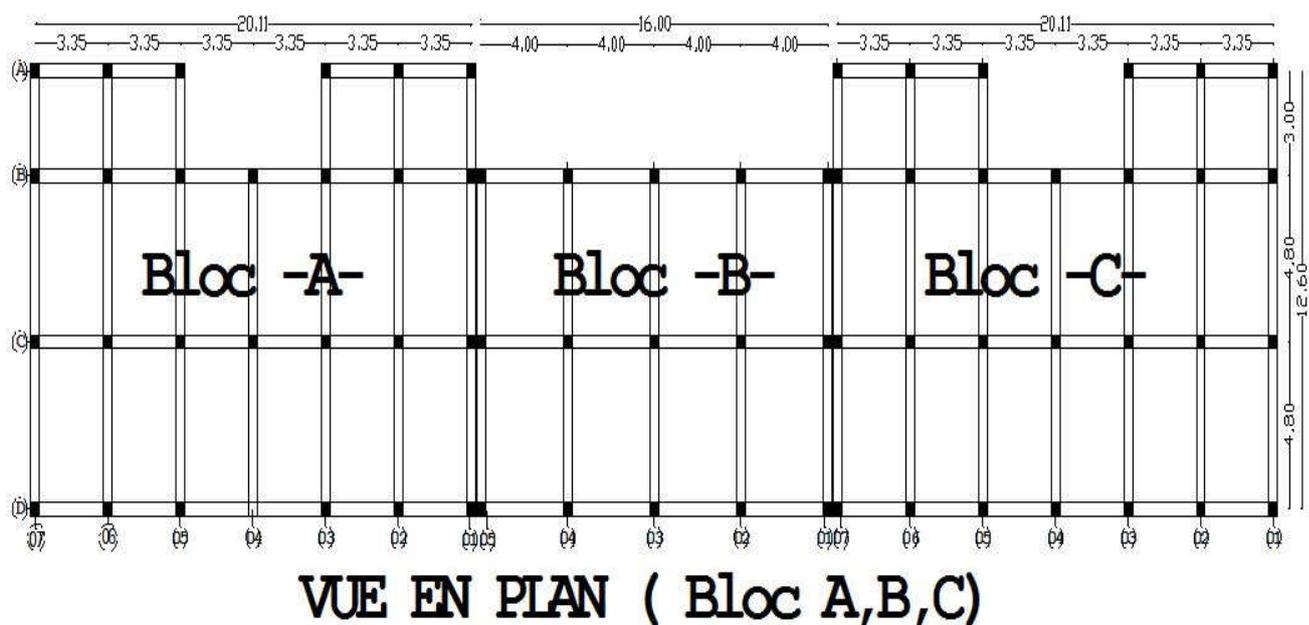


Figure.I.1. Plan de la structure (Bloc A,B,C)

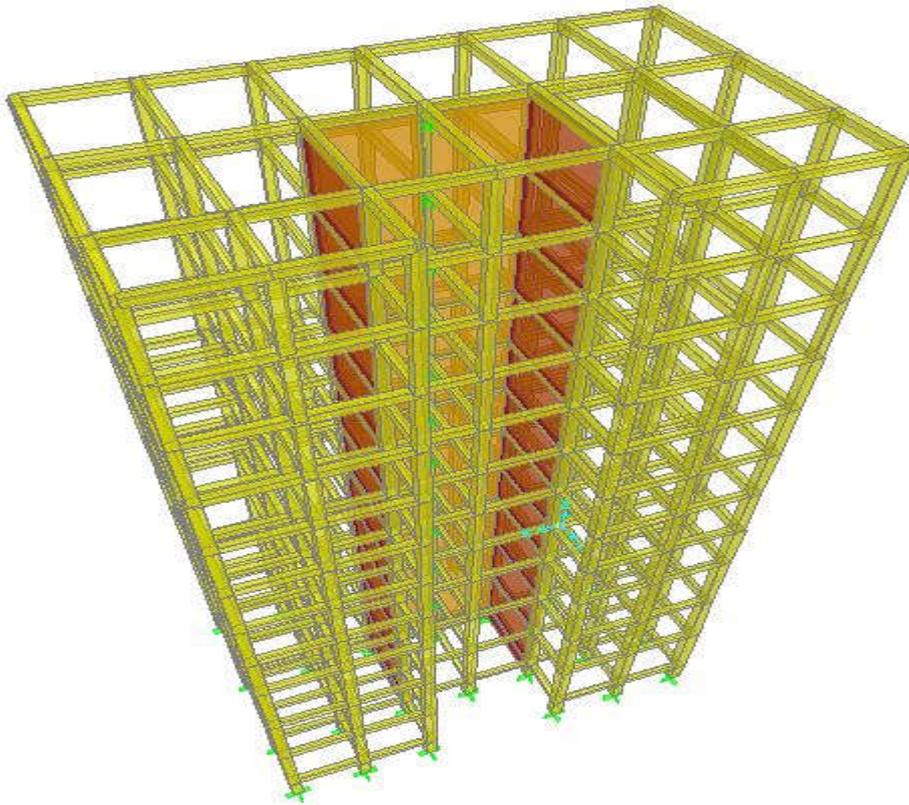


Figure.I.2. Plan 3 D de la structure

I.1.4.1 Les planchers

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place et d'une table de compression en béton armé.

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

Des planchers à corps creux (rez de chaussée, étages courants, terrasse)

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

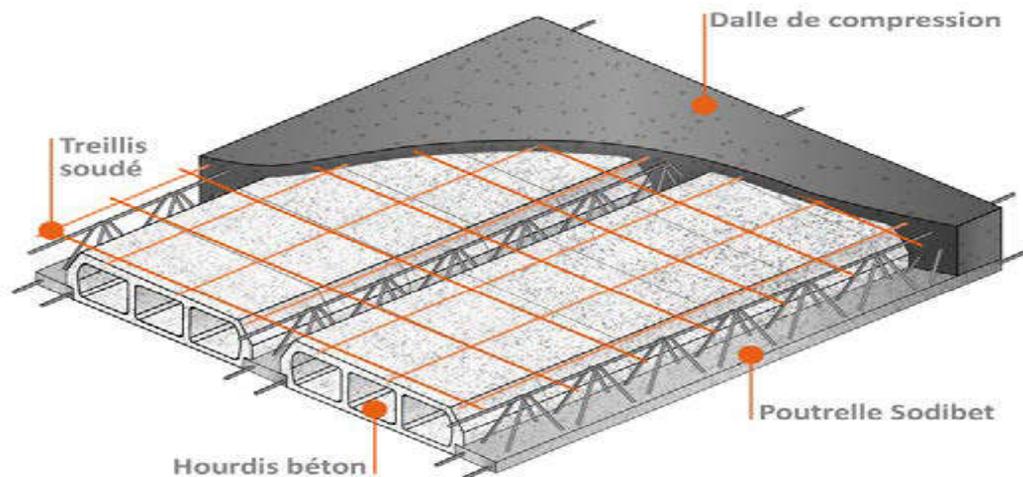


Figure I-3: Plancher à corps creux

I.1.4.2 Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. On a deux types d'escaliers :

Type I : escalier à deux volées avec un seul palier, utilisé pour l'accès au 1^{ère} étage jusqu'au 10^{ème} étage.

Type II : escalier à deux volées avec un seul palier, utilisé pour parvenir du R.D.C jusqu'à un 2^{ème} étage pour la partie commerciale.

I.1.4.3 Voiles

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

I.1.4.4 Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage elle est réalisée en brique creuse selon deux types:

✓ **Murs extérieurs**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

✓ **Murs intérieurs**

Cloison de séparation de 10 cm.

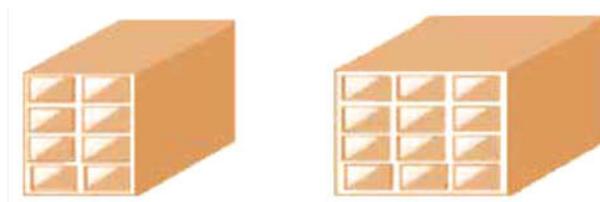


Figure I-4 briques creuses

I.1.4.5 Revêtement

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.1.4.6 Acrotères

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

I.1.4.7 Gaine d'ascenseurs

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.1.4.8 Isolation

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

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches en liège pour le plancher terrasse.

I.1.5 Caractéristiques géotechniques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$
- La profondeur d'ancrage $D = 2.5 \text{ m}$
- Le poids spécifique du sol $\gamma_h = 1,7 \text{ t / m}^3$

- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion du sol $C=0$

I.2 Caractéristique sphysiques et mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.2.1 Béton

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées, il peut être utiliser en grand masse, mais il est le plus souvent associer à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armée », car en général, le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

✓ Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

✓ Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

✓ Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

✓ Grapiers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

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

350 kg de ciment CEM II/ A 42,5

400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$

800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$

175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut être sous forme soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.2.3 Principaux caractéristiques et avantages de béton

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

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

I.2.4 Les avantages du béton armé

- ✓ **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- ✓ **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- ✓ **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- ✓ **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

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

I.2.5 Résistance du béton à la compression

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours est mesurée en écrasant par compression axiale des éprouvettes de 200 cm² de section et une hauteur $h = 32 \text{ cm}$. Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, et définit suivant le dosage du ciment (Kg/m³) elle est notée $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Avec :

Pour $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ $f_{cj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$

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

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

I.2.6 Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$. Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

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

I.2.7 Méthode de calcul

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

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

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers. Les états limites sont classés en deux catégories :

✓ Etat limite ultime (ELU)

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

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

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

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

✓ Etat limite de service (ELS)

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

I-3 -Déformation et contrainte de calcul

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

✓ Diagramme parabole rectangle (BAEL 91 révisée 99. p80)

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰).

σ_{bc} : contrainte de compression du béton

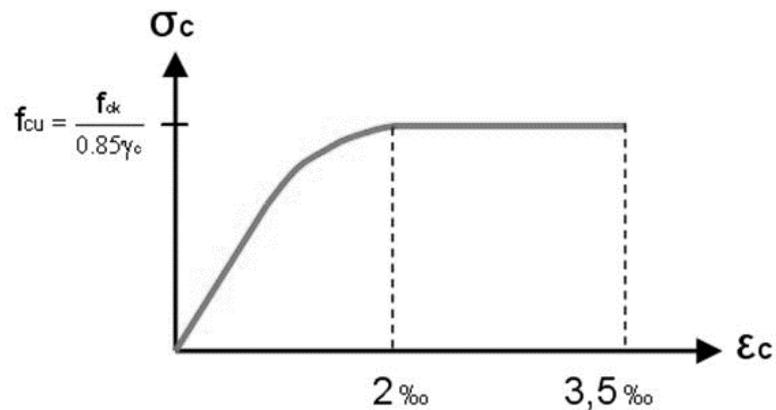


Figure I-5: Diagramme parabo-rectangle des contraintes-Déformations du béton

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

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

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

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

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

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

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

Tableau I-1 : Coefficient d'application.

Θ	Durée d'application
1	>24 h
0,9	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	<1h

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Diagramme rectangulaire (BAEL91 révisée 99.p81)**

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

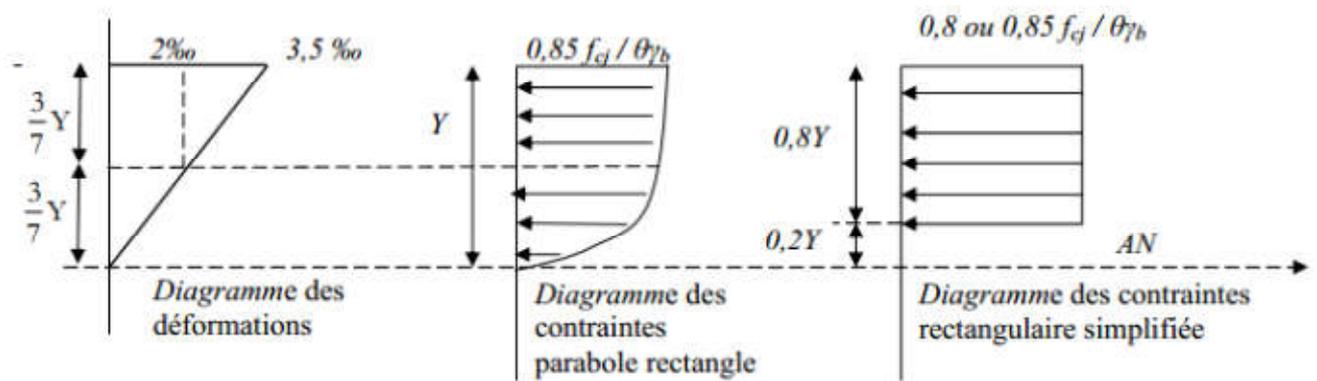


Figure I-6 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de **0,2 y** compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

Sur la distance restante **0,8 y** la contrainte a pour valeur $0,85 \times f_{cj} / (\gamma b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissant ou constant vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I.3.1. Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \text{Min} (0,2 f_{cj} / \gamma b, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \text{Min} (0,15 f_{cj} / \gamma b, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$\tau_u = T_u / bd$$

Avec b : largeur de la pièce. d : hauteur utile.

I.3.2. Module de déformation longitudinale du béton

✓ Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3$$

Avec : E_{ij} et f_{cj} en MPa.

✓ Module de déformation différée :

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

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

✓ **Remarque**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

Module de déformation transversale :

✓ **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

$(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

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

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

I.3.3 Les aciers

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel FeE 215, FeE 235.
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500.
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm.
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

✓ **Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à**

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

I.3.4. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

✓ Diagramme déformation- contrainte (BAEL 91 modifié 99.p78) :

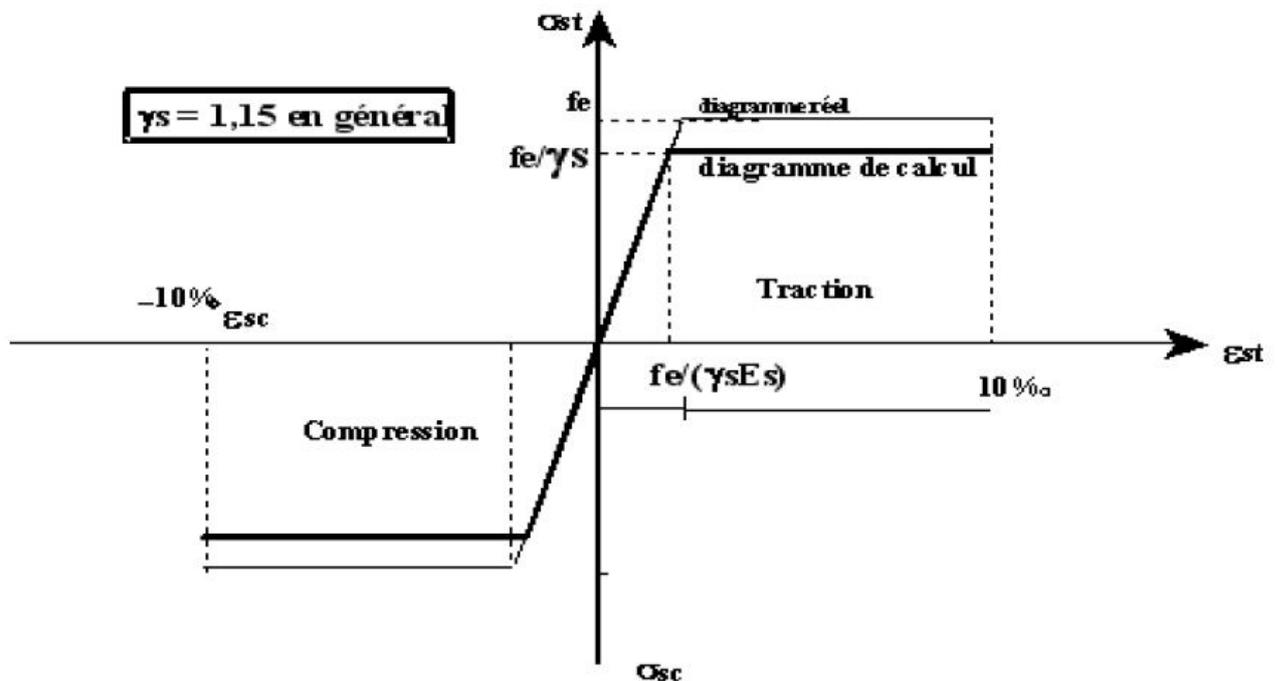


Figure I.7: diagramme Contrainte-Déformation d'acier

I.3.5.-Contrainte limite de traction des armatures

Fissuration peu préjudiciable $\leq f_e$ pas de limitation.

Fissuration préjudiciable = $\min ((3/2)f_e ; 110)$.

Fissuration très préjudiciable = $\min (0,5f_e ; 90)$.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour des ronds lisses(RL).

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA).

Poids volumique

✓ Béton armé $\gamma_b = 25$ KN /m³

✓ Béton non armé $\gamma_b = 22$ KN /m³

✓ Acier $\gamma_b = 78,5$ KN /m³

I.3.6 Hypothèse de calcul

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance du béton à la traction est négligée.

- Le raccourcissement du béton est limité à :

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

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

- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.

- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :

✓ Le béton en compression.

✓ L'acier en traction et en compression.

I.3.6.1 Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99. P83)

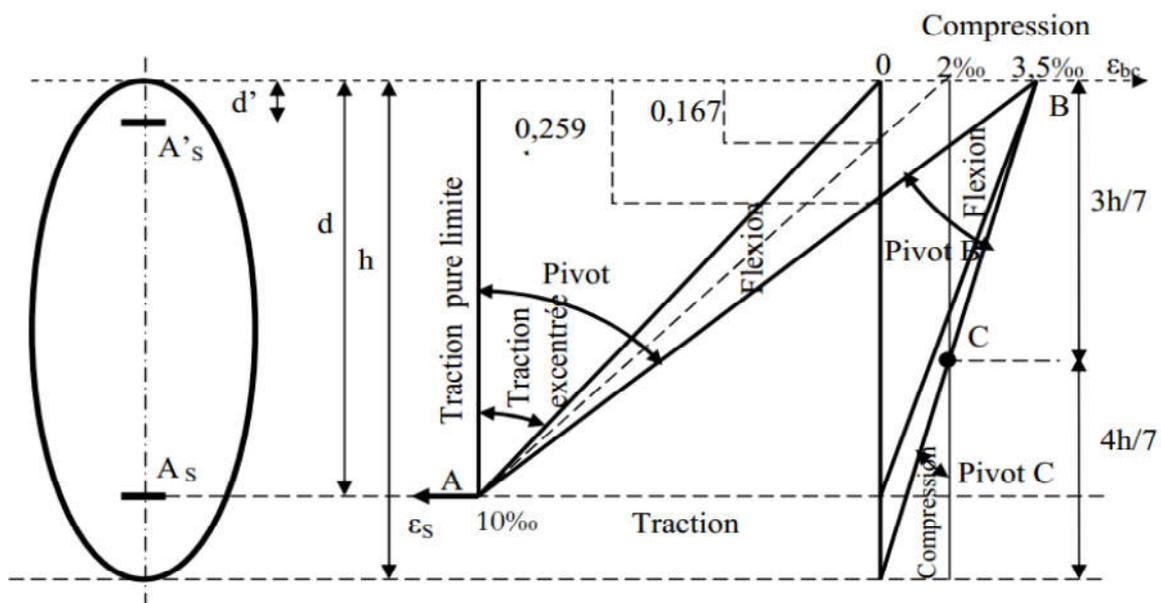


Figure I.8 : Diagramme des déformations limitées de la section : règle des trois pivots

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

✓ **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰ .

L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

✓ **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

✓ **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \times AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \times AB = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2)$ donc : $\alpha = 0,167$

Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.

La flexion simple ou composée avec armatures tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la

✓ **Flexion composée** :

La flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$) admet le pivot B.

✓ **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$.

La compression simple ou composée admet le pivot C.

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

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

✓ **En résumé** :

- **Pivot A** : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

I.3.7. Hypothèse de calcul

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

$$\sigma_{bc} = E \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_{bc}$$

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

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

I.3.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

✓ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

✓ Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : G + Q

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

$$G + Q \pm E \quad G : \text{charge permanente.}$$

$$G + Q 1,2 \pm E \quad \text{avec} \quad Q : \text{charge d'exploitation.}$$

$$0,8 G \pm E \quad E : \text{effort de séisme}$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

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.

II.2. Prédimensionnement des planchers

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent est déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.2.1. Plancher en corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Prédimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

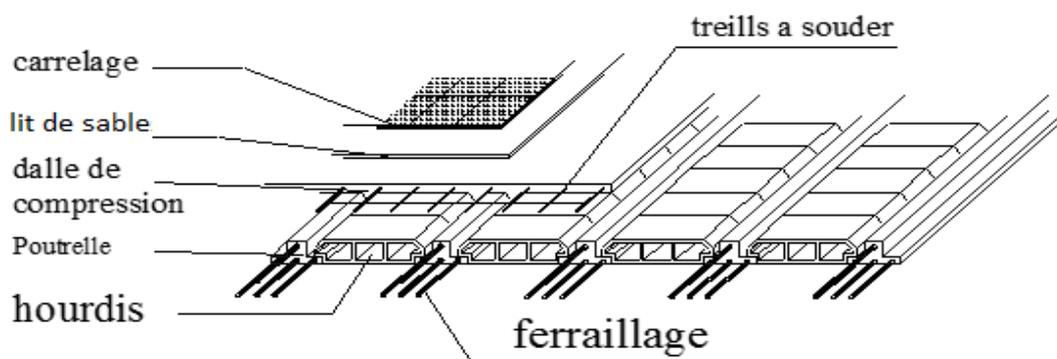


Figure II.1. Dalle en corps creux.

On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers «ht », il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{ht}{L_{max}} \geq \frac{1}{22.5} ;$$

L_{max} : La portée entre nus d'appuis des poutres principales.

h_t : hauteur totale du plancher.

Tableau II.1. L'épaisseur des dalles

	L_{max}	L_{max} /22,5	ht	Le choix
Bloc A	3.35-0,3=3.05m	13.55cm	20cm	4 cm : dalle de compression 16 cm : corps creux
Bloc B	4.00-0,3=3.70m	16.44cm	20cm	
Bloc C	3.35-0,3=3.05m	13.55cm	20cm	

✓ **Résistance au feu**

- e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu.
- e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu.
- e=15 cm : pour quatre (03) heures de coup de feu.

✓ **Isolation phonique**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm (e ≥16 cm)

II.3. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Les charges permanentes

✓ **Plancher terrasse (inaccessible)**

Tableau II.2. Les charges permanentes de plancher terrasse(inaccessible)

(DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m²	
1-Gravillon de protection(e=4cm)	0,20x4=	0,80
2-Système multicouche (e=2cm)	0,12	0,12
3- forme de pente en béton (5cm)	22x0,05=	1,10
4-Isolation thermique à liège (e=4cm)	0,04x4=	0,16
5- plancher à corps creux +dalle de compression (16+4)	2.8	2,80
6-Enduit en plâtre (e=2cm)	0.10x2=	0,20
7-Chappe flottante asphalte (e=2,5cm)	0,5	0,50
La charge permanente	G=∑Gi=	5,68
La surcharge d'exploitation	Q=	1,00

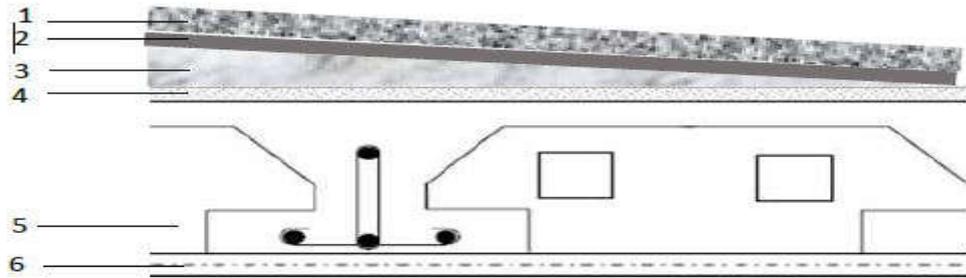


Figure II-2 : Composants d'un plancher terrasse (inaccessible)

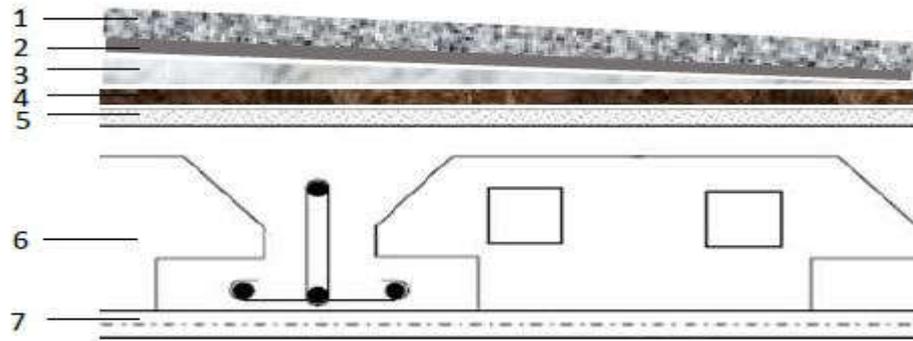


Figure II-3 : Composants d'un plancher terrasse (accessible)

Tableau II.3-plancher terrasse accessible a usage commercial (2eme étage)

(DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-revetement en carrelage (2cm)	2x0.2	0,40
2-Mortier de pose (2cm)	2x0.2	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)	0.17x2	0,34
4-Plancher à corps creux (16+4)	2.80	2,80
5-enduit en plâtre (2cm)	0.1x2	0,20
6-cloison en briques creuses	9x0.1	0,90
La charge permanente	$G=\sum Gi$	5.04
La surcharge d'exploitation	Q	2.5

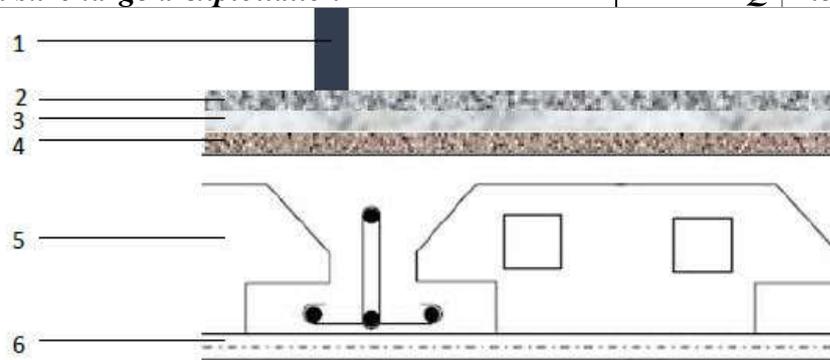


Figure II-4 : Composants d'un plancher terrasse (accessible)

CHAPITRE II *Prédimensionnement des éléments structuraux*

Tableau II.4- *-plancher étage courant a usage d'habitation*

(DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
2-revetement en carrelage (2cm)	2x0.2	0,40
3-Mortier de pose (2cm)	2x0.2	0,40
4-Sable fin pour mortier (2cm)	0.17x2	0,34
5-Plancher à corps creux (16+4)	2.80	2,80
6-enduit en plâtre (2cm)	0.1x2	0,20
1-cloison en briques creuses	9x0.1	0,90
La charge permanente	$G=\sum Gi$	5.04
La surcharge d'exploitation	Q	1.5

Tableau II.5- *Murs de façade (extérieur) :*

(DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	2x0.18=	0,36
Parois en brique creuse extérieur(e=15cm)	9x0.15=	1,35
Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9x0.10=	0,90
Enduit intérieur en en ciment(e=1,5cm)	1.50x0.18=	0,27
	$G=\sum Gi$	2.88

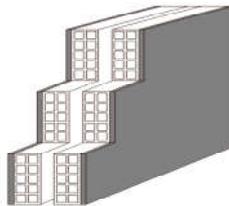


Figure II-5 : *Mur extérieur*

Tableau II.6- *Murs intérieur*

(DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
Enduit extérieur en ciment (e=1,5cm)	1.5x0.18=	0,27
Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9x0.10=	0,90
Enduit intérieur en en ciment(e=1,5cm)	1.5x0.18=	0,27
$G=\sum Gi$		1.44

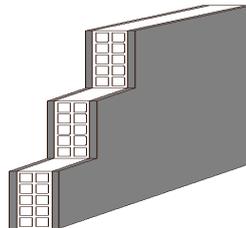


Figure II-6 : *Mur simple cloison*

✓ **Acrotère**

$$G_a = [(0.10 \times 0.60) + (0.08 + 0.1) + 0.5 \times (0.2 \times 0.1)] 25.00$$

$$G_a = 1.95 \text{ KN/m}^2$$

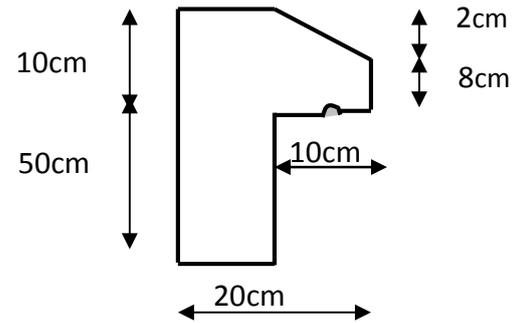


Figure : II.7- Schéma de l'acrotère

Tableau II.7-Dalle pleine (étage d'habitation)

(DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-revetement en carrelage (2cm)	2x0.2	0,40
2-Mortier de pose (2cm)	2x0.2	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)	0.17x2	0,34
5-Dalle plein 0,15cm	0.15x25	3,75
6-enduit en plâtre (2cm)	0.1x2	0,20
7-cloison en briques creuses (10cm)	9x0.1	0,90
La charge permanente.....		5.99
La surcharge d'exploitation.....		1.5

Tableau II.8-Dalle pleine (étage commercial)

(DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-revetement en carrelage (2cm)	2x0.2	0,40
2-Mortier de pose (2cm)	2x0.2	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)	0.17x2	0,34
5-Dalle plein 0,15cm	0.15x25	3,75
6-enduit en plâtre (2cm)	0.1x2	0,20
7-cloison en briques creuses (10cm)	9x0.1	0,90
La charge permanente	G=∑Gi	5.99
La surcharge d'exploitation..	Q	2.5

II.3.2 charge d'exploitation (récapitulation)

Tableau II.9 Charge d'exploitation (récapitulation)

Plancher terrasse	$Q_t = 1,00 \text{ KN/m}^2$
Plancher a usage d'habitation	$Q_t = 1.50 \text{ KN/m}^2$
Plancher a usage commercial	$Q_t = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.10 Charge permanente (récapitulation)

Niveaux	Charge partielle (KN/m ²)	Charge cumulée (KN/m ²)
Terrasse	5,68	5,68
10 étages	5,04	10,72
09	5,04	15,76
08	5,04	20,80
07	5,04	25,84
06	5,04	30,88
05	5,04	35,92
04	5,04	40,96
03	5,04	46,00
02	5,04	5,68
01	5,04	10,72
R.D.C	5,04	15,76

$$\begin{aligned} \sum 0 &= s_0 \\ \sum 1 &= s_0 + s_1 \\ \sum 2 &= s_0 + 0,95(s_1 + s_2) \\ \sum 3 &= s_0 + 0,90(s_1 + s_2 + s_3) \\ \sum 4 &= s_0 + 0,85(s_1 + s_2 + s_3 + s_4) \\ &\dots \\ &\dots \\ \sum n &= s_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n s_i \end{aligned}$$

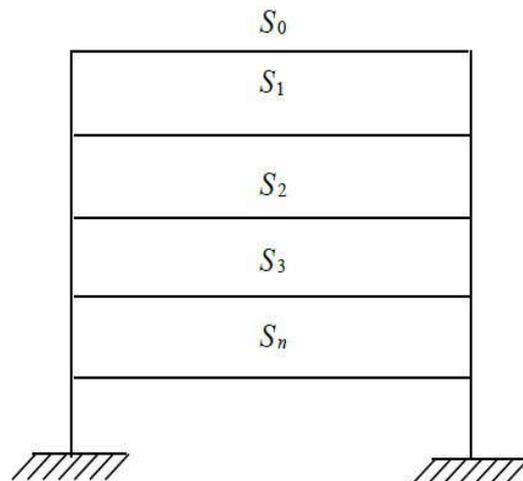


Figure : II.8- loi de dégression de la surcharge d'exploitation

II.3.3 Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Soit q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages **1,2,3...n** numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

CHAPITRE II Prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.11 La dégression des charges par niveau

Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1
10	$Nq_1=q_0+q_1$	2.500
09	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.850
08	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.050
07	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.100
06	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.000
05	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.750
04	$Nq_7=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.500
03	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9.250
02	$Nq_9=q_0+0.66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	10.667
01	$Nq_{10}=q_0+0.65 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	12.050
R.D.C	$Nq_{11}=q_0+0.64 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10}+q_{11})$	13.409

II.4. Prédimensionnement des éléments structuraux

II.4.1- Pré dimensionnement des poutres

II.4.1.1 Définition

Les poutres de notre structure sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires **S**, 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 le **BAEL 91 révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**. D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

II.4.1.2 Les poutres principales

Elles reçoivent les charges transmises par les Poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles relient les poteaux et elles supportent la dalle.

D'après les règles de **BAEL 91 révisée 99** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3 d \leq b \leq 0.4 d$$

Avec :

h_t : hauteur total de la poutre

b : largeur de la poutre

L : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

d : hauteur utile.

Les poutres principales : **L_{max} = 4,80 m**

Bloc A et B

✓ **Sens longitudinal**

$$\begin{cases} L = 480 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{cases} \begin{cases} 32.00 \text{ cm} \leq h_t \leq 48.00 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t = 43.20 \text{ cm} \\ 12.96 \text{ cm} \leq b \leq 17.28 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend **h_t = 45 cm** et **b = 30 cm**

D'après le **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principaux : **A = (30x45) cm²**

II.4.1.3 Les poutres secondaires (Chaînages)

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1

$$\begin{cases} L = 4.00 \text{ m} \\ d = 0.9 h_t \end{cases} \begin{cases} 26.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 40.00 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t = 31.50 \text{ cm} \\ 09.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.06 \text{ cm} \end{cases} \begin{array}{l} \text{On prend } \mathbf{h_t = 35 \text{ cm}} \\ \text{On prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t / b < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc en prend la section des poutres **secondaires : A = (30x35) cm²**

Poutres principales : (30x45) cm²

Poutres secondaires : (30x35) cm²

II.4.2- Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime (**N_u = 1,35G + 1,5Q**), cette

charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Structures comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ($Nu = 1,1Nu$).

II.4.2.1 Etapes de Prédimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Pour chaque poteau on considère :
 - Son poids propre.
 - La charge du plancher qu'il supporte.
 - Le poids propre des poutres qu'il supporte.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.

On procède une descente de charge pour le poteau et on détermine l'effort Nu .

- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

- **Bloc A et C**

La surface du plancher revenant aux poteaux de différents étages :

$$S = 4.80 \times 3.35 = 16,08 \text{ m}^2.$$



Figure II-9- Le poteau le plus sollicité du plancher (Bloc A et C)

On a 3 types de coffrages :

- **Type 1**: de l'étage 8 jusqu'à la terrasse
- **Type 2** : du 4^{ème} étage jusqu'à la 7^{ème} étage
- **Type 3** : RDC jusqu'à 3^{ème} étage



Figure II-10 :
Schématisation du
Poteau étudié

II.4.2.2 Prédimensionnement des poteaux de type 01:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \quad ; \quad G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps})$$

n: le nombre de niveaux en dessus du poteau.

- **plancher terrasse** : $G \times S = 6.08 \times 16.08 = 97.77 \text{ KN}$

- **plancher étage courant**:

$$n \times G \times S = 2 \times 5.04 \times 16,08 = 162.09 \text{ KN}$$

$$G_{pp} = 3 \times (0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,80) = 48.60 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 3 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3.35) = 26.38 \text{ KN.}$$

$$G = 334.84 \text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G = 1,1G = 368.32 \text{ KN}$$

$$Q = 5.05 \times 16.08 = 81.20 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 67,45 = 89.32 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 \times 334.84 + 1,5 \times 89.32 = 586.02 \text{ KN}$$

$$N_u = \mathbf{586.32 \text{ KN}}$$

Détermination de "a" :

✓ **Vérification de flambement**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290 \quad a$$

L_f : longueur de flambement
 i : rayon de giration
 B : section des poteaux
 λ : L'élanement du poteau
 I : moment d'inertie de la section par rapporte a passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On a: $L_0 = 3,06 \text{ m}; \quad L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 214,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{0,290a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,20}{0,289.50} = 14,82cm$$

On prend : a = 40 cm

Détermination de " b " :

Selon les règles du **B.A.E. L91**, l'effort normal ultime **Nu** doit être :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

B_r: section réduite

$$B_r = (40-2)(b-2) = 38 \cdot (b-2)$$

A_s : section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 8\% [38(b-2)] = 0,304(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant le coefficient en fonction de λ.

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{0,289.40} = 18,53 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(18,53/50)^2]$$

$$\alpha = 0,83$$

$$f_{c28} = 25MPa ; \quad f_e = 400MPa ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,83 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25 \cdot 10}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,304(b-2) \cdot 400 \cdot 10}{1,15} \right]$$

$$b \geq \frac{61987 + 13113}{6556,5} = 11,45cm$$

Donc : on prend **b = 40 cm.**

✓ **Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 40cm > 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 40cm > \frac{h_e}{20} = \frac{360}{20} = 18cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : a = b = 40 cm

II.4.2.3 Pré dimensionnement des poteaux de type 2:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps})$$

n : le nombre de niveaux en dessus du poteau

Plancher terrasse :

$$G \times S = 6.08 \times 16.08 = 97.77 \text{ KN}$$

Plancher étage courant:

$$n \times G \times S = 6 \times 5.04 \times 16,08 = 486.26 \text{ KN}$$

$$G_{pp} = 7 \times (0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,80) = 113.40 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 7 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3.35) = 61.56 \text{ KN.}$$

$$G = 758.99 \text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G = 1,1G = 834.88 \text{ KN}$$

$$Q = 8.50 \times 16.08 = 136.68 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 136.68 = 150.35 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 \times 834.88 + 1,5 \times 150.35 = 1352.62 \text{ KN}$$

$$N_u = 1352.62 \text{ KN}$$

Détermination de « a »:

✓ **Vérification de flambement:** on fait les mêmes étapes:

$$L_0 = 3,06 ; \quad L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 2,142 \text{ cm.}$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14,82 \text{ cm.}$$

On prend : **a = 45cm.**

Détermination de « b » :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime **N_u** doit être :

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

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (45-2) \cdot (b-2) = 43 \cdot (b-2)$$

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{zone II.}$$

$$A_s = 0,8\% \cdot [43(b-2)] = 0,344(b-2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289.45} = 16,47 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda / 35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{16,47}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,81.$$

$$N_u \leq 0,81 \left[\frac{43(b-2)25.10}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,344(b-2).400.10}{1,5} \right].$$

$$N_u \leq 7419,18.b - 14386,08.$$

$$b \geq \frac{140586 + 14386,08}{7419,18} = 20,89 \text{ cm}.$$

On prend : **b = 45 cm.**

✓ **Vérification des conditions du R.P.A 99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 45 \text{ cm} > \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc: **a = b = 45cm.**

II.4.2.4 Prédimensionnement des poteaux de type 3 :

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps})$$

n : le nombre de niveaux en dessus du poteau

Plancher terrasse : $G \times S = 6.08 \times 16.08 = 97.77 \text{ KN}$

Plancher étage courant: $n \times G \times S = 08 \times 5.04 \times 16,08 = 648.35 \text{ KN}$

Plancher à dalle pleine: $n \times G \times S = 02 \times 5.99 \times 16,08 = 192.64 \text{ KN}$

$$G_{pp} = 11 \times (0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,80) = 178.20 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 11 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3.35) = 96.73 \text{ KN}.$$

$$G = 1213.69 \text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G = 1,1G = 1335.05 \text{ KN}$$

$$Q = 11.5 \times 16.08 = 184.92 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 184.92 = 203.41 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 \times 1335.05 + 1,5 \times 203.41 = 1352.62 \text{ KN}$$

$$N_u = 2107.44 \text{ KN}$$

Détermination de "a" :

✓ **Vérification de flambement :**

On doit les mêmes étapes :

$$\text{On a : } L_f = 0,7L_0 = 0,7 \cdot 374 = 261,8 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{261,8}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{261,8}{50 \cdot 0,289} \Rightarrow a \geq 18,12 \text{ cm}$$

On prend : **a = 50 cm.**

Détermination de **b** :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime N_u doit être

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r x f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2 ; \quad B_r = 48(b-2) \quad , \quad A_s = 0,8\%B_r = 0,8\% \cdot 48 \cdot (b-2) = 0,384 \cdot (b-2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{261,8}{0,289 \cdot 50} = 18,31.$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{18,31}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,806.$$

$$N_u \leq 0,806 \left[\frac{48(b-2)25 \cdot 10}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,384(b-2)400 \cdot 10}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 8241b - 16482.$$

$$\text{Donc : } b \geq \frac{2442,39 + 16482}{8241} = 31,64 \text{ cm.}$$

Donc on prend : **b = 50 cm**

✓ **Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 50\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 50\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < a/b = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a= b= 50cm**

✓ **Récapitulation du Bloc A et C** : Le tableau suivant résumé les dimensions des poteaux constituant notre structure pour le Bloc A et C.

Tableau II.12 : résumé les dimensions des poteaux(Bloc A et ,C)

Niveau	Section de poteau (cm ²)
R.D.C	50x50
01	50x50
02	50x50
03	50x50
04	45x45
05	45x45
06	45x45
07	45x45
08	40x40
09	40x40
10	40x40

Bloc

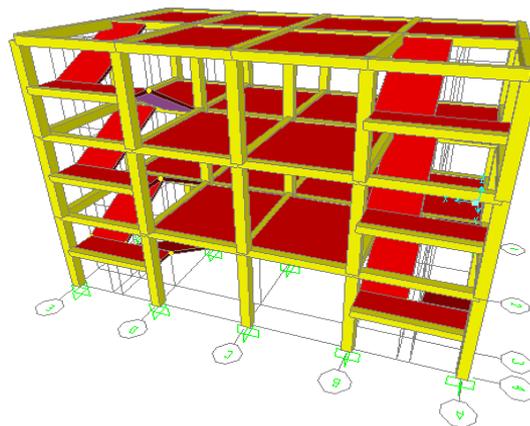


Figure II.11 plan 3D de bloc B

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (**poteau central**).
 La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas;La surface afférente est donnée par: $S=4.80 \times 4.00 =19.20 \text{ m}^2$.D'après **R.P.A.99 Révisées en 2003** article 7.4.1

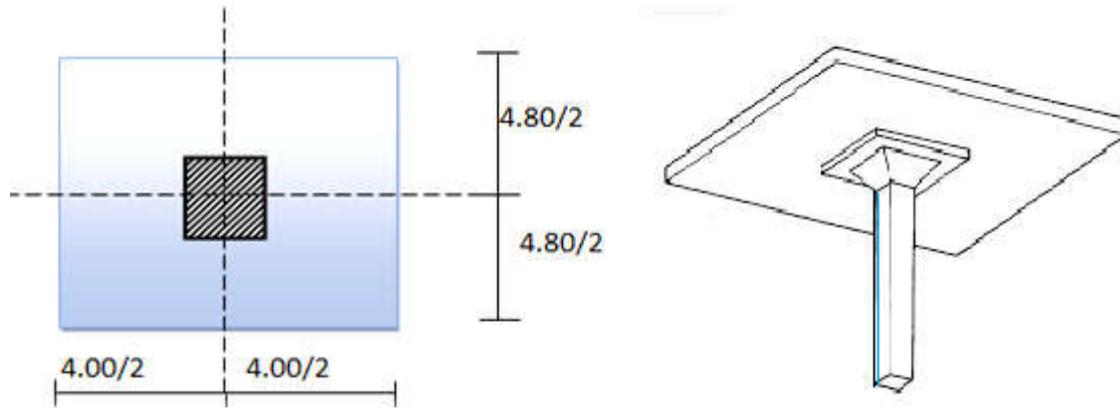


Figure II.12 Le poteau le plus sollicité du plancher

II.4.2.5 Pré dimensionnement des poteaux de type 04:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q ; G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps})$$

n : le nombre de niveaux en dessus du poteau

Plancher terrasse : $G \times S = 6.08 \times 19.20 = 116,74 \text{ KN}$

Plancher étage courant : $n \times G \times S = 2 \times 5.99 \times 19.20 = 230,02 \text{ KN}$

$$G_{pp} = 3 \times (0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,80) = 48.60 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 3 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3.35) = 26.38 \text{ KN.}; \quad G = 421,73 \text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G = 1, 1.G = 463,91 \text{ KN} ; \quad Q = 4.33 \times 20.19 = 87,42 \text{ KN} ; \quad N_Q = 1,1 \times 67,45 = 96,16 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 \times 463,91 + 1,5 \times 96,16 = 770,52 \text{ KN} ; \quad N_u = 770,52 \text{ KN}$$

Détermination de "a" :

✓ **Vérification de flambement :**

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290 a$$

}

- L_f : longueur de flambement
- i : rayon de giration
- B : section des poteaux
- λ : L'élancement du poteau
- I : moment d'inertie de la section par rapporte a passant par son centre de

On a: $L_0 = 4.08 \text{ m}; L_f = 0,7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m} = 286.00 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{286.00}{0,290a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{286.00}{0,289.50} = 19.79cm$$

On prend : **a = 40cm**

Détermination de "b":

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

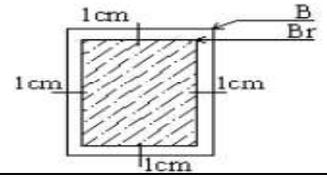


Figure II-13: Section réduite du Poteau rectangulaire

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2 \quad ; \quad B_r: \text{section réduite} \quad ; \quad B_r = (40-2)(b-2) = 38 \cdot (b-2)$$

$$A_s = \text{section d'armature longitudinale} \quad ; \quad A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 8\% [38(b-2)] = 0,304(b-2) \text{ cm}^2 \quad ; \quad \alpha: \text{étant le coefficient en fonction de } \lambda.$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{286.00}{0,289.40} = 24.74 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] \quad ; \quad \alpha = 0,85 / [1 + 0,2(24.74/50)^2] \quad ; \quad \alpha = 0,81$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400\text{MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,81 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25 \cdot 10}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,304(b-2) \cdot 400 \cdot 10}{1,15} \right]$$

$$b \geq \frac{61987 + 13113}{6556,5} = 11,41cm$$

Donc : on prend **b = 40cm**.

✓ **Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 40cm > 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 40cm > \frac{h_e}{20} = \frac{360}{20} = 18cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a = b = 40 cm**

II.5 Récapitulation du Bloc B :

Le tableau suivant résumé les dimensions des poteaux constituant notre structure pour le **Bloc B**.

Tableau II.13: résumé les dimensions des poteaux (Bloc B)

<i>Niveau</i>	<i>Section de poteau (cm²)</i>
R.D.C	40x40
01	40x40
02	40x40

Chapitre III :
Etude des planchers

III.1. Etude des planchers

III.1.1. Introduction

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (**plancher infiniment rigide**).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- **Facilité et rapidité d'exécution.**
- **Plus légère que la dalle pleine.**
- **Economie.**
- **Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.**

III.1.2 Dimensionnement du plancher

Suite au précédent chapitre « chapitre II : pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pu déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une **surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$)**. On a approprié un seul type de plancher:

Plancher à corps creux (16+4) dans tous les étages:

- **16 cm : corps creux**
- **4 cm : dalle de compression**

III.1.2.1 Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

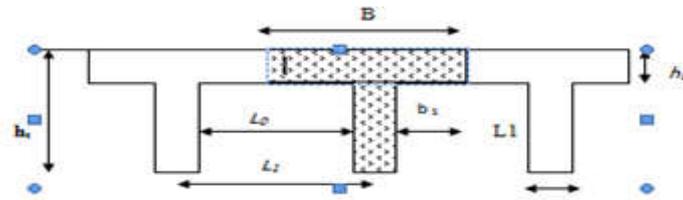


Figure III.1 plancher en corps creux

✓ Calcul de la largeur (b) de la poutrelle pour les Bloc A et C:

On a :

h_t :	Hauteur De La Nervure	$h_t = 16 + 4 = 20\text{cm}$
h_0 :	Hauteur De La Dalle De Compression	$h_0 = 4\text{cm}$
b_0 :	Largeur De La Nervure	$b_0 = 12\text{cm}$
l_0 :	$= 2 \times b_1$	$L_0 = 2 \times b_1$
L :	La Largeur Max	$L = 4.80\text{m}$
B :	Largeur De La Dalle	$B = 2b_1 + b_0$
h_t :	La Hauteur Du Plancher	20cm

Selon les règles **B.A.E.L91** la largeur de la dalle de compression « **B** » est déterminé comme suit :

$L = 4.80\text{ m}$ $L_1 = 65\text{cm}$ $B = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5\text{cm} \\ b_0 \leq 4.80 / 10 = 48.00\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32\text{ cm} \end{cases}$$

Soit $b_1 = 26,5\text{cm}$. De (1) $\Rightarrow B = 2(26,5) + 12 = 65\text{cm}$.

✓ Calcul de la largeur (b) de la poutrelle pour le Bloc B

h_t :	Hauteur De La Nervure	$h_t = 16 + 4 = 20\text{cm}$
h_0 :	Hauteur De La Dalle De Compression	$h_0 = 4\text{cm}$
b_0 :	Largeur De La Nervure	$b_0 = 12\text{cm}$
l_0 :	$= 2 \times b_1$	$L_0 = 2 \times b_1$
L :	La Largeur Max Des Poutrelles	$L = 4.00\text{ m}$
B :	Largeur De La Dalle	$B = 2b_1 + b_0$
H_t :	La Hauteur Du Plancher	20cm

Selon les règles**B.A.E.L91**

La largeur de la dalle de compression « B » est déterminé comme suit :

$$L = 4.00 \text{ m} \quad L_1 = 65 \text{ cm} \quad B = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_1 - b_0) \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65 - 12)/2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_0 \leq 4.00/10 = 40.00 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit $b_1 = 26,5 \text{ cm}$; De (1) $\Rightarrow B = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$.

III.1.2.2 Méthode de calcul

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les poutrelles :

- 1. La méthode forfaitaire**
- 2. La méthode des trois moments**
- 3. La méthode de Caquot**

✓ **-Méthode forfaitaire**

Le règlement **BAEL 91** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, cette dernière est applicable si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
2. Le moment d'inertie des sections est constant dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est de : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

✓ **Application de la méthode**

-Les moments

- M₀** Moment maximal dans la travée indépendante
- M_t** Le Moment maximale dans la travée étudiée
- M_w** Le Moment sur l'appuis gauche du travée
- M_e** Le Moment sur l'appuis droite du travée
- α Le rapport suivant : $\alpha = Q / (G + Q)$

Les valeurs absolues des moments sur les appuis sont comme suivies :

01-Cas de deux travées :

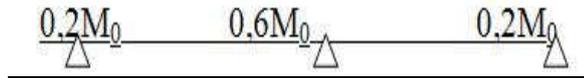


Figure III.2 plancher a deux travées

02-Cas de trois travées :



Figure III.3 plancher a trois travées

03-Cas de plus de trois travées



Figure III.4 plancher plus de trois travées

Conditions à satisfaire pour les moments **Mt**, **Mw** et **Me**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3)M_0 \\ 1,05M_0 \end{cases}$$

Pour travée de rive.

$$M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0$$

Pour travée intermédiaire.

$$M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0$$

✓ **Efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{QL}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{QL}{2} \quad \checkmark$$

Méthode de trois moments (Methode RDM)

On applique cette méthode si la 4^{ème} condition n'est pas

vérifié (la condition de fissuration) , dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments , elle est définie par la formule suivante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i+l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6S_{i-1} /l_i - 6S_{i+1} /l_{i+1}.$$

Avec $S_0=S$ xa

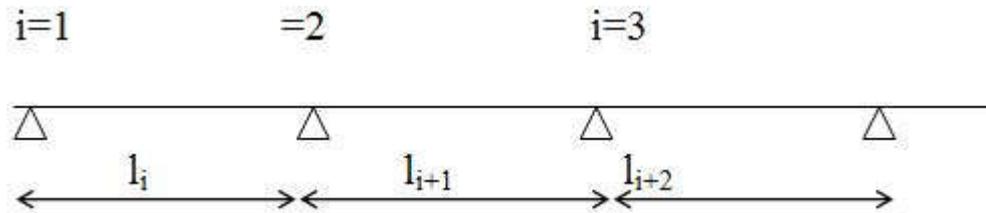


Figure III.5 Méthode de trois moments

- l_i , l_{i+1} : Les portées entre les appuis
- M_{i-1} , M_i , M_{i+1} : Sont les moments aux appuis
- S : Représente l'aire du diagramme du moment
- a : La distance entre le **cg** de l'aire de diagramme et l'appui

Pour un diagramme parabolique, c'est-à-dire pour une poutre uniformément chargée

Après résoudre les équations on trouve les moments, puis on trace le diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant

✓ **Calcul des poutrelles Bloc A et C**

- Plancher étage courant (3^{ere} au 10^{eme} étage)

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

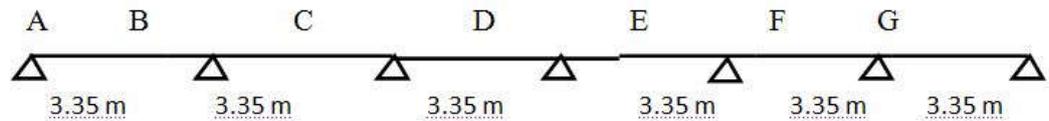
- | | |
|--|----------|
| 1- Fissuration N'est Pas Préjudiciable | Vérifiée |
| 2- Poutrelle A Inertie Constante | Vérifiée |
| 3- Charge D'exploitation : $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/M}^2)$. | |
| $G=5,04 \text{ KN/M}^2$, $Q=1,50 \text{ KN/M}^2$, $Q=1,50 < 2G = 10,08 \text{ KN/M}^2$ | Vérifiée |
| 4 - Le Rapport Des Portées Successives Est De : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ | Vérifiée |

$G = 5,04 \times 0,65=3,28 \text{ KN/ml}$

$Q = 1,50 \times 0,65=0,98 \text{ KN/ml}$

Pour ce plancher on a deux types de poutrelles.

- Type: 01



- Type: 02

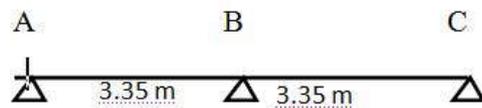


Figure III.6 types des poutrelles

✓ **Calcule Des Poutrelles Type 01**

Les Sollicitation:

E.L.U.R $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 0,65 = 5,90 \text{ KN/ml}$

E.L.S. $q_{ser} = (G + Q) 0,65 = 4,26 \text{ KN/ml}$

- $\alpha = Q/(G+Q) = 0,23$
- $1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,07
- $(1,2 + 0,3 \alpha)/2 = 0,63$ (travée de rive)
- $(1 + 0,3 \alpha)/2 = 0,53$ (travée intermédiaire)

Travée de rive : $M_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2]. \\ [(1,2 + 0,3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$

Travée intermédiaire : $M_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2].M_0 \end{array} \right.$

✓ **Moment isostatique**

$M_0 = q_t \cdot L^2/8 = 5.90(3,35)^2/8 = 8.27 \text{ KN.m}$

✓ **Moments sur appuis:**

- $M_A = 0,2M_{0AB} = 1.65 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4.14 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 3.31 \text{ KN.m}$
- $M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 3.31 \text{ KN.m}$
- $M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 3.31 \text{ KN.m}$
- $M_F = 0,5 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 4.14 \text{ KN.m}$

Tableau III.1-Les moments sur appuis.

Appuis	A	B	C	D	E	F	G
$K_1 \cdot M_{0i}$	$-0,2M_{01}$	$-0,5M_{01}$	$-0,4M_{01}$	$-0,4M_{02}$	$-0,4M_{02}$	$-0,5M_{01}$	$-0,2M_{01}$
M_a	-1,65	-4,14	-3,31	-3,31	-3,31	-4,14	-1,65

✓ Moments en travée:

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,07M_0. \\ 1,05M_0. \end{cases}$$

✓ Travée AB et FG : (travées de rive)

$$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.2 M_0 + 0.5 M_0)/2 = 5.95 \text{ KN.m} \quad \text{On prend } M_t = 5.95 \text{ KN.m.}$$

$$M_t \geq 0,63 \times M_0 = 5.25 \text{ KN.m}$$

✓ Travée BC et EF : (travées intermédiaires)

$$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.5 M_0 + 0.4 M_0)/2 = 5.12 \text{ KN.m} \quad \text{On prend } M_t = 5.12 \text{ KN.m.}$$

$$M_t \geq 0,63 \times M_0 = 4.42 \text{ KN.m}$$

✓ Travée CD et DE : (travées intermédiaires)

$$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.4 M_0 + 0.4 M_0)/2 = 5.54 \text{ KN.m} \quad \text{On prend } M_t = 5.54 \text{ KN.m.}$$

$$M_t \geq 0,63 \times M_0 = 4.42 \text{ KN.m}$$

✓ L'effort tranchant:

Travée (AB):

$$T_E = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2 = 9.14 \text{ KN}$$

$$T_E = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2 = 10.62 \text{ KN}$$

Travée (BC):

$$T_E = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2 = 10.13 \text{ KN}$$

$$T_E = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2 = 9.63 \text{ KN}$$

$$T_E = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2 = 10.13 \text{ KN}$$

Travée (FG):

$$T_E = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2 = 10.62 \text{ KN}$$

$$T_E = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2 = 9.14 \text{ KN}$$

Travée (CD):

$$T_E = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2 = 9.88 \text{ KN}$$

$$T_E = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2 = 9.88 \text{ KN}$$

Travée (DE):

$$T_E = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2 = 9.88 \text{ KN}$$

$$T_E = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2 = 9.88 \text{ KN}$$

Travée (EF):

$$T_E = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2 = 9.63 \text{ KN}$$

Tableau III.2: récapitulatif des résultats obtenus

Type	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S				
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	
01	A-B	3.35	8.27	5,95	1,65	4,14	9,14	-	10,62	5,98	4,30	1,20	2,99
	B-C	3.35	8.27	5,12	4,14	3,31	10,13	-9,63	5,98	3,70	2,99	2,39	
	C-D	3.35	8.27	5,54	3,31	3,31	9,88	-9,88	5,98	4,00	2,39	2,39	
	D-E	3.35	8.27	5,54	3,31	3,31	9,88	-9,88	5,98	4,00	2,39	2,39	
	E-F	3.35	8.27	5,12	3,31	4,14	9,63	-	10,13	5,98	3,70	2,39	2,99
	F-G	3.35	8.27	5,95	4,14	1,65	10,62	-9,14	5,98	4,30	2,99	1,20	
02	A-B	3.35	8.27	5,54	1,65	4,96	8,89	-	10,87	5,98	4,00	1,20	3,59
	B-C	3.35	8.27	5,54	4,96	1,65	10,87	-8,89	5,98	4,00	3,59	1,20	

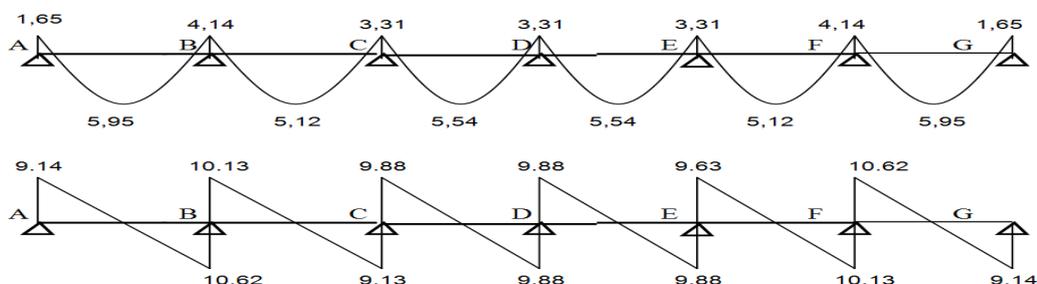


Figure : III.7- les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 01 »

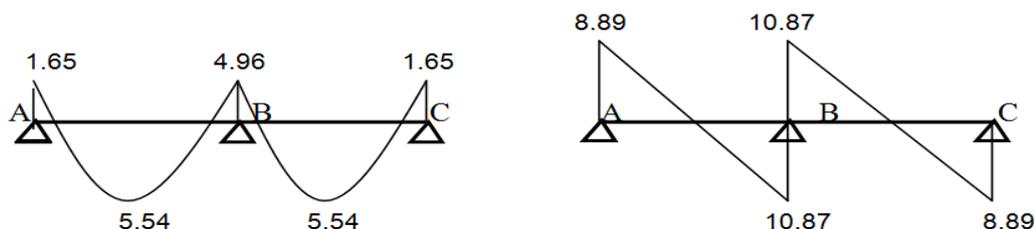


Figure : III.8 les courbes des moments et des efforts tranchants « poutrelles Type 02 »

✓ Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU.R)

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendra les fibres inférieures, et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

-Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

-Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

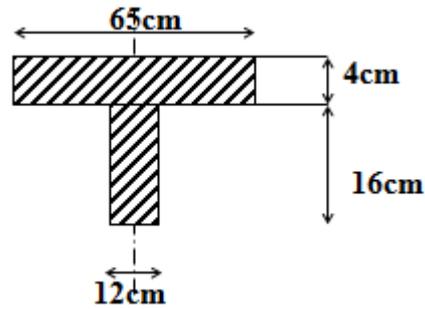


Figure : III.9 poutrelles en sections « T »

✓ **Données :**

- Largeur de la poutrelle **b= 65cm.** ; Largeur de la section **b0=12cm.**
- La hauteur de la section **ht=20cm.** ; La hauteur de la section **h0=4cm.**
- Hauteur utile des aciers tendus **d=0,9h=18cm** ; Contrainte des aciers utilisés **fe=400 Mpa**
- Contrainte du béton à 28 jours **fc28=25 Mpa** ; Contrainte limite de traction du béton **ft28=2,1Mpa.**
- Fissuration peu préjudiciable

✓ **Plancher étage courant (3eme au 10eme étage):**

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mt max} = 5.95 \text{ KN.m} \\ \text{Ma max} = 4.96 \text{ KN.m} \\ \text{Tmax} = 10.87 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mt max} = 4.30 \text{ KN.m} \\ \text{Mappuimax} = 3.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des armatures longitudinales à (E.L.U):

✓ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure on calcule le moment équilibre par la table « **Mt** »

$$\text{Mt} = b h_0^2 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mtmax} = 5.95 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (65 x20) cm² soumise à Mt max=5.95KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.95 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,019 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,019 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,99$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.95 \cdot 10^3}{0,9825 \cdot 18 \cdot 348} = 0.96 \text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en Tê):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V'^2$$

$$V' = ht - V$$

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

$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{cm}$$

$$I = 12 \cdot (20)^2 / 3 + (65 - 12) \cdot (4)^3 / 3 - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2$$

$$I = 15475,55 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: As cal=0.9cm²> Amin=0,36 cm²..... **Condition vérifiée.**

Le choix: 2T10 =1.57 cm².

✓ **Sur Appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b0 xh)=(12x20)cm²

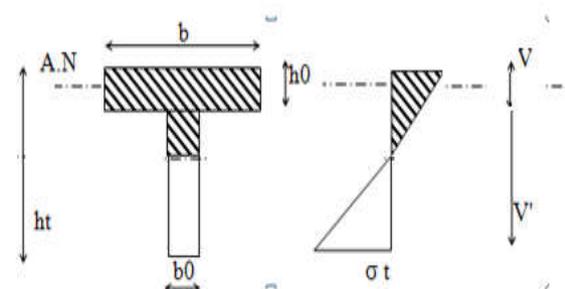


Figure : III.10 poutrelles en sections « T »

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{4.96 \cdot 10^3}{1417 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,0196 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0196 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,99$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.96 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 0,8 \text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en Tê):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{cm}^2$$

Donc: $A_s \text{ cal} = 1,57 \text{cm}^2 > 0,8 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Le choix: **2T10 = 1,57 cm².**

✓ **Vérification des contraintes à L.E.S :**

-Plancher étage courant : Mser=4.30kN.m

✓ **Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$\text{cm } b=65 \text{cm} ; \eta = 15 ; A'=0 , 32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 1,57(d-y) = 0.$$

y=3,27cm L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \cdot 1,57 \cdot (18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{cm}^4.$$

✓ **Calcul des contraintes :**

1)- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{4.3010^3}{5867.30} \cdot 3,27 = 2.40MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 2.40MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Remarque: cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

✓ **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

- L'effort tranchant maximal Tmax=10.87Kn

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{10.87 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,50MPa$$

✓ **Fissuration peu préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = 0,50MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,25MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(en utilise des étrier perpendiculaire à la ligne moyenne)

✓ **Les armatures transversales At:**

$$\Phi_t \leq \min(h / 35 ; b_0 / 10 ; \Phi_L) \quad \text{en " mm "}$$

$$\Phi_t \leq \min(200 / 35 ; 120 / 10 ; 8) = 5,71 \approx 6mm .$$

on adopte : $\Phi_t = 6mm .$

✓ **Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d ; 40cm) \\ St &\leq \min(16,2 ; 40cm) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20cm$$

✓ **La section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h / 2) - 0,3 k \cdot f_{tj}^*}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

f_{tj}* =min (2,1; 3,3 Mpa)=2,1 Mpa , (α =90°)⇒ sinα +cos α = 1 , fe=235 Mpa ; δs=1,15

$$\tau_u (h / 2) = \frac{T_u (h / 2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant Tu(h/2) par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} [X-(h/2)]}{X}$$

on calcul la distance "X":

Tmax=10.87KN

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q.L}$$

$$X = 3.35/2 + (4.96 - 1.65) / 5.90 \cdot 3.35 = 1.84\text{m}$$

$$h/2 = 0.2/2 = 0.1\text{m}$$

$$X - (h/2) = 1.84 - 0.1 = 1.74\text{m}$$

Donc: $T_u(h/2) = 10.87 \cdot 1.74 / 1.84$

$$T_u(h/2) = 9.69\text{kN}$$

D'où: $\tau_u(h/2) = (9.69/10 - 3) / (0.12 \cdot 0.18) = 0.45\text{ MPa}$

$$\tau_u(h/2) = 0.45\text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0.45 - 0.3 \cdot 1.2 \cdot 1) \cdot 12}{0.9 \cdot \frac{235}{1.15}} = 1.17 \cdot 10^{-2}\text{ cm} \dots \dots (01)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0.4\text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0.45}{2}; 0.4\text{ Mpa} \right) = 0.4\text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0.4 \times b_0}{fe} = \frac{0.4 \times 12}{235} = 0.02\text{ cm} \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0.020\text{ cm}$ on prend **St=15 cm**

$$2\phi 6 = 0.56\text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow At \geq 0.02 \cdot 15 = 0.306\text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 6 = 0.56\text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ St}=15\text{ cm}$$

-Zone nodale : $St \leq \min(10\Phi L,; 15\text{cm})$; $St \leq 10\text{cm}$

-Zone courante: $St \leq 15\text{cm}$; $St=15\text{cm}$

On adopte $\begin{cases} St=10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ St=15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

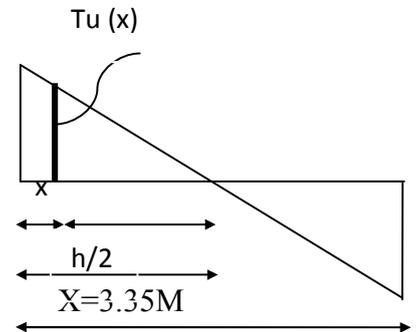


Figure III.11 triangles semblables

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 10,87 \text{ kN} ; M_{appui} = 4,96 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{4,96}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 30,61 \text{ kN} > T_u = 10,87 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieure ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bête d'about : la contrainte de compression dans la bielle est:

a: la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte de la faite que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de **45°** donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2 T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2 T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 14,03 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,0175 \text{ m} = 1,75 \text{ cm}$$

a = min (a' ; 0,9 d) ; a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 > 1,75 cm...condition vérifiée.

-Les armatures :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{user} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{user} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψs: coefficient de cisaillement

ψs=1,5 pour H.A

T: l'effort tranchant max

T=14,03 kN

n : nombre des armatures longitudinaux tendus **n=3 ; μ :** périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm} ; \tau_{user} = 10,87 \times 103 / (2 \times 31,4 \times 162) = 1,06 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_{user} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ; \tau_{user} = 1,06 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit "**Ls**" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre **Ø** pour équilibrer une contrainte d'adhérence **τs**. La contrainte d'adhérence **τs** est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5) 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$; ϕ : Diamètre d'une barre égale **1cm** ; $L_s = 1.400 / 4.2, 835 = 35,27$ cm. ; Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35$ cm

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que $r = 5,5\phi = 5,5.1 = 5,5$ cm.

✓ **-Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,0571 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,0571 > \frac{4,30}{15 \cdot 5,97} = 0,0480 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,00726 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

✓ **Plancher (RDC-2 étage) Bloc A et C (étage commercial)**

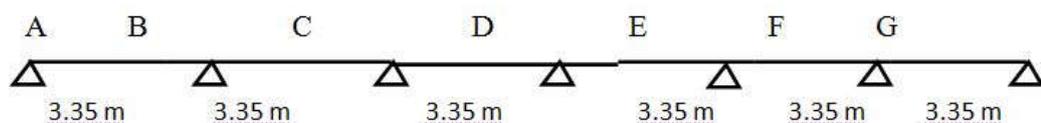
- 1- Fissuration n'est Pas Préjudiciable** Vérifiée
- 2- Poutrelle A Inertie Constante** Vérifiée
- 3- Charge D'exploitation : $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/M}^2)$.**
- $G=5,04 \text{ KN/M}^2, Q=2,50 \text{ KN/M}^2, Q=2,50 < 2G = 10,08 \text{ KN/M}^2$ Vérifiée
- 4 - Le Rapport Des Portées Successives Est De : $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$** Vérifiée

G = 5,04 x 0.65=3.28 KN/ml

Q = 2,50 x 0.65=1,63 KN/ml

-Types des poutrelles :

- **-Type: 01**



- **-Type: 02**

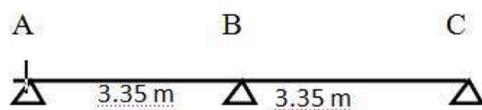


Figure III.12 Types des poutrelles

Il s'agit d'un plancher a étage de service dont la charge d'exploitation est différente de celle du plancher d'étage d'habitation, a cet effet les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

Tableau III.3 récapitulatif des résultats obtenus pour plancher étage de service

Type	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M0	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M0	Mt	Mw	Me
01	A-B	3.35	9,64	7,23	1,93	4,82	10,65	12,38	6,89	5,16	1,38	3,44
	B-C	3.35	9,64	6,26	4,82	3,86	11,80	11,22	6,89	4,47	3,44	2,76
	C-D	3.35	9,64	6,75	3,86	3,86	11,51	11,51	6,89	4,82	2,76	2,76
	D-E	3.35	9,64	6,75	3,86	3,86	11,51	11,51	6,89	4,82	2,76	2,76
	E-F	3.35	9,64	6,26	3,86	4,82	11,22	11,80	6,89	4,47	2,76	3,44
	F-G	3.35	9,64	7,23	4,82	1,93	12,38	10,65	6,89	5,16	3,44	1,38
02	A-B	3.35	9,64	6,75	1,93	5,78	10,36	12,66	6,89	4,82	1,38	4,13
	B-C	3.35	9,64	6,75	5,78	1,93	12,66	10,36	6,89	4,82	4,13	1,38

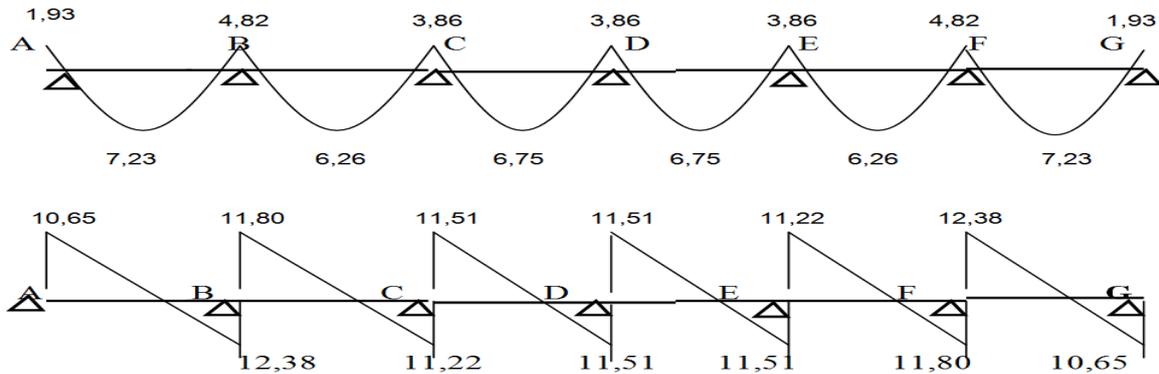


Figure III.13 les courbes des moments et des efforts tranchants Plancher Etage Commercial en ELUR « Bloc A et C »

Les sollicitations maximales calculs sont:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 7,23 \text{KN.m} \\ M_a \text{ max} = 5,78 \text{KN.m} \\ T_{\text{max}} = 12,66 \text{KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 5,16 \text{KN.m} \\ M_a \text{ max} = 4,13 \text{KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Le calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELUR)

Le Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

-En travée :

Plancher de service (RDC-1 ETAGE)

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_t \max = 7,23 \text{KN.m} \\ M_a \max = 5,78 \text{KN.m} \\ T_{\max} = 12,66 \text{KN} \end{array} \right. \quad E.L.S \left\{ \begin{array}{l} M_t \max = 5,16 \text{KN.m} \\ M_a \max = 4,13 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U)**

En travée :

On calcule le moment équilibre par la table « Mt »

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{KN.m}$$

$$M_{t \max} = 7,23 \text{KN.m} < 58,95 \text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b x h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t \max} = 7,23 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,23 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,0286 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0,985$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,23 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en T)**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V' = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 15475,55 \text{ cm}^4 ; V' = h_t - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_s \text{ cal} = 1,17 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**. Le choix: **2T10=1,57 cm²**.

✓ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,78 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,0191 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\mu = 0,0191 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,78 \cdot 10^3}{0,912 \cdot 18 \cdot 348} = 1,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{sc} = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée.

on prend ; Le choix: : **2T10=1,57 cm²**

III.2. Vérification des contraintes à L.E.S :

Plancher (étage commercial) : M_{ser}=5,16KN.m

✓ **Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le **centre de gravité** de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,26 \text{ cm}^2 . ; 32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 1,57 \cdot (d - y) = 0 ; 32,5 \cdot y^2 + 23,5y - 423,9 = 0$
 $y = 3,27 \text{ cm} ; y = 3,27 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

✓ **Le moment d'inertie**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2 .$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2 .$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

1)- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{5,16 \cdot 10^3}{5867,30} \cdot 3,27 = 2,87 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque: cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

2)-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal **T_{max}=12,38 KN.m**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,38 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,57 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration peu préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

(en utilise des étrier perpendiculaire à la ligne moyenne)

✓ **-Les armatures transversales At:**

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en " mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

on adopte: $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

✓ **-Calcul des espacements : $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$;**

✓ $St \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq 16,20 \text{ cm}$

✓ **La section des armatures transversales**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$; $(\alpha=90^\circ) \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$; $f_e = 235 \text{ Mpa}$; $\delta_s = 1,15$

$$\tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant **Tu(h/2)** par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u (h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

on calcul la distance "X":

Tmax=12,387KN

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 3,35/2 + (4,82 - 1,93)/6,87 \cdot 3,35 = 1,80 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 1,80 - 0,1 = 1,70 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } Tu(h/2) = 12,38 \cdot 1,7/1,80 = 11,69 \text{ KN}$$

$$Tu(h/2) = 11,69 \text{ KN}$$

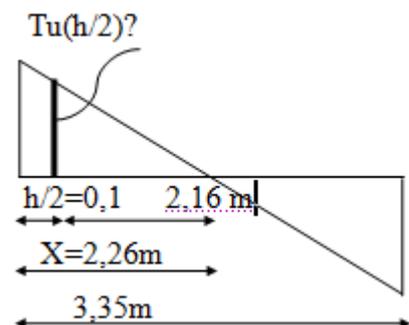


Figure III.14 triangles semblables

D'où: $\tau_u(h/2) = (11,69 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,54 \text{ MPa}$

$\tau_u(h/2) = 0,54 \text{ MPa}$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,54 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,00587 \text{ cm} \dots\dots$$

(*) \Rightarrow

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,60}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,012 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,012 \text{ cm}$

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

$\Rightarrow At \geq 0,012 \cdot 15 = 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}; S_t = 15 \text{ cm}$

-Zone nodale :

$S_t \leq \min(10\Phi L,; 15\text{cm}) ; S_t \leq 10\text{cm}$

-Zone courante: $S_t \leq 15\text{cm}$ donc $S_t = 15\text{cm}$

On adopte $\left\{ \begin{array}{ll} S_t = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis .: $T_u = 12,38\text{KN}; M_{appui} = 5,78 \text{ KN.m}$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{5,78}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 35,68\text{KN} > T_u = 13,45\text{KN}$$

Les armatures longitudinales inférieure ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille d'about : La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 13,45 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,017m = 1,70 \text{ cm}$$

a = min (a' ; 0,9 d) ; a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 cm > 1,70 cm.....condition vérifiée.

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$\tau_{user} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{user} = \psi_s \cdot f_{t28}$; $\tau_{user} = 12,38 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 2 \times 10^2 = 1,21 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_{user} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$; $\tau_{user} = 1,21 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{user} = 3,15 \text{ Mpa}$condition vérifiée

-Ancrage des armatures tendues : La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime. $\tau_s = 0,6 \psi_s \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5) 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

La longueur de scellement droit $L_s = \sigma_{fe} / 4\tau_s$; $L_s = 1.400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm}$.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre **b = 35cm**. Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que $r = 5,5\sigma = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm}$.

Vérification de la flèche : Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{335} = 0,0597 > 0,0444 \right)$	Condition.	vérifiée
$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{335} = 0,0597 > \frac{5,16}{15 \cdot 9,64} = 0,0356 \right)$	Condition	vérifiée
$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,00727 < \frac{3,6}{2} = 0,009 \right)$	Condition	vérifiée

plancher terrasse (inaccessible): Bloc A et C

Vu que la première condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est à dire la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (**cas du plancher terrasse**), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments dite méthode RDM**

$G = 5,68 \times 0,65 = 3,69 \text{ KN/ml}$ $Q = 1,00 \times 0,65 = 0,6 \text{ KN/ml}$

-Types des poutrelles :Voire Figure III.16 Types des poutrelles

✓ **Le calcul se fait selon la formule:**

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend **A-B** et **B-C**

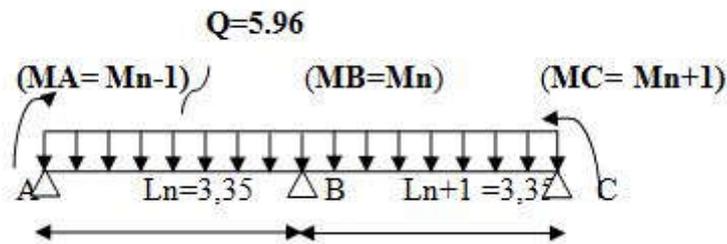


Figure : III.15 deux travées adjacentes

Partie AB:

$M_{0AB} = Ql^2/8 = 8.3608 \text{ KN.m}$; $a_n = b_n = 1.68$; $S_n = 2/3 \cdot L_n$. $M_{0AB} = 18.67$

Partie BC: $M_{0BC} = Ql^2/8 = 8.3608 \text{ KN.m}$; $a_{n+1} = b_{n+1} = 1.68$

$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1}$. $M_{0BC} = 18.67$

Donc (1) $\Rightarrow 3.35 \cdot M_A + 2(3.35 + 3.35) \cdot M_B + 3.35 M_C = -6[(18.67 \cdot 1.68 / 3.35) + (18.67 \cdot 1.68 / 3.35)]$

Avec: $M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -1.67 \text{ KN.m} = M_C$; $13.4 M_B + 3.35 M_C + 106.76 = 0 \dots\dots\dots (\alpha)$

$13.4 M_B = -101.16$; $M_B = -7.43 \text{ KN.m}$;

$T_w = 6,66 \text{ KN}$; $T_e = -10,62 \text{ KN}$

Méthode des trois moments: pour le plancher terrasse les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

Tableau III.4 - récapitulatif des résultats obtenus

Type	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M0	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M0	Mt	Mw	Me
01	A-B	3.35	8.36	4.33	1.67	6.65	8.52	11.44	6.10	4.69	1.22	6.84
	B-C	3.35	8.36	2.42	6.65	5.30	10.36	9.61	6.10	2.44	6.84	5.40
	C-D	3.35	8.36	2.86	5.30	5.70	9.87	10.10	6.10	2.93	5.40	5.85
	D-E	3.35	8.36	2.86	5.70	5.30	10.10	9.78	6.10	2.93	5.85	5.40
	E-F	3.35	8.36	2.42	5.30	6.65	9.61	10.36	6.10	2.44	5.40	6.84
	F-G	3.35	8.36	4.33	6.65	1.67	11.44	8.52	6.10	4.69	6.84	1.22
02	A-B	3.35	8.36	4.01	1.67	7.43	8.26	11.70	6.10	2.92	1.22	5.41
	B-C	3.35	8.36	4.01	7.43	1.67	11.70	8.26	6.10	2.92	5.41	1.10

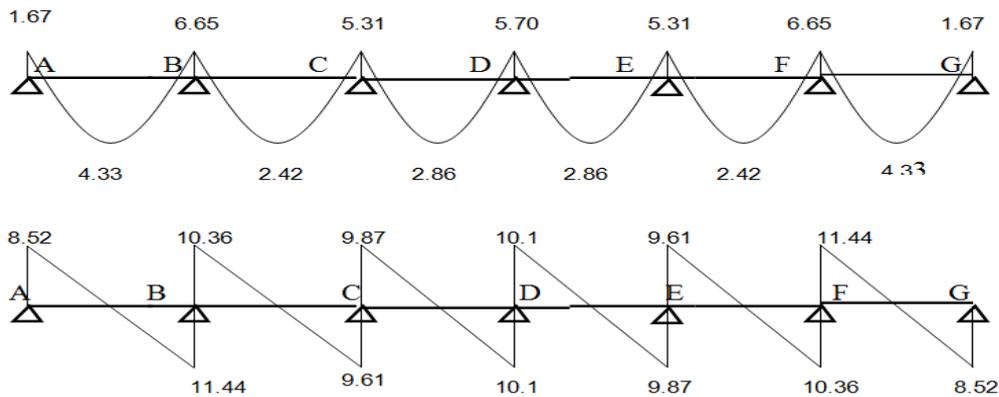


Figure : III.16 les courbes des moments et des efforts tranchants Plancher terrasse en ELUR

« Bloc A et C »

-Plancher terrasse inaccessible

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Mt max} = 4.33\text{KN.m} \\
 \text{Ma max} = 7.43\text{KN.m} \\
 \text{Tmax} = 11.44\text{KN}
 \end{array} \right. \\
 \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Mt emax} = 4.69\text{KN.m} \\
 \text{Ma max} = 6.84\text{KN.m}
 \end{array} \right.
 \end{array}
 \right.
 \end{array}$$

On calcule le moment équilibre par la table « **Mt** »

$$\mathbf{Mt} = bh_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95\text{KN.m}$$

$$\mathbf{Mt_{max}} = 4,33\text{KN.m} < 58,95\text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (65 x20) cm² soumise à

$$\mathbf{Mt_{max}} = 4,33\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4,33 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,0172 \quad \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0172 \quad \text{--- Tableau ---} \rightarrow \beta = 0,991$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,3310^3}{0,991 \cdot 18 \cdot 348} = 0,7 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en T)**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V'^2$$

$$V' = ht - V$$

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

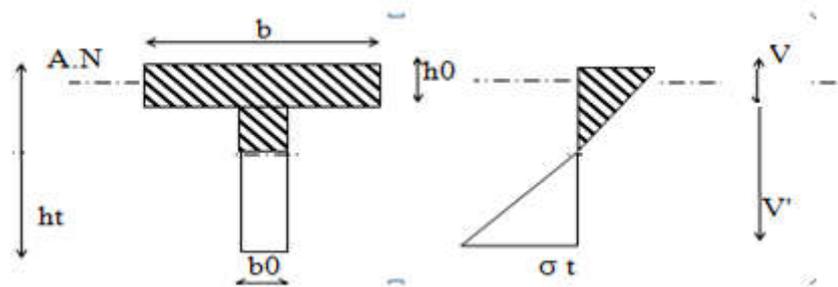


Figure : III.17 poutrelles en sections « T »

$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2 [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot (20)^2 / 3 + (65 - 12) \cdot (4)^3 / 3 - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2 ; I = 15475,55 \text{ cm}^4$$

$$V' = h_t - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 0,70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.** Le choix: 2T10 = $2,07 \text{ cm}^2$.

Sur appuis : La section de calcul est une section rectangulaire de dimension

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,43 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,0294 \quad \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0294 \quad \text{--- Tableau ---} \rightarrow \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,84 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 1,2 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (section en T)**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20,6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 1,2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T10 = 1,57 cm².

III.3 -Vérification des contraintes à L.E.S : Mser=4,69KN.m

✓ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

b = 65cm ; η = 15 ; A' = 0 , A = 2,26cm². ; 32,5.y² - 15.1,57. (d-y) = 0 ; 32,5.y² + 23,5y - 423,9 = 0
y = 3,27 cm ; y = 3,27cm < 4cm ⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

✓ **Le moment d'inertie**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2 .$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2 .$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes

✓ **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{4,69 \cdot 10^3}{5867,3} \cdot 3,27 = 3,61 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,61 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

✓ **Fissuration préjudiciable**

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{4690}{5867,3} (18 - 3,27) = 176,61 MPa$$

$$\sigma_{st} = 176,61 MPa \quad \pi \quad \bar{\sigma}_{st} = 202 MPa \dots\dots\dots \text{condition ..vérifiée}$$

✓ **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal **Tmax=11,70 KN**.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11,7 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,54 MPa$$

✓ **Fissuration préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 MPa) = 3,25 MPa .$$

$$\tau_u = 0,54 MPa \quad \pi \quad \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

(en utilise des étrier perpendiculaire à la ligne moyenne)

Les armatures transversales At

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \quad \text{en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 8) = 5,71 \approx 6mm.$$

on adopte: $\Phi_t = 6mm.$

✓ **Calcul des espacements**

$$St \leq \min (0,9d ; 40cm) \left. \vphantom{St} \right\}$$

$$St \leq \min (16,2 ; 40cm) \quad St \leq 16,20cm$$

✓ **La section des armatures transversales**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable) ; $f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 MPa) = 2,1 MPa$

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$; $f_e = 235 MPa$; $\delta_s = 1,15$

$$\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant **Tu(h/2)** par la méthode des tringles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

on calcul la distance "X": $T_{\max}=11,70$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 3,35/2 + (7,43 - 1,67)/5,95 \cdot 3,35 = 1,96\text{m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1\text{m}$$

$$X - (h/2) = 1,96 - 0,1 = 1,86\text{m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 11,70 \cdot 1,86 / 1,96 = 11,10 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 11,10 \text{ KN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (11,10 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,51 - 0,3 \cdot 1,2) \cdot 12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,00783 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

✓ Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,51}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \frac{At}{St} \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend **St=15 cm**

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,306 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{St}=15 \text{ cm}$$

✓ **Zone nodale :** $St \leq \min(10\Phi L; 15\text{cm})$ $St \leq 10\text{cm}$

✓ **Zone courante:** $St \leq 15\text{cm}$ $St=15\text{cm}$

On adopte $\left\{ \begin{array}{l} St=10\text{cm} \\ \text{Zone nodale.} \end{array} \right.$

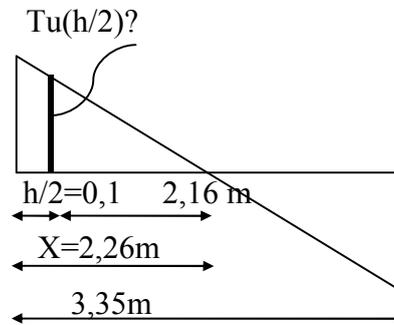


Figure III.18 tringles semblables

St= 15cm Zone courante.

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis : $T_u = 11,7\text{KN}$; $M_{appui} = 7,43 \text{ KN.m}$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{7,43}{0,9.18.10^{-2}} = 45,86\text{KN} > T_u = 14,03\text{KN}$$

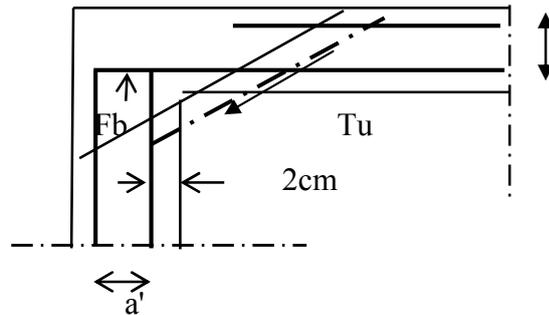
Les armatures longitudinales inférieure ne sont pas soumises à un effort de traction.

-**Compression de la bille d'about** : La contrainte de compression dans la bielle est

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0} \Rightarrow$$

a: la longueur d'appuis de la bielle



FigureIII 19. Compression de la bille d'about

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte de la faite que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &\leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \\ \frac{2T}{a.b_0} &\leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}} \\ \Rightarrow a &\geq \frac{2.11,7.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,0146\text{m} \\ &= 1,35\text{cm} \end{aligned}$$

A = min (a' ; 0,9 d)

a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 > 1,46cm.....condition vérifiée.

Les armatures :

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{user} = T/0,9d.\mu.n \leq \tau_{user} = \psi.s. f_{t28}$$

ψ s: coefficient de cisaillement $\psi s = 1,5$ pour H.A

T: l'effort tranchant max $T = 11,70\text{kN}$

n : nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 2$

μ : périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{user} = 11,70 \times 103 / (161 \times 31,4 \times 2) = 1,15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{user} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{user} = 1,15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{user} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Ancrage des armatures tendues**

La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s . La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5) 22,1 = 2,835 \text{ MPa. La longueur de scellement droit}$$

$$L_s = \phi f_e / 4\tau_s.$$

ϕ : Diamètre d'une barre égale **1cm**

$$L_s = 1.400 / 4.2, 835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre **b = 35cm** . Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que $r = 5,5\phi = 5,5.1 = 5,5 \text{ cm}$.

✓ **Vérification de la flèche :** Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{335} = 0,0597 > 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{335} = 0,0597 > \frac{4,69}{15.6,10} = 0,0512 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12.18} = 0,00727 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Plancher RDC (étage commercial) Bloc B : on à deux types de poutrelles.

1- Fissuration N'est Pas Préjudiciable Vérifiée

2- Poutrelle A Inertie Constante Vérifiée

3- Charge D'exploitation : $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/M}^2)$.

$G=5,04 \text{ KN/M}^2, Q=2,50 \text{ KN/M}^2, Q=2,50 < 2G = 10,08 \text{ KN/M}^2$ Vérifiée

4 - Le Rapport Des Portées Successives Est De : $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ Vérifiée

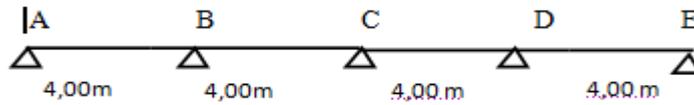
G = 5,04 x 0.65=3.28 KN/ml

Q = 2,50 x 0.65=1,63 KN/ml

$q_u=6,87 ; q_s=4,91$

-Types des poutrelles :

-Type: 01



-Type: 02

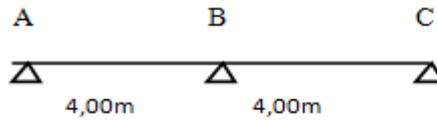


Figure III.20 Types des poutrelles

Pour le plancher étage les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

Tableau III.5: récapitulatif des résultats obtenus(RDC-) Bloc B

Type	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M0	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M0	Mt	Mw	Me
01	A-B	4,00	13,75	10,36	2,75	6,87	12,72	14,78	9,82	7,36	1,96	4,91
	B-C	4,00	13,75	8,93	6,87	5,50	14,09	13,40	9,82	6,38	4,91	3,93
	C-D	4,00	13,75	8,93	5,50	6,87	13,40	14,09	9,82	6,38	3,93	4,91
	D-E	4,00	13,75	10,30	6,87	2,75	14,78	12,72	9,82	7,36	4,91	1,96
02	A-B	4,00	13,75	9,62	2,75	8,25	12,37	15,12	9,82	6,87	1,96	5,89
	B-C	4,00	13,75	9,62	8,25	2,75	15,12	12,37	9,82	6,87	5,89	1,96

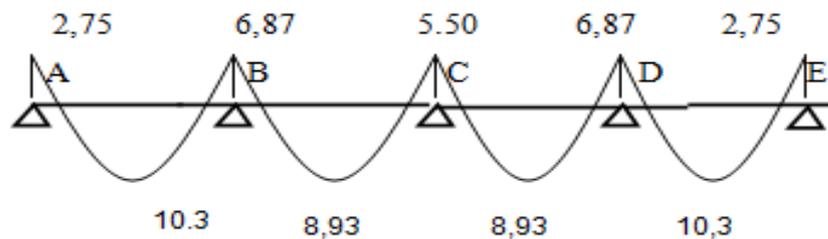


Figure III 21: la courbe des moments et des efforts tranchants Plancher « Bloc : B »

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mt max} = 10,36 \text{ KN.m} \\ \text{Ma max} = 8,25 \text{ KN.m} \\ \text{T max} = 15,12 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mt max} = 7,36 \text{ KN.m} \\ \text{Ma max} = 5,89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du ferrailage des poutrelles : (à l'ELUR) et Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

✓ **Plancher RDC (étage commercial) Bloc B**

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mt max} = 10,36 \text{ KN.m} \\ \text{Ma max} = 8,25 \text{ KN.m} \\ \text{T max} = 15,12 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mt max} = 7,36 \text{ KN.m} \\ \text{Ma max} = 5,89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des armatures longitudinales à(l'E.L.U.R):**

-En travée : On calcul le moment équilibre par la table « Mt »

$$\text{Mt} = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mt}_{\text{max}} = 10,30 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en **T** sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension **(bxht) = (65 x20) cm²** soumise à

$$\text{Mt}_{\text{max}} = 10,30 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1,67 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la flèche : Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{335} = 0,0597 > 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} .$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{335} = 0,0597 > \frac{5,16}{15 \cdot 9,64} = 0,0356 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,00727 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Plancher terrasse accessible (Bloc B)

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- | | |
|--|----------|
| 1- Fissuration Préjudiciable | Vérifiée |
| 2- Poutrelle A Inertie Constante | Vérifiée |
| 3- Charge D'exploitation : $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/M}^2)$. | |
| $G = 5,04 \text{ KN/M}^2, Q = 1 \text{ KN/M}^2, Q = 1 < 2G = 10,08 \text{ KN/M}^2$ | Vérifiée |
| 4 - Le Rapport Des Portées Successives Est De : $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ | Vérifiée |

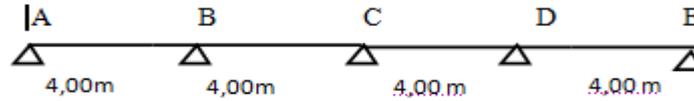
Vu que la **1er** condition de la méthode forfaitaire **n'est pas vérifiée** c'est à dire la **fissuration est préjudiciable** ou **très préjudiciable** (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments dite méthode RDM et la comparée avec les résultats obtenues par la méthode forfaitaire

$$G = 5,04 \times 0,65 = 3,28 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$$

Types des poutrelles :

-Type: 01



-Type: 02

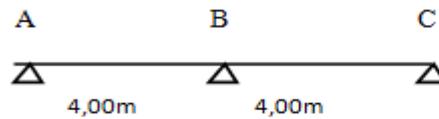


Figure III.22 Types des poutrelles

Pour le plancher terrasse les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

Tableau III.6- récapitulatif des résultats obtenus(terrasse -) Bloc B

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U					E.L.S				
			M0	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M0	Mt	Mw	Me
01	A-B	4,00	11,80	6,07	2,36	9,37	10,05	13,55	8,52	4,39	1,7	6,76
	B-C	4,00	11,80	3,54	9,37	7,14	12,36	11,24	8,52	2,56	6,76	5,16
	C-D	4,00	11,80	3,54	7,14	9,37	11,24	12,36	8,52	2,56	5,16	6,76
	D-E	4,00	11,80	6,07	9,37	2,36	13,55	10,05	8,52	4,39	6,76	1,7
02	A-B	4,00	11,80	5,64	2,36	10,52	9,76	13,84	8,52	4,07	1,7	7,60
	B-C	4,00	11,80	5,64	10,52	2,36	13,84	9,76	8,52	4,07	7,60	1,7

✓ Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 6,07 \text{KN.m} \\ M_a \text{ max} = 10,52 \text{KN.m} \\ T_{\text{max}} = 13,84 \text{KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 4,39 \text{KN.m} \\ M_a \text{ max} = 7,60 \text{KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

III.4-Vérification des contraintes à L.E.S :

$$M_{ser} = 4,39 \text{KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,07 \text{cm}^2. ; 32,5.y^2 - 15.1,57.(d-y) = 0$$

$32,5.y^2 + 23,5y - 423,9 = 0 \Rightarrow y = 3,69 \text{ cm} ; y = 3,27 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes :

1)- **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

✓ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

✓ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{4690}{5867,3} (18 - 3,27) = 176,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 176,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

**PLANCHER TERRASSE
PLANCHER ETAGE COURANT
PLANCHER R.D.C**

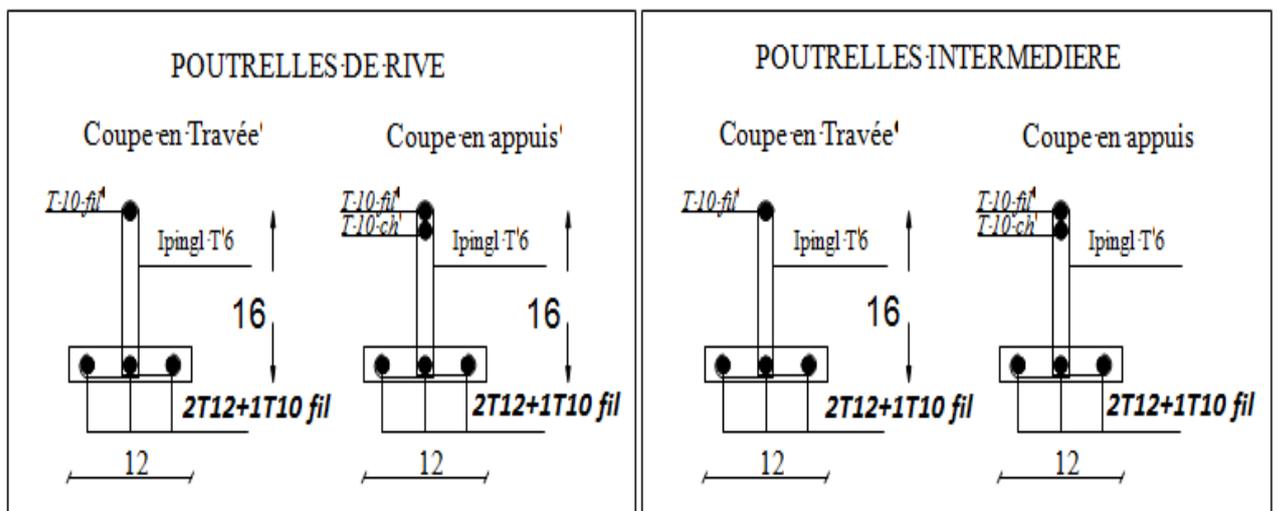


Figure III 23 : Ferrailage de la poutrelle de plancher

✓ **Dalle de compression :**

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm**, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser : **20cm (5.par m)** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles. **33cm (3.par m)** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

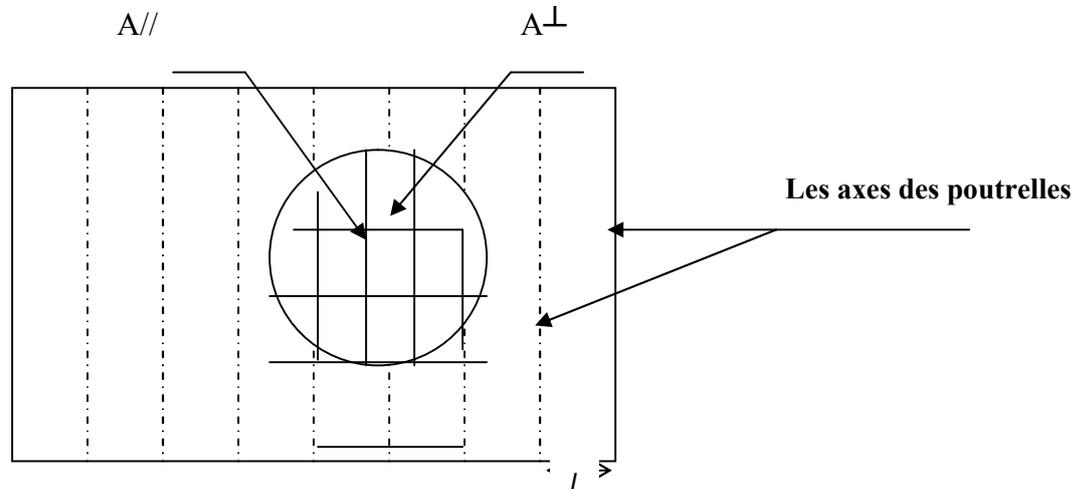


Figure III 24 : Ferrailage de la poutrelle de plancher

Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A^{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A^{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec: **l** : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A^{\parallel} \geq A^{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$f_e = 215 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A^{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A^{\perp} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A^{\parallel} \geq 2,51/2 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A^{\parallel} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend un quadrillage de section $5 \phi 8$ avec un espacement de 20 cm

✓ **Calcul de la dalle pleine:**

Etude du premier type de la dalle pleine (**Bloc A et C**)

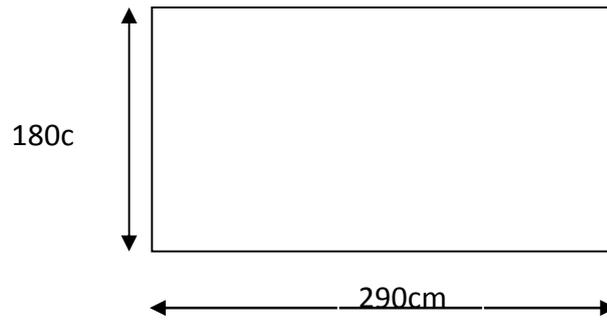


Figure III 25 : Dalle pleine premier type (Bloc A et C)

✓ **Prédimensionnement :**

On a :

$$\alpha = L_x/L_y = 180/290 = 0,62 > 0,4 \dots\dots\dots \alpha > 0,40$$

donc la dalle travaille suivant les deux directions.

✓ **Calcul l'épaisseur de la dalle (e)**

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$\Rightarrow 4cm \leq e \leq 4,5cm.$$

On prend e = 15cm

✓ **Descente de charge**

Tableau III.7- Descente de charge(DTR B.C.2.2)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-revetement en carrelage (2cm)	2x0.2	0,40
2-Mortier de pose (2cm)	2x0.2	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)	0.17x2	0,34
4-Planche dalle pleine 15cm	3,75	3.75
5-enduit en plâtre (2cm)	0.1x2	0,20
6-cloison en briques creuses	9x0.1	0,90
La charge permanente	G=∑Gi	5.99
La surcharge d'exploitation	Q	2,5

-Charge permanente G = 5,99KN/m². Charge d'exploitation Q = 2,5KN/m²

✓ **Combinaison de calcul à L.E.L.U :**

$$q = 1,35.G + 1,5.Q \Rightarrow q = 1,35. (5,99) + 1,5. (2,50) = 11,84KN/m^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur q = 11,84.1m = 11,84KN/m

✓ **Combinaison de calcul à L.E.L.S :**

$$q = G+Q \Rightarrow q = 5,99 + 2,5 = 8,49 KN/m^2$$

Pour une bande de 1m de largeur $q = 8,49 \times 1\text{m} = 8,49 \text{ KN/m}$.

✓ **Ferraillage de la dalle pleine à L.E.L.U :**

Le calcul de la dalle consiste d'étudier une bande de **1m** de largeur et de **15 cm** 'épaisseur

-Calculons les moments **M_x** suivant **L_x** ; **M_y** suivant **L_y**.

tel que :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L^2_x \quad \text{Avec : } \alpha = 0,62 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,0794$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \quad \nu = 0 \quad \Rightarrow \quad \mu_y = 0,3205$$

$$M_{0x} = 0,0794 \cdot 11,84 \cdot (1,8)^2 = 3,05 \text{ KN.m/mL}$$

$$M_{0y} = 0,3205 \cdot 3,05 = 0,98 \text{ KN.m/mL}$$

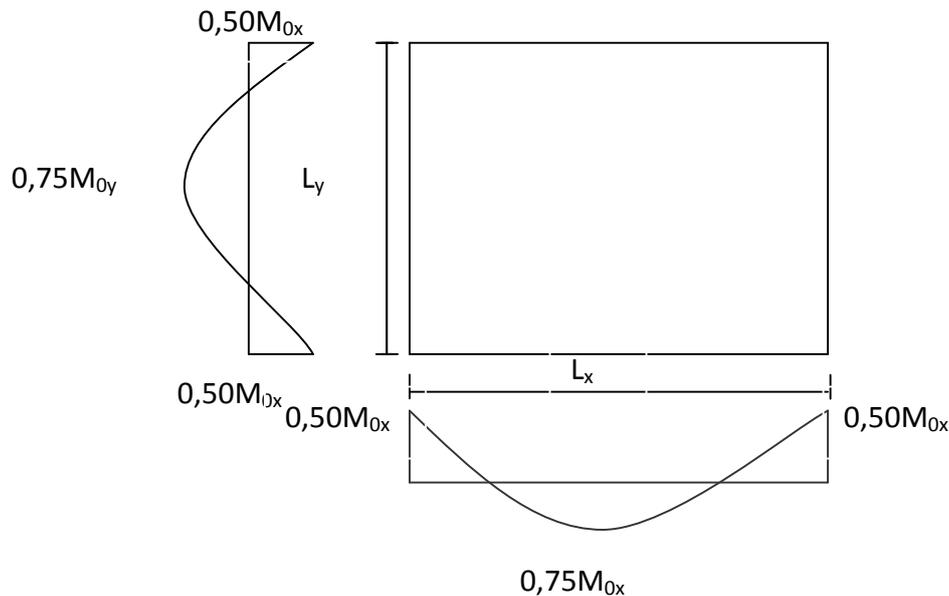


Figure III.26.- diagramme des moments.

Sollicitation dans un panneau de dalle intermédiaire

✓ **Les valeurs des moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} \quad \dots \dots \dots \quad M_{tx} = 0,75 \times 3,05 = 2,287 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} \quad \dots \dots \dots \quad M_{ty} = 0,75 \times 0,98 = 0,735 \text{ KN.m}$$

✓ **Les valeurs des moments sur appuis :**

$0,4 M_{0x}$: pour les appuis de rive.

Et: $0,5 M_{0x}$: pour les appuis intermédiaires.

Donc on prend : $Max = May = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 3,05 = 1,52 \text{ KN.m}$

a/ suivant L_x :

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,287 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,0088 < 0,392 \rightarrow \text{pivot } A \text{ et } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2,055 \cdot \mu}) = 0,0111$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,995$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot 348} = \frac{2,6 \cdot 10^3}{13,27 \cdot 348} = 0,489 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **En appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,52 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,00588 < 0,392 \rightarrow \text{pivot } A \text{ et } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,00737$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,997$$

$$A_a = 0,324 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **suivant Ly :**

✓ **En travée:**

$$\text{On a : } d_y = d_x - \left(\frac{\Phi_x + \Phi_y}{2} \right)$$

$$\text{On adopte } \Phi_x = \Phi_y = 10 \text{ mm}$$

$$d_y = 13,5 - 1 = 12,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,735 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,00284 < 0,392 \rightarrow \text{pivot } A \text{ et } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,00355$$

$$\beta = 0,9985$$

$$A_{ty} = 0,156 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **En appuis:**

$$A_{ay} = 0,324 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pourcentage minimal des armatures :

Diamètre : $\phi \leq (h_0 / 10)$ **D'où :** $\phi \leq 150 / 10$ **Et puis :** $\phi \leq 15 \text{ mm}$

- En travée :

✓ **Sens Ly :**

$A_y \text{ min} = 8 h_0$ (FeE 400) ; $A_y \text{ min} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; On prend $A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
=4T10

(Fissuration peu préjudiciable)

$$St=25\text{cm} ; St < \min(4h_0, 45\text{cm}) ; st < (50\text{cm}, 45\text{cm})$$

st < 45cm.....vérifiée

✓ **sens Lx:**

$$A_x \min = A_y \min \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) \quad \text{avec : } \alpha = 0,62; \text{ et } \alpha = L_x / L_y$$

$$A_x \min = 1.2 \left(\frac{3-0.62}{2} \right) = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x \min = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T12

(Fissuration peu préjudiciable)

$$St=25 ; S_{tx} \leq \min(3.h_0 ; 33 \text{ cm}) ; S_{tx} \leq \min(45 ; 33 \text{ cm}) ; S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{vérifiée}$$

- En appuis:

Sens Lx; sens Ly :

$$A_a \min = A_y \min \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) \quad \text{avec } \alpha = 0,62$$

$$A_a \min = 1.2 \left(\frac{3-0.62}{2} \right) = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_a \min = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend

$$A_{ax} = A_{ay} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = \mathbf{4T10St=25}$$

✓ **Les Vérifications :**

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On a : } \alpha = 0,62 > 0,4 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_x = q \cdot \frac{L_x \cdot 1}{2 \cdot \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} \\ V_y = P \cdot \frac{L_x}{3} \leq V_x \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 11,84 \cdot \frac{1,8}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,62}{2}} = 8,13 \text{ KN}$$

Donc : $V_{\max} = V_x = q.$

$$V_x = 8,13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{8,13 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5 \cdot 10^2} = 0,060 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa}$$

puisque :

$1 - \tau_u < \tau_{ultime}$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Arrêt des barres :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage totale F_{e400} ; $F_{c28} = 25$ MPa ; donc :

$$L_s = 400 \times 0.12 = 48 \text{ cm}$$

Cas des charges uniformes répartie .

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

Arrêt des barres sur appuis ($M_a = 0,5 M_0$)

$$L_1 = \max (L_s; \quad L_1 = \max (L_s; \frac{1}{4} (0.3 + \frac{M_a}{M_0}) L_x)$$

$$L_1 = \max (48\text{cm}; 80\text{cm}) \quad \text{donc } L_1 = 80 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s; L_1/2) = \max (48\text{cm} , 40\text{cm})$$

$$L_2 = 48 \text{ cm}$$

-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis.

A'raison d'une sur deux dans le cas contrainte; les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieure au $L/10$ a portée

$$L_x/10 = 180/10 = 18 \text{ cm}$$

- Vérification de la dalle à L'E.L.S:

La dalle à une bande de 1m et l'épaisseur $e = 15$ cm calculons les moments M_x suivant L_x ;

M_y suivant L_y .

tel que :

$$\begin{cases} \alpha = 0,62 \\ \nu = 0,2 \text{ (E.L.S)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0844 \cdot 8,49 \cdot (1,8)^2 = 2,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,4892 \cdot 2,18 = 1,13 \text{ KN.m}$$

-Les conditions d'appuis pour la dalle pleine sont encastrement (panneaux de rive).

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} \ ; \ M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} \ ; \ M_{tx} = 0,75 \cdot 2,32 = 1,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot 1,13 = 0,847 \text{ KN.m} \ ; \ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \cdot 2,32 = 1,16 \text{ KN.m.}$$

- Vérification des contraintes : - En travée: -sens lx :

-Détermination des y_1 . (Position de l'axe neutre)

$$M_{ser} = M_{tx} = 1,74 \text{ KN.m} \ ; \ A_x = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \ ; \ A' = 0.$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = 3,65 \text{ cm.}$$

-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d + y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot (3,65)^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (13,5 - 3,65)^2 = 7545,75 \text{ cm}^4.$$

-Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1,74}{7545,75 \cdot 10^{-8}} = 2305,93$$

- Calcul de σ_b :

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 2305,93 \cdot 10 \cdot 5 \cdot 3,65 = 0,84 \text{ MPa.} ; \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

-sens ly :

$$M_{ser} = M_{ax} = M_{ay} = 0,847 \text{ KN.m} ; y_1 = 3,12 \text{ cm} ; I = 6081,20 \text{ cm}^2 ; K = 1392,81$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,43 \text{ MPa.} ; \sigma_b = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

✓ **Vérification de la flèche :**

- Sens Lx: La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivantes n'est pas remplie.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{80} \\ \frac{M_t}{20 \cdot M_x} \end{array} \right. \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2 \text{ MPa}}{F_e} \end{array} \right.$$

Lx : La portée de travée entre nus ; **Lx = 1,80m.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{180} = 0,0833 > \max(0,0375 ; 0,0375) \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ 0,003 < 0,005 \dots\dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

la flèche est vérifiée. **- Sens Ly :**

$$\frac{h_t}{L_y} = \frac{15}{290} = 0,051$$

$$\max \begin{cases} \frac{3}{80} = 0,0375 \\ \frac{M_t}{20 \cdot M_x} = 0,0374 \end{cases}$$

$$\text{Donc} \begin{cases} 0,051 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{3,14}{10 \cdot 12,5} = 0,0025 < 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

La flèche vérifiée.

✓ Etude du deuxième type de la dalle pleine (Bloc A et C)

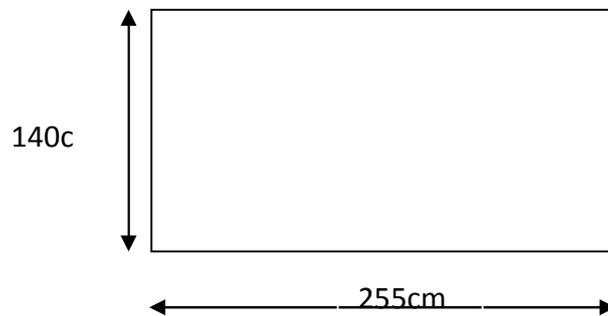


Figure III 27: Dalle pleine deuxième type (Bloc A et C)

On a :

$$\alpha = L_x/L = 140/255 = 0,550 > 0,41y$$

$\alpha > 0,40$ donc la dalle travaille suivant les **deux directions**. $e = 15\text{cm}$

✓ Ferrailage de la dalle pleine à L.E.L.U :

Le calcul de la dalle consiste d'étudier une bande de **1m** et l'épaisseur $e = 0,15\text{cm}$.

Calculons les moments M_x suivant L_x ; M_y suivant L_y .

tel que :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L^2_x$$

$$\text{Avec : } \alpha = 0,550 \Rightarrow \mu_x = 0,0894$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$v = 0 \Rightarrow \mu_y = 0,2500$$

$$M_{0x} = 0,0894 \cdot 11,84 \cdot (1,4)^2 = 2,074 \text{ KN.m/mL. ; } M_{0y} = 0,2500 \cdot 2,074 = 0,518 \text{ KN.m/mL.}$$

Les valeurs des moments :

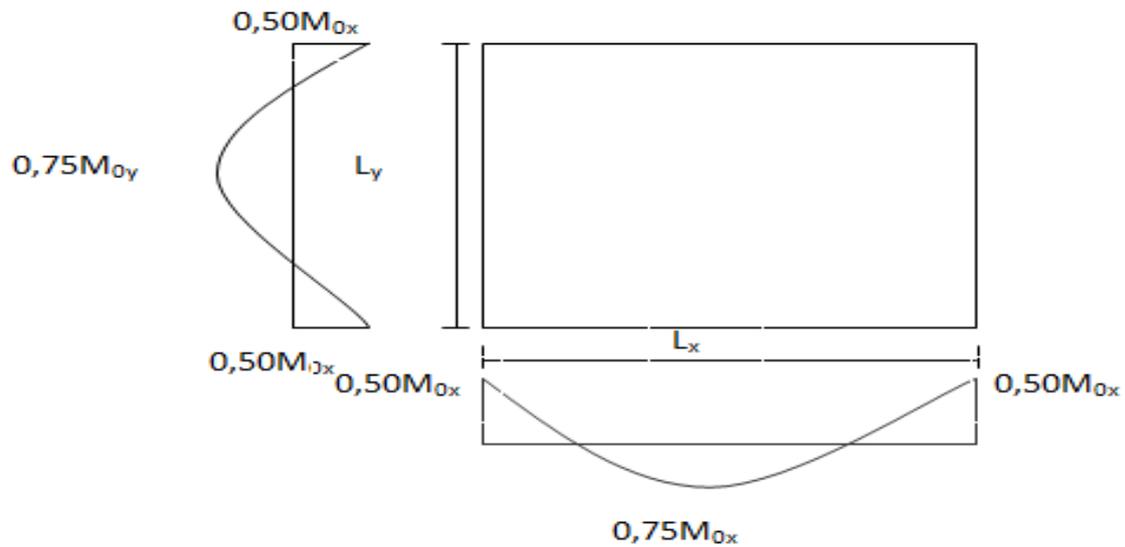


Figure III 28 : sollicitation dans un panneau de dalle

Les valeurs des moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75 M_{0y} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 \times 2,074 = 1,55 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times 0,518 = 0,388 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les valeurs des moments sur appuis :

0,4 M0x : pour les appuis de rive. ; Et: 0,5 M0x : pour les appuis intermédiaires.

Donc on prend :

$$\text{Max} = \text{May} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 2,074 = 1,03 \text{ KN.m}$$

a)- suivant Lx :

✓ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,55 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,006 < 0,392 \rightarrow \text{pivot A .et .A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2,055 \cdot \mu}) = 0,00752$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,996$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot 348} = \frac{2,6 \cdot 10^3}{13,27 \cdot 348} = 0,330 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ En appuis:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,03 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,00398 < 0,392 \rightarrow \text{pivot A. et } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,00499$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,998$$

$$A_a = 0,219 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b)- suivant Ly : En travée:

$$\text{On a : } d_y = d_x - \left(\frac{\Phi_x + \Phi_y}{2} \right)$$

$$\text{On adopte } \Phi_x = \Phi_y = 10 \text{ mm}$$

$$d_y = 13,5 - 1 = 12,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,388 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (12,5)^2} = 0,0015 < 0,392 \rightarrow \text{pivot A. et } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,00187$$

$$\beta = 0,999$$

$$A_{ty} = 0,0826 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **En appuis:**

$$A_{ay} = 0,219 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures :**

Diamètre : $\phi \leq (h_0 / 10)$

D'où : $\phi \leq 150 / 10$; Et puis : $\phi \leq 15 \text{ mm}$

a)- En travée : 1- sens Ly :

$$A_y \text{ min} = 8 h_0 \quad (\text{FeE 400}) \quad ; \quad A_y \text{ min} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 4T10$$

(Fissuration peu préjudiciable)

$$s_t = 25 \text{ cm} \quad ; \quad s_t < \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \quad ; \quad s_t < (50 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) \quad ; \quad s_t < 45 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **sens Lx:**

$$A_x \text{ min} = A_y \text{ min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) \quad \text{avec : } \alpha = 0,62; \text{ et } \alpha = L_x / L_y$$

$$A_x \text{ min} = 1,2 \left(\frac{3 - 0,62}{2} \right) = 1,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_x \text{ min} = 1,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend $A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T12

(Fissuration peu préjudiciable)

$S_{t=25} \text{ tx} \leq \min(3.h_0 ; 33 \text{ cm})$ $S \text{ tx} \leq \min(45 ; 33 \text{ cm})$

$S \text{ tx} \leq 33 \text{ cm}$ vérifiée

b)- En appuis:

✓ **Sens L_x ; sens L_y :**

$$A_{a \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) \quad \text{avec } \alpha = 0,62$$

$$A_{a \text{ min}} = 1,2 \left(\frac{3 - 0,62}{2} \right) = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{a \text{ min}} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On prend $A_{ax} = A_{ay} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10_{St=25}$

✓ **Les Vérifications :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = q \cdot \frac{L_x \cdot 1}{2 \cdot (1 + \frac{\alpha}{2})} \\ V_y = P \cdot \frac{L_x}{3} \leq V_x \end{cases}$$

On a : $\alpha = 0,62 > 0,4$

$$\frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 11,84 \cdot \frac{1,4}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,55}{2}} = 6,50 \text{ KN}$$

Donc : $V_{\text{max}} = V_x = q.$

$V_x = +6,50 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{6,50 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5 \cdot 10^2} = 0,048 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ultime}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa}$$

puisque :

$$1 - \tau_u < \tau_{\text{ultime}}$$

La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Arrêt des barres :** C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage totale **Fe400; Fc28 = 25 MPa** ; donc : **$L_s = 40\phi \ 4 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$**

Cas des charges uniformes. Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci. ; Arrêt des barres surf appuis ($M_a = 0,5 M_0$)

$$L1 = \max \left(L_s; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_0} \right) L_x \right)$$

$$L1 = \max (48\text{cm}; 80\text{cm}) \quad \text{donc } L1 = 80 \text{ cm.}$$

$$L2 = \max (L_s; L1/2) = \max (48\text{cm} , 40\text{cm})$$

$$L2 = 48 \text{ cm}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens : Les aciers armant à la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis. A 'raison d'une sur deux dans le cas contraint; les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieure au $L/10$ a portée . $L_x/10 = 180/10 = 18$ cm

✓ **Vérification de la dalle à L'E.L.S:**

La dalle à une bande de 1m et l'épaisseur $e = 15$ cm calculons les moments M_x suivant L_x ; M_y suivant L_y .

tel que :

$$\begin{cases} \alpha = 0,55 \\ \nu = 0,2 \text{ (E.L.S)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0936 \\ \mu_y = 0,4150 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0936 \cdot 8,49 \cdot (1,4)^2 = 1,55 \text{ KN.m} ; M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,4150 \cdot 1,55 = 0,64 \text{ KN.m}$$

Les conditions d'appuis pour la dalle pleine sont encastrement (panneaux de rive).

$$M_t = \begin{cases} 0,75 M_{0x} \\ 0,75 M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,75 \cdot 1,55 = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot 0,64 = 0,48 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \cdot 1,55 = 0,775 \text{ KN.m.}$$

✓ **Vérification des contraintes : En travée:** sens lx : Détermination des y_1 . (Position de l'axe neutre) $M_{ser} = M_{tx} = 1,16 \text{ KN.m} ; A_x = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = 3,65 \text{ cm.}$$

✓ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A_s(d + y_1)^2$$

$$I = \frac{100.(3,65)^3}{3} + 15.4,52.(13,5 - 3,65)^2 = 7545,75cm^4.$$

✓ Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1,16}{7545,75.10^{-8}} = 1537,289$$

✓ Calcul de σ_b :

$$\sigma_b = K.y_1 = 1537,289.10^{-5}.3,65 = 0,56MPa. ; \quad \sigma_{bc} = 0,6.fc28 = 0,6.25 = 15MPa.$$

$$\sigma_b = 0,56 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

-sens l_y : $M_{ser} = M_{ax} = M_{ay} = 0,755KN.m$; $y_1 = 3,12 cm$; $I = 6081,20 cm^2$; $K = 1241,531$

$$\sigma_b = K.y_1 = 0,43MPa. ; \quad \sigma_b = 0,38 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

✓ Vérification de la flèche :

- Sens L_x : La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivantes n'est pas remplie.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{80} \\ \frac{M_t}{20.M_x} \end{array} \right. \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2MPa}{F_e} \end{array} \right. \quad L_x : \text{La portée de travée entre nus ; } L_x = 1,40m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{140} = 0,107 > \max(0,0375 ; 0,0375) \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ 0,003 < 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

la flèche est vérifiée.

- Sens L_y :

$$\frac{h_t}{L_y} = \frac{15}{255} = 0,058$$

$$\max \begin{cases} \frac{3}{80} = 0,0375 \\ \frac{M_t}{20 \cdot M_x} = 0,0374 \end{cases}$$

$$\text{Donc} \begin{cases} 0,058 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{3,14}{10 \cdot 12,5} = 0,025 < 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

✓ **Etude du troisième type de la dalle pleine (Bloc A et C)**

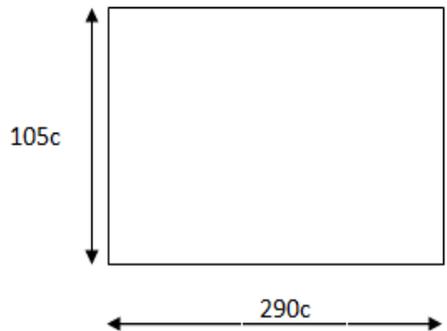


Figure III 29: Dalle pleine troisième type (Bloc A et C)

$\alpha = L_x/L_y = 105/290 = 0,362 < 0,4$; $\alpha < 0,40$ donc la dalle travaille suivant une direction.

L'épaisseur de la dalle On prend **e = 15cm**

.-Ferrailage de la dalle pleine (type 03) à L.E.L.U :

Puisque les dimensions de ce dernier sont petites on adopte comme ferrailage le même du panneau 1,2

*Chapitre IV: Calcul des éléments
secondaires*

IV.1. Acrotère

IV.1.1. Définition

L'acrotère est un élément décoratif, son rôle est d'assurer la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

L'acrotère sera calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. L'étude sera faite sur une bande de 1,00 m. Il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : $Q=1,0$ KN

Cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

IV.1.2. Dimensions

La hauteur $h = 60$ cm et l'épaisseur $ep = 10$ cm

IV.1.3. Méthode de calcul

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants:

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à

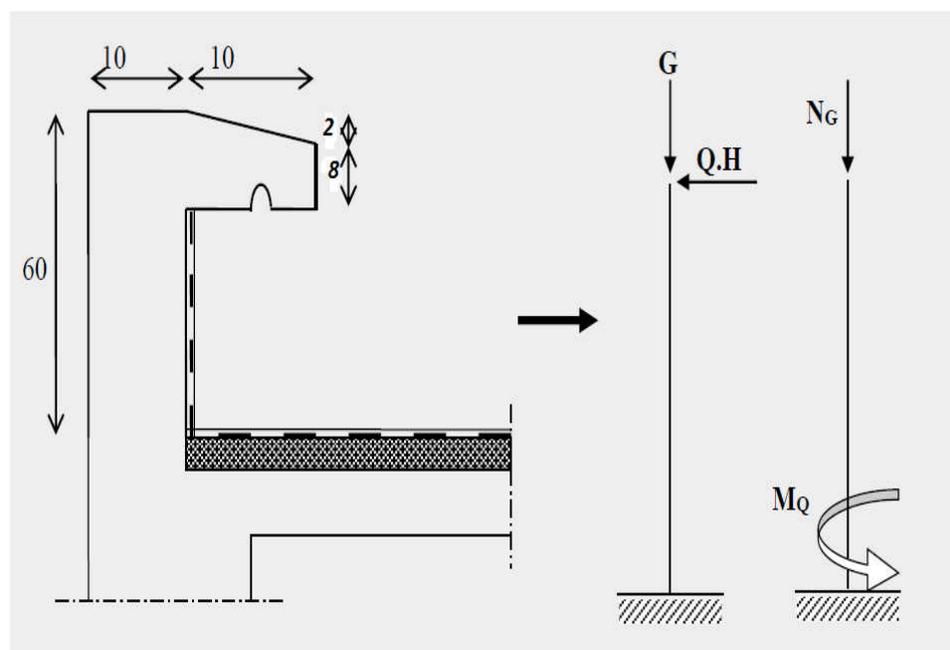


Figure IV.1. Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique

IV.1.4. Evaluation des charges et Surcharges

✓ **Poids propre de l'acrotère**

$$S = \left[\frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) \right] = 0,0690 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0690 \times 25 = 1,725 \text{ KN / ml}$$

$$G = 1,725 \text{ KN / ml}$$

✓ **Surcharges**

Une surcharge due à l'application d'une main courante **Q=1,00KN/m**

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,725 = 2,329 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5. Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

✓ **Enrobage**

Vu que la fissuration préjudiciable on prend $C = C' = 2\text{cm}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,329} = 0,39\text{m}$$

✓ **L'excentricité** $ep/2=0,10/2=0,05\text{m} < 0,39\text{m}$

Le centre de pression se trouve en de hors de la zone limitée par les armatures

✓ **Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée**

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,329 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,98 \text{ KN .m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337 h - 0,81 c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02) 2,329 - 0,98 = -0,82 \text{ KN .m}$$

$$(0,337 h - 0,81 c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,80 \text{ KN .m}$$

$$-0,82 \text{ KN .m} < 24,80 \text{ KN .m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage de l'acrotère**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$



Figure IV.2. Section rectangulaire

IV.1.5 Calcul du ferraillage E. L. U. R

$$M_u = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 0,98 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00854$$

✓ **vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 * 0,668 (1 - 0,4 * 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0, \mu = 0,00854 \Rightarrow \beta = 0,996$$

✓ **On calcul:**

A_{fs}: section d'armatures en flexion simple. **A_{fc}**: section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,98 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,314 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,314 - \frac{2,329 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,247 \text{ cm}^2$$

Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \text{ ht} = 9 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{\min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4HT6 p.m** ; **A_s = 1,13 cm²/ml** ; **St = 25 cm**

✓ **Les armatures de répartition**

$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, on adopte : **A_s = 1,13 cm²/ml** soit **4HT 6p.m**

✓ **Vérification des contraintes (E. L. S)**

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,725(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65550 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 106468 \text{ cm}^4$$

✓ **Ditérmination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{655,5}{1064,68} \times 1,59 = 0,978 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,978 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition ..vérifié}$$

✓ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

✓ **Fissuration préjudiciable**

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 1,6 \frac{655,50}{1064,68} (9 - 1,59) = 68,43 MPa$$

$$\sigma_{st} = 68,43 MPa < \overline{\sigma}_{st} = 202 MPa \dots\dots\dots \text{condition ..vérifiée}$$

✓ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 KN$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 KN/m^2 = 0,017 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 MPa)$$

✓ **Fissuration préjudiciable.**

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 MPa ; 4 MPa) = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,017 MPa < \overline{\tau}_u = 2,5 MPa \dots\dots\dots \text{condition.. vérifiée}$$

✓ **Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme**

D'après le **R.P.A 99 (Révisées en 2003)**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \dots\dots\dots (1)$$

RPA 99 (Article 6.2.3)

A coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p facteur de force horizontale C_p=0,8

W_p poids propre de l'acrotère W_p = 1,725 KN

F_p force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,7125 \cdot 0,8 = 0,822 \text{KN}$

$F_p = 0,822 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$

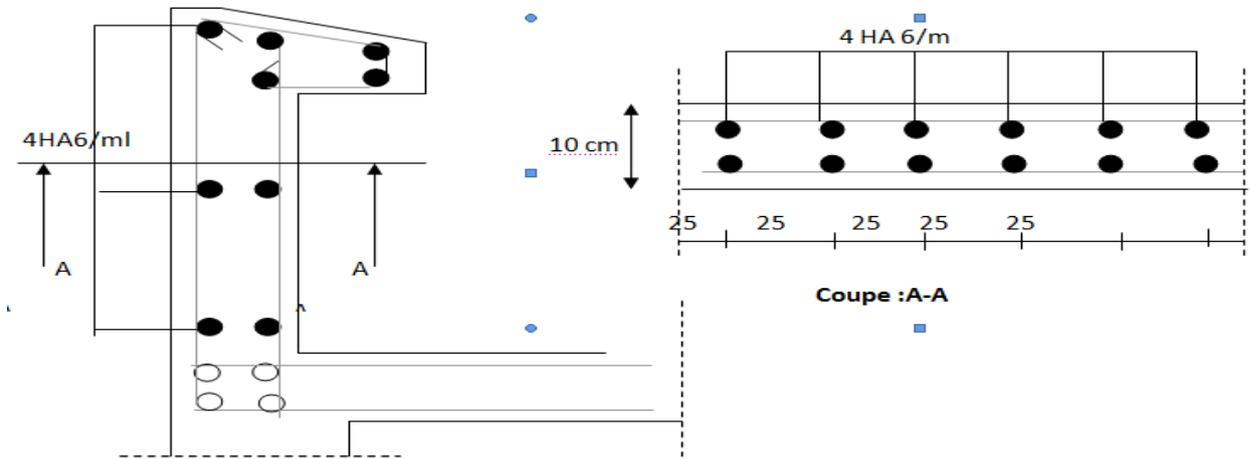


Figure IV.3: Croquis de ferrailage (Acrotère Terrasse inaccessible)

IV.2. Balcon

IV.2.1 Introduction

Le balcon est une plate forme en saillie sur la façade d'un bâtiment et qui communique avec les appartements.

On a 02 types des balcons : **Type A**: balcon se forme de console et Type B .

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

Résistance à la flexion ; Isolation acoustique $e \geq 12 \text{cm}$

Sécurité en matière d'incendie $e = 11 \text{cm}$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $e = 12 \text{cm}$

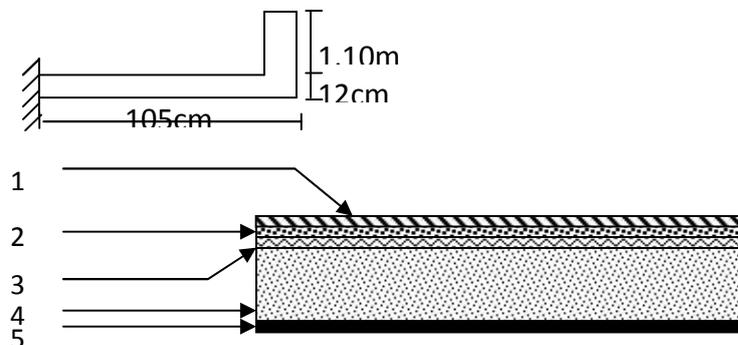


Figure IV 4. Shema :du balcon " Type A"

✓ Charge permanente :

-Poids propre de la dalle	0,12.25 = 3,00KN/m2.
-Revêtement de carrelage (2cm)	0,02.20 = 0,40KN/m2
-Mortier de pose (2cm)	0,02.20 = 0,40KN/m2.
-Lit de sable (2cm)	.0,02.13 = 0,26KN/m2.
-Enduit en ciment (2cm)	0,015.18= 0,27KN/m2.

pooids propre:G=4,33KN/m2.

✓ Charge d'exploitation :

-surcharge : ... Q=3,50KN/m2. , $q_u = 1,35.G+1,5.Q = 11,10KN/m^2$.

Charge par mL $q_u = 11,10KN/M.1m=11,10KN/m$. ; $q_{ser} = G+Q = 7,83KN/m^2$

Charge par mL $q_{ser} = 7,83.1m = 7,83KN/m$.

- Charge concentrée:

$P_1 = \delta \times b \times h \times 1m = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1m = 1,43 KN$. ; $P_u = 1,35.1,43 = 1,93.KN$; $P_{ser} = 1,43kN$

- Calcul du moment maximale et effort tranchant:

$$T_{max} = q.L+P=13,58KN$$

$$M_{max} = -q_u \cdot \frac{L^2}{2} - P_u \cdot L$$

$$M_{max} = -11,10 \cdot \frac{(1,05)^2}{2} - 1,93 \cdot 1,05$$

$$M_{max} = -8,15 KN.m$$

$$d = 0,9.h = 0,9.12 = 10,8cm.$$

✓ Ferrailage

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8150}{100.(10,8)^2 14,17} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,202(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}) = 0,0628$$

$$\beta = 0,974$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{8150}{0,974.10.8.348} = 2,22cm^2 / mL.$$

Condition non fragilité:

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 1,30cm^2. ; A_{cal} = 2,22cm^2 > A_{min} = 1,30cm^2.$$

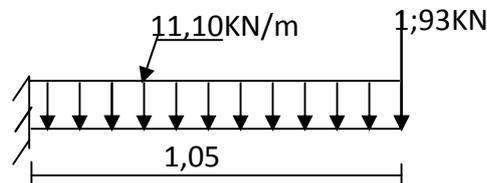


Figure IV.5 Schéma statique type A

$A_{\text{adopte}} = 3,93\text{cm}^2/\text{mL}$ soit 5T10/mL

L'espacement $St = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ **condition vérifiée.**

✓ **Armatures de répartition:**

$A_r = A_p/4 = 0,98\text{cm}^2$; $A_r = 1,51\text{cm}^2/\text{mL}$ soit 3T8/mL.

$St = 33\text{cm} < \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ **condition vérifiée.**

✓ **Les vérifications :**

✓ **Vérifications des contraintes à L'E.L.S :**

$M_{\text{ser}} = (-q_{\text{ser}} \cdot L^2/2) - (P_{\text{ser}} \cdot L) = [-7,83 \cdot (1,05)^2/2] - 1,43(1,05)$; $M_{\text{ser}} = -5,81 \text{ KN.m}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$; $d = 10,8 \text{ cm}$; $A_u = 3,93 \text{ cm}^2$.

✓ **Détermination de y_1 (position de l'axe neutre):**

$(b \cdot y_1^2)/2 - 15A(d - y_1) = 0$; $Y_1 = 3,03\text{cm}$.

✓ **Détermination de moment d'inertie :**

$I = b \cdot y_1^3/3 + 15 \cdot A(d - y_1)^2$; $I = 100 \cdot (3,03)^3/3 + 15 \cdot 3,93(10,8 - 3,03)^2$; $I = 4486,25\text{cm}^4$

✓ **Détermination de $\overline{\sigma}_{bc}$:**

$\overline{\sigma}_{bc} = (M_{\text{ser}}/I) \cdot y_1 = 242295,9 \cdot 10^{-5} \cdot 3,03 = 7,34 \text{ Mpa}$.

$\overline{\sigma}_{bc} = 7,34 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

Les armateurs calculés à L' E.L.U. conviennent.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$T_{\text{max}} = 13,58 \text{ KN}$. ; $\tau_u = T_{\text{max}}/b \cdot d = 13,58/100 \cdot 10,8 = 0,125\text{Mpa}$.

$1 - \tau_{\text{limite}} = \min(0,1 \cdot f_{c28}, 4\text{Mpa}) = 2,5 > \tau_u = 0,15 \text{ Mpa}$ **condition vérifiée.**

$0,125 < 2,5\text{Mpa}$ **condition vérifiée**

Il n'y a pas de reprise de bétonnage , Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✓ **Contrainte d'adhérence :**

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,58 \times 10^3}{0,9 \times 10,8 \times 6 \times 18,84 \times 10^2} = 0,7415\text{Mpa}$

$n = 6$: nombre d' armatures longitudinales tendues

$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14\text{cm}$: périmètre d'armatures tendues

$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$

$\tau_{se} = 0,7415\text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa}$ **condition vérifiée**

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\}$ **Fissuration préjudiciable**

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm$; $\eta = 1,6$; $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{5,81 \times 10^3}{4486,25} (10,8 - 3,30) = 150,94MPa$$

$$\sigma_{st} = 150,94MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 202MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :** Pour les éléments supportés en console la flèche F est :

$$F_1 = \frac{q_u \cdot L^4}{8EI} : \text{Pour une charge uniformément répartie}$$

$$F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} : \text{Pour une charge concentrée.}$$

Donc : $F = F_1 + F_2$.

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(100 \cdot 12 \cdot 6) + (15 \cdot 3 \cdot 93 \cdot 10,8)}{(100 \cdot 12) + (15 \cdot 3 \cdot 93)}$$

$$y_G = 6,22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_u^3}{3} + \frac{b(h - y_u)^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y_u)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot (6,22)^3}{3} + \frac{100 \cdot (12 - 6,22)^3}{3} + 15 \cdot 3 \cdot 93 \cdot (10,8 - 6,22)^2$$

$$I = 15694,64 \text{ cm}^4$$

$$F_1 = \frac{q_u \cdot L^4}{8EI} = \frac{11,10 \cdot 1,05^4}{8EI}$$

$$F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} = \frac{1,93 \cdot 1,05^3}{3EI}$$

$$F = \left[\frac{(11,10 \cdot 1,05)}{8} + \frac{(1,93)}{3} \right] \cdot \left[\frac{(1,05)^3 \cdot 10^2}{321642 \cdot 15937,28 \cdot 10^{-5}} \right]$$

$$F = 0,048 \text{ cm} ; F_{adm} = L/250 = 105/250 ; F_{adm} = 0,42 \text{ cm}$$

Donc : $F = 0,048 \text{ cm} < F_{adm} = 0,42 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- Schéma du balcon " Type B"

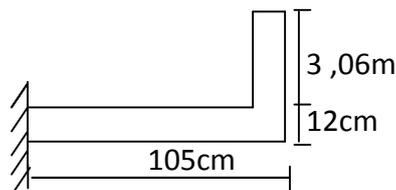


Figure IV 6 : balcon de type B

a- Charge permanente :

-Poids propre de la dalle	0,12.25 = 3,00KN/m2.
-Revêtement de carrelage (2cm)	0,02.20 = 0,40KN/m2
-Mortier de pose (2cm)	0,02.20 = 0,40KN/m2.
-Lit de sable (2cm)	.0,02.13 = 0,26KN/m2.
-Enduit en ciment (2cm)	0,015.18= 0,27KN/m2.
-Enduit en plâtre (2cm)	0,20 KN/m2

poids propre: **G=4,53KN/m2.** -surcharge : Q=3,50KN/m2.

✓ **Charge d'exploitation :**

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 11,36KN/m^2.$$

Charge par mL $q_u = 11,36KN/M.1m = 11,36KN/m.$; $q_{ser} = G + Q = 8,03KN/m^2$

Charge par mL $q_{ser} = 8,03.1m = 8,03KN/m.$

✓ **Charge concentrée:**

$P1 = 2,88 \times 1m = 2,88 KN.$; $P_u = 1,35.2,88 = 3,88.KN$; $P_{ser} = 2,88KN.$

✓ **Calcul du moment maximale et effort tranchant:**

$T_{max} = q.L + P = 13,58KN$

$$M_{max} = -q_u \cdot \frac{L^2}{2} - P_u \cdot L$$

$$M_{max} = -11,36 \cdot \frac{(1,05)^2}{2} - 3,88 \cdot 1,05$$

$$M_{max} = -10,33 KN \cdot m$$

$d = 0,9.h = 0,9.12 = 10,8cm.$

Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{10330}{100 \cdot (10,8)^2 \cdot 14,17} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,202 (1 - \sqrt{1 - 2,055 \mu}) = 0,0800$$

$$\beta = 0,967$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{10330}{0,967 \cdot 10,8 \cdot 3,48} = 2,84 cm^2 / mL.$$

Condition non fragilité:

$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 1,30cm^2.$; $A_{cal} = 2,8cm^2 > A_{min} = 1,30cm^2.$

$A_{adopte} = 3,93cm^2/mL$ soit **5T10/mL**

L'espacement $St = 20cm < \min(3h, 33cm) = 33cm$condition vérifiée.

✓ **Armatures de répartition:**

$A_r = A_p/4 = 0,98cm^2$; $A_r = 1,51cm^2/mL$ soit **3T8/mL**

$St = 33cm < \min(4h, 45cm) = 45cm$condition vérifiée.

-Les vérifications :

a-Vérifications des contraintes à L'E.L.S :

$$M_{ser} = (- q_{ser} \cdot L^2 / 2) - (P_{ser} \cdot L) = [-8,03 \cdot (1,05)^2 / 2 - 2,88 \cdot 1; 0] ; M_{ser} = -7,45 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} ; d = 10,8 \text{ cm} ; A_u = 3,93 \text{ cm}^2 .$$

-Détermination de y_1 (position de l'axe neutre):

$$(b \cdot y_1^2) / 2 - 15A (d - y_1) = 0 ; Y_1 = 3,03 \text{ cm.}$$

-Détermination de moment d'inertie :

$$I = b \cdot y_1^3 / 3 + 15 \cdot A (d - y_1)^2 ; I = 100 \cdot (3,03)^3 / 3 + 15 \cdot 3,93 (10,8 - 3,03)^2 ; I = 4486,25 \text{ cm}^4$$

--Détermination de $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\sigma}_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = 5,03 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 5,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armateurs calculés à L' E.L.U. conviennent.

b- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 15,80 \text{ KN} ; \tau_u = T_{max} / b \cdot d = 15,8 / 100 \cdot 10,8 = 0,146 \text{ Mpa.}$$

$$1 - \tau_{limite} = \min(0,1 \cdot f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 2,5 > 0,14 \text{ Mpa}$$

0,146 < 2,5 Mpa.....condition vérifiée

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage, Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,80 \times 10^3}{0,9 \times 10,8 \times 18,84 \times 10^2} = 0,8627 \text{ Mpa}$$

$n = 6$: nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,8627 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console la flèche F est :

$$F_1 = \frac{q_u \cdot L^4}{8EI} : \text{Pour une charge uniformément répartie}$$

$$F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} : \text{Pour une charge concentrée.}$$

Donc : $F = F_1 + F_2$.

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(100 \cdot 12,6) + (15,3,93 \cdot 10,8)}{(100 \cdot 12) + (15,3,93)}$$

$$y_G = 6,22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_u^3}{3} + \frac{b(h - y_u)^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y_u)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot (6,22)^3}{3} + \frac{100 \cdot (12 - 6,22)^3}{3} + 15 \cdot 3,93 \cdot (10,8 - 6,22)^2$$

I = 15694,64 cm⁴

$$F_1 = \frac{q_u \cdot L^4}{8EI} = \frac{11,36 \cdot 1,05^4}{8EI}, \quad F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} = \frac{3,88 \cdot 1,05^3}{3EI}$$

$$F = \left[\frac{(11,10 \cdot 1,05)}{8} + \frac{(1,93)}{3} \right] \left[\frac{(1,05)^3 \cdot 10^2}{321642 \cdot 15937,28 \cdot 10^{-5}} \right]$$

F = 0,059cm ; F_{adm} = L/250 = 105/250 ; F_{adm} = 0,42cm

Donc : F = 0,05cm < F_{adm} = 0,42 cmcondition vérifiée.

IV.2.2 Escaliers

IV.2.2.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble, comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

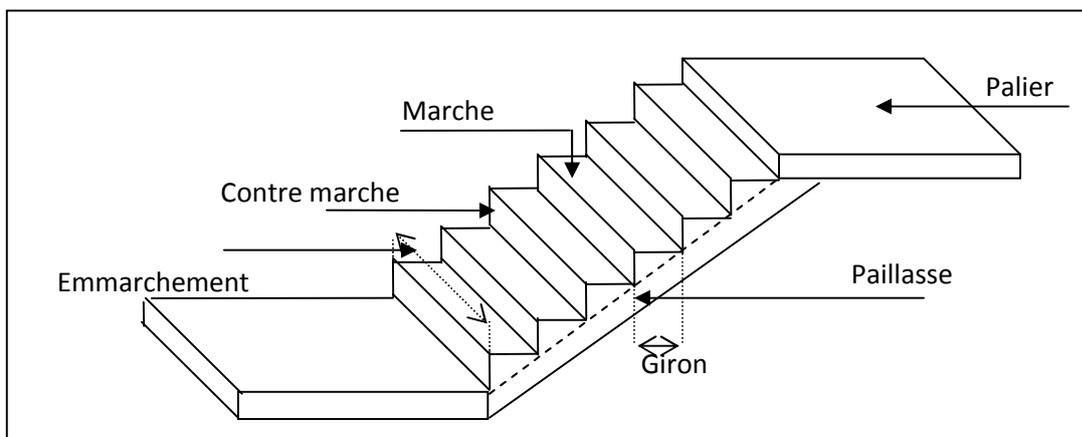


Figure IV .7 : schéma d'un escalier

IV.2.2.2 Dimensionnement d'un escalier

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

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=h_e/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n - 1)g$

IV.2.2.1 Escalier type 1 : L'escalier à un seul palier et deux volée utiliser pour l'accès des R.D.C jusqu'aux 2^{eme} étage.

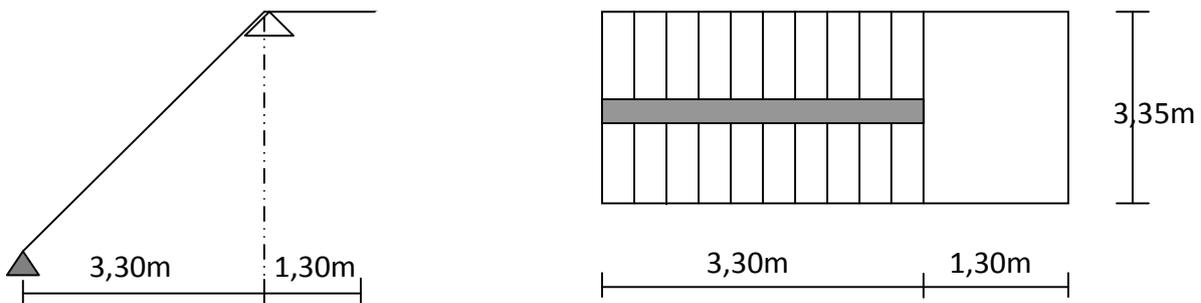


Figure IV .8.- Schéma statique de l'escalier type 1.

- Dimensionnement de l'escalier :

La hauteur = 4,08m. ; $H = 4,08/2 = 204\text{cm}$; on prend : $h = 17\text{cm}$.

Donc: $n = 204/17 = 12$ (nombre de marche serait) ; $(n-1) = 12-1 = 11$ marche de chaque volée.

D'autre part : $(n-1) g = L \Rightarrow g = L/(n-1) = 330/11 = 30 \text{ cm}$. D'après la formule de BLONDEL on a : $59 \leq 2h+g \leq 66$

$2 \cdot 17 + 30 = 64$ et que $59 \leq 64 \leq 66 \dots \dots \dots$ condition est vérifiée

$\text{tga} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54.$

IV 2.2.2- Epaisseur de la pailasse et de palier :

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{330}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{330}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 12,64 \leq ep \leq 18,96 \text{cm}$$

en prend: $e_p = 14\text{cm}$

-Epaisseur de palier (ev):

$$e_v = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{14}{0,87} = 16,06\text{cm}$$

On prend : $e_v = 16\text{cm}$. -Décent des charges :

1-Volée :

a)Paillasse :

Tableau IV.1- Evaluation des charges et des surcharges paillasse

N=0	désignation	Ep(m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 22 \times h/g$	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	0,14	25,00	4,02
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,18

Charge permanente : $G = 7,83\text{KN/m}^2$

Surcharge : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 14,32\text{KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 10,33\text{KN/ml}$$

b) Palier

Tableau IV.2 - Evaluation des charges et des surcharges de Palier

N=0	Désignation	ep (m)	Densité(KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,16	25,00	4,00
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

- Charge permanente : $G_2 = 5,33\text{KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,94\text{KN/ml}$$

$Q_{ser2} = (G+Q).1m = 7,83 \text{ KM/ml}$

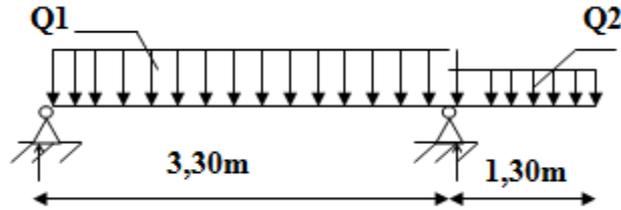


Figure :IV.9. Schéma statique type 1

$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (14,32 \cdot 3,30) + (10,94 \cdot 1,30) = 61,47 \text{ KN}$

$\sum M/A = 0 \Rightarrow -R \times 3,30 + 10,94 \cdot 1,30 \cdot 3,95 + 14,32 \cdot 3,30 \cdot 1,65$

$R_A = 20,83 \text{ KN}$ et $R_B = 40,62 \text{ KN}$

Tableau IV.3 – calcule l'effort tranchant et Moment fléchissant

Distan ce	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
0 ≤ x ≤ 3,3 m		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,43 \text{ m}$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A$ $X = (3,3) \Rightarrow T(x) = -26,42 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(x = 1,45) = 15,15 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(3,3) = 9,23 \text{ kN.m}$
3,3 ≤ x ≤ 4,4 m		$T(x) = -q_2 \cdot x$ $x = 1,3 \Rightarrow$ $T(x) = -14,22 \text{ KN}$ $x = 4,4 \Rightarrow T = -14,19 \text{ KN}$	$M(x) = -q_2 \cdot x^2 / 2$ $M(1,3) = 9,24 \text{ kN.m}$ $M(0) = 0$

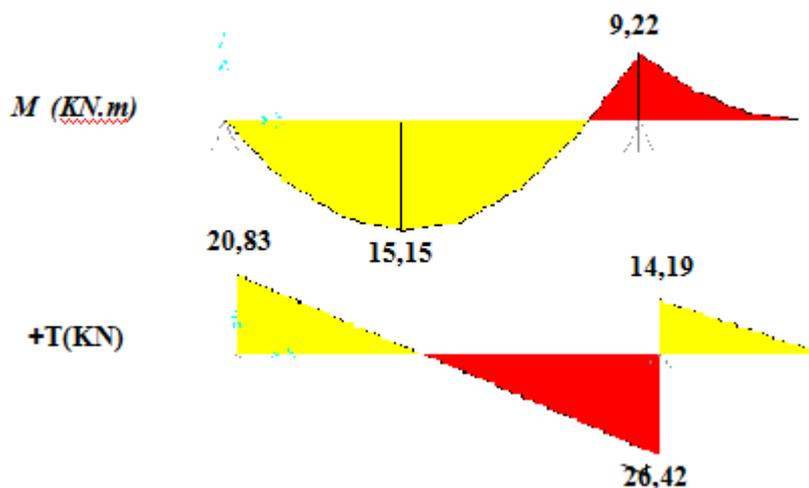


Figure IV.10: diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

IV.2.2.3 Calcul le ferrailage

Tableau .IV.4 – Ferrailage de l'escalier type1

Caractéristique	htravée=13cm happui=15cm		b=100cm	Fe=400	σ_s =348Mpa	Dtravée=0,9.h=12,6cm Dappui=0,9.h=14,4cm	
	M(KN.m)	μ				β	$A_{cal}(cm^2)$
Travée	12,87	0,057	0,970	3,02	5T12/ml =5,65cm ² St=20cm	1,41	4 ϕ 8/ml =2,01cm ² St=25cm
Appuis	9,22	0,031	0,984	1,87	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm	0,785	4 ϕ 8/ml =2,01cm ² St=25cm

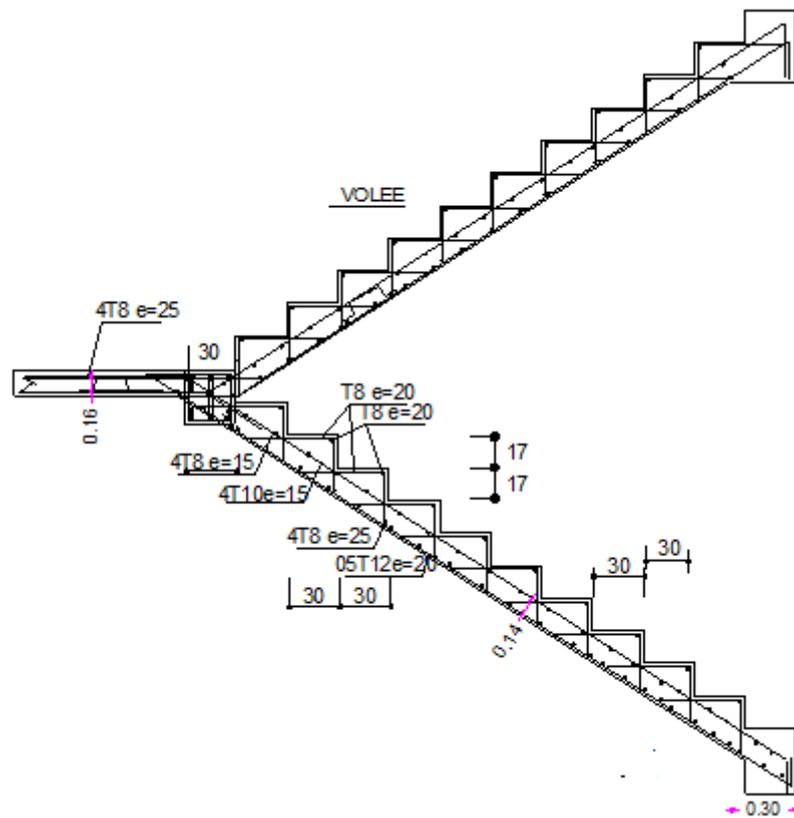


Figure IV.11: Ferrailage Escalier type1

Tableau .IV.5– Vérification de l'escalier type1

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,52cm^2$	$A=5,65cm^2$ $A>A_{min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{26,42.10}{100 \times 12,6} \times 10 = 0,21Mpa$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5Mpa) = 3,25Mpa$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d}) =$ $= \frac{1,15}{400} (31,59 + \frac{1392}{0,9d}) = 2,12$	$A=3,14cm^2$ $A>2,12cm^2$ vérifiée

IV.2.2.4 Vérification des contraintes à l'E.L.S

En travée : $M_{tser}=9,29KN.M$; $As=5,65cm^2/ml$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 84,75y - 1067,85 = 0 \Rightarrow y = 3,85 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 8690,89cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,29 \times 10^3}{8690,89} \times 3,85 = 4,26Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 4,26Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui: $M_{aser}=6,6KN.m$, $As=3,14cm^2/ml$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 678,24 = 0 \Rightarrow y = 3,24 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 6999,83\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,6 \times 10^3}{6999,83} \times 3,24 = 3,05\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,05\text{Mpa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-vérification de La flèche:

Tableau .IV.6 – Vérification de la flèche « escalier type 1 »

Condition	Vérification	
$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16}$	0,0424 < 0,0625	Condition non vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	0,0424 < 0,085	Condition non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,0044 < 0,0105	Condition vérifiée

Si les conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche:

✓ **Centre de gravité de la section:**

$$Y_G = \frac{\sum A_i.Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n.A_s.d}{b.h + n.A_s} = 7,32 \text{ cm}$$

✓ **Calcul des moments d'inertie:**

$$I_0 = \frac{b.Y_G^3}{3} + \frac{b.(ht - Y_G)^3}{3} + n.A_s(d - y_G)^2 \quad I_0 = 35485,05\text{cm}^4$$

✓ **Calcul de la flèche : Chargement :**

Tableau .IV.7 – Calcul de la flèche « escalier type 1 »

Charge permanente	G = 7,83KN/ml
Charge d'exploitation	Q = 2,5KN /ml
Charge permanente sans revêtement	j = 5,89KN/m
Charge permanente avec revêtement	g = 7,83KN/m
Charge (G+Q)xb	q = 10,33KN/m

✓ **Calcul les moments:**

- Moment correspondant à j : $M_j = 0,75.jL^2/8 = 6,013\text{KN.m}$
- Moment correspondant à g : $M_g = 0,75.gL^2/8 = 7,993\text{KN.m}$
- Moment correspondant à q : $M_q = 0,75.qL^2/8 = 10,54\text{KN.m}$

✓ **Calcul les contraintes :**

- Contrainte correspondant à j : $\sigma_j = M_j/(A_s \times z) = 87,07\text{Mpa}$.

- Contrainte correspondant à j : $\sigma_g = Mg/(As \times z) = 115,75 \text{Mpa}$.
- Contrainte correspondant à j : $\sigma_q = Mq/(As \times z) = 152,63 \text{Mpa}$.

Module de déformation du béton :

Tableau .IV.8 Module de déformation du béton

Module de déformation longitudinale instantanée E_i	$11000(f_{c28})^{1/3}$	32164,19Mpa
Module de déformation longitudinale instantanée E_v	$3700(f_{c28})^{1/3}$	10818,85 Mpa

✓ **Calcul les coefficients :**

- Coefficient ρ : $\rho = As/ (bxd) = 0,0044$
- Coefficient instantané λ_i : $\lambda_i = 0,05ft_{28} / (2+ 3b_0/b) \rho = 4,77$
- Coefficient différé λ_v : $\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,91$
- Coefficient correspondant à j : $\mu_j = 1 - [1,75 ft_{28} / (4\rho \cdot \sigma_j + ft_{28})] = - 0,011$
- Coefficient correspondant à j : $\mu_g = 1 - [1,75 ft_{28} / (4\rho \cdot \sigma_g + ft_{28})] = 0,111$
- Coefficient correspondant à j : $\mu_q = 1 - [1,75 ft_{28} / (4\rho \cdot \sigma_q + ft_{28})] = 0,232$

✓ **Calcul les moments d'inertie :**

- Moment d'inertie correspondant à j : $I_{ji} = 1,1x I / (1+ \lambda_i \mu_j) = 41195,06 \text{cm}^4$
- Moment d'inertie correspondant à g : $I_{gi} = 1,1x I / (1+ \lambda_i \mu_g) = 25520,96 \text{cm}^4$
- Moment d'inertie correspondant à q : $I_{qi} = 1,1x I / (1+ \lambda_i \mu_q) = 18528,82 \text{cm}^4$
- Moment d'inertie correspondant à v : $I_{vi} = 1,1x I / (1+ \lambda_v \mu_g) = 32205,63 \text{cm}^4$

✓ **Calcul de la flèche :**

- La flèche correspondant à j : $f_{ji} = MjL^2 / 10EiI_{ji} = 0,00049 \text{ m}$.
- La flèche correspondant à g : $f_{gi} = MgL^2 / 10EiI_{gi} = 0,00106 \text{ m}$.
- La flèche correspondant à q : $f_{qi} = MqL^2 / 10EiI_{qi} = 0,00192 \text{ m}$.
- La flèche correspondant à v : $f_{gv} = MgL^2 / 10EvI_{vi} = 0,00249 \text{ m}$.
- La flèche total : $\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi} = 0,00286 \text{ m}$.
- La flèche admissible : $\Delta ft_{adm} = L / 500 = 0,0066 \text{ m}$.

$\Delta ft = 0,00286 < \Delta ft_{adm} = 0,0066 \text{ m} \dots \dots \dots$ vérifiée

IV.3 Escalier type 2:

Escalier à un seul palier et deux volée utiliser pour l'accès des 3^{ere} étage jusqu'au 9^{ere} étage.

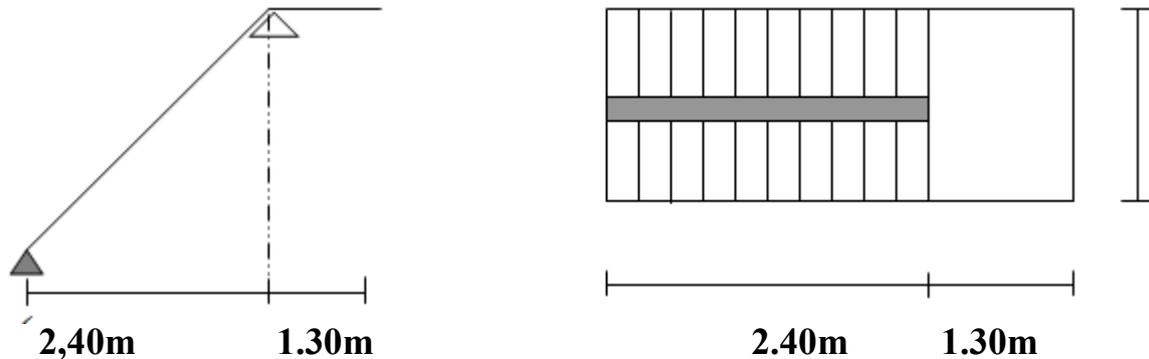


Figure IV.12 Schéma de l'escalier.type 2

IV.3 .1 Dimensionnement de l'escalier:

La hauteur = 3,06m.

$H = 3,06/2 = 153\text{cm}$; on prend : $h = 17\text{cm}$. Donc: $n = 153/17 = 9$ (nombre de marche serait)

$(n-1) = 9-1 = 8$ marche de chaque . D'autre part : $(n-1) g = L \Rightarrow g = L/(n-1) = 240/8 = 30 \text{ cm}$.

D'après la formule de **BLONDEL** on a : $59 \leq 2h+g \leq 66$

$2 \cdot 17 + 30 = 64$ et que $59 \leq 64 \leq 66$ **condition est vérifiée**

$\text{tg}\alpha = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54$.

✓ **Epaisseur de la paillasse et de palier :**

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\frac{240}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,19 \leq ep \leq 13,79\text{cm}$$

en prend: **ep = 12cm**

✓ **Epaisseur de palier (ev):**

$$ev = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79\text{cm}$$

On prend : **ev=16cm**.

✓ **Décent des charges :**

1-Volée :

a) Paillasse :

Tableau IV.9- Evaluation des charges et des surcharges paillasse(type 2)

N ^o	désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical ep x22x h/g	0,02	22,00	0,249
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,226
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/cosα	0,12	25,00	3,448
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,172

Charge permanente : G=7,24KN/m²

Surcharge : Q=2,5KN/m²

QU1= (1,35G₁+1,5Q1).1m =13,53KN/ml

Qser1= (G+Q).1m=9,74KN/ml

b) Palier

Tableau IV.10 - Evaluation des charges et des surcharges de Palier(type2)

N ^o	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep x 25	0,16	25,00	4,00
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

charge permanente : G2=5,33KN/m² ; surcharge d'exploitation : Q=2,5KN/m²

QU2= (1,35 G2+1,5 Q2).1m = 10,94KN/ml ; Qser2= (G+Q).1m = 7,83 KM/ml

✓ Schéma statique

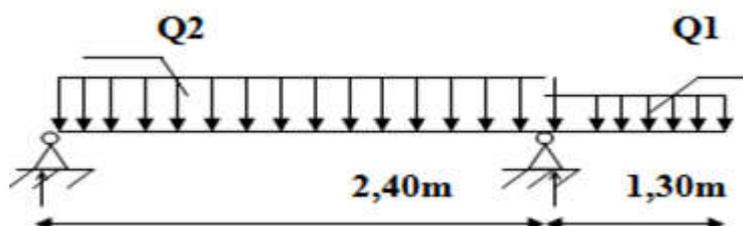


Figure IV.13: Schéma statique de l'escalier.type 2

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (13,53 \cdot 2,4) + (10,94 \cdot 1,30) = 46,694 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -R \times 2,40 + 10,94 \cdot 1,30 \cdot 3,05 + 13,53 \cdot 2,40 \cdot 1,2$$

$$R_A = 12,38 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 34,31 \text{ KN}$$

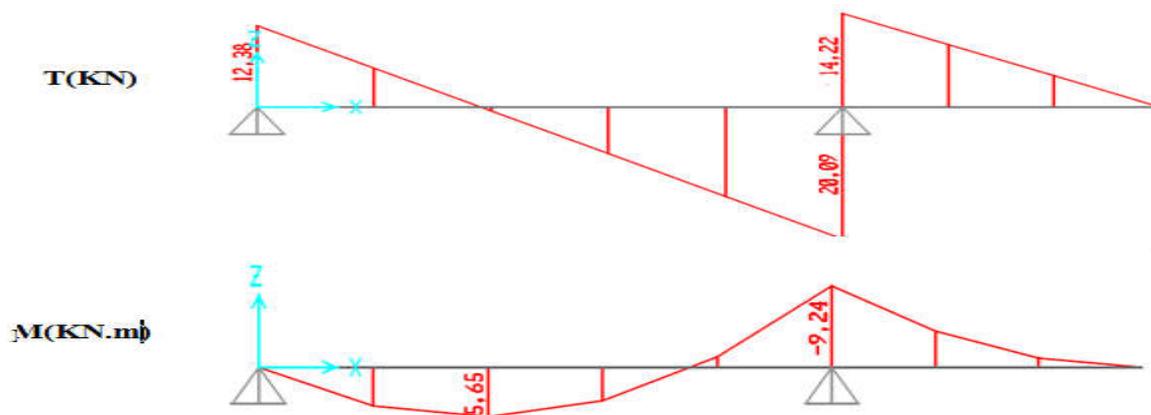


Figure IV.14 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants (type 2)

IV.3.2 calcul le ferrailage

Tableau .IV.11 – Ferrailage de l’escalier

Caractéristique	htravée=12cm happui=16cm	b=100cm	Fe=400	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	Dtravée=0,9.h=10,8cm Dappui=0,9.h=14,4cm		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm})$	$A_r(\text{répartition}) = A_{ad}/4$	
Travée	4,811	0,029	0,985	1,29	4T12/ml =4,52cm ² St=25cm	1,13	4 ϕ 8/ml =2,01cm ² St=25cm
Appuis	9,24	0,031	0,984	1,87	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm	0,785	4 ϕ 8/ml =2,01cm ² St=25cm

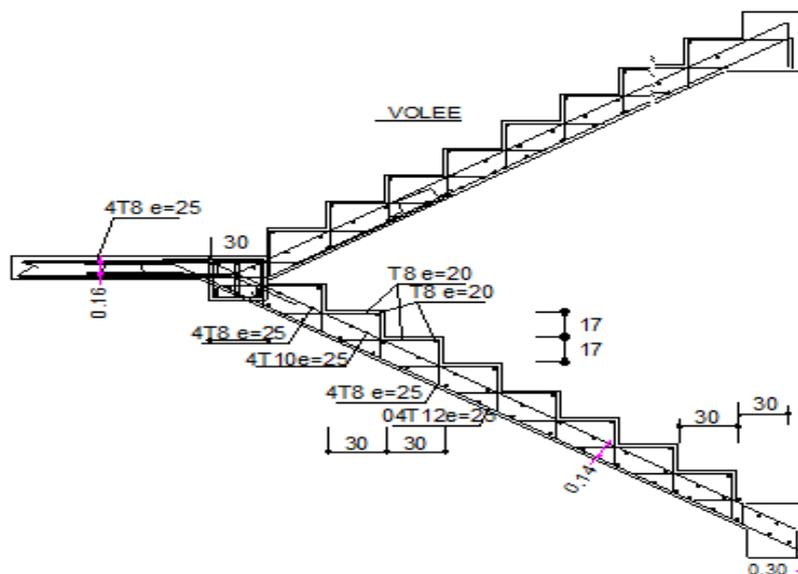


Figure IV.15: Ferrailage Escalier type2

Tableau IV.12 Vérifications escalier type 2

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{28}/Fe=1,52cm^2$	$A=5,65cm^2$ $A > A_{min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{26,42.10}{100 \times 12,6} \times 10 = 0,21Mpa$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5Mpa) = 3,25Mpa$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d}) =$ $= \frac{1,15}{400} (26,42 + \frac{9240}{0,9d}) = 0,57$	$A=3,14cm^2$ $A > 2,12cm^2$ vérifiée

IV.3.3 Vérification des contraintes à l'E.L.S

En travée : $M_{tser}=3,485KN.m$; $A_s=4,52cm^2/ml$

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 732,24 = 0 \Rightarrow y = 3,20cm$$

✓ **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 5008,39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,485 \times 10^3}{5008,39} \times 3,20 = 2,22 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,22 \text{ Mpa} \quad \pi \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Sur appui : Maser=6,61KN.m, As=3,14cm²/ml

✓ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 678,24 = 0 \Rightarrow y = 3,24 \text{ cm}$$

✓ **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 6999,83 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,6 \times 10^3}{6999,83} \times 3,24 = 3,05 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,05 \text{ Mpa} \quad \pi \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **vérification de La flèche**

Tableau .IV.13 – Vérification de la flèche « escalier type2»

Condition	Vérification	
$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	0,05 < 0,0625	Condition non vérifiée
$\frac{h_t}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	0,05 < 0,085	Condition non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,0041 < 0,0105	Condition vérifiée

Si les conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche:

✓ **-Centre de gravité de la section**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot As \cdot d}{b \cdot h + n \cdot As} = 6,25 \text{ cm}$$

✓ **Calcul des moments d'inertie**

$$I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + \frac{b \cdot (ht - Y_G)^3}{3} + n \cdot As \cdot (d - y_G)^2 \quad I_0 = 15878,63 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de la flèche

Tableau .IV.14-: les Charges « escalier type2»

Charge permanente	G = 7,24KN/ml
Charge d'exploitation	Q = 2,5KN /ml
Charge permanente sans revêtement	j = 5,31KN/m
Charge permanente avec revêtement	g = 7,24KN/m
Charge (G+Q)xb	q = 9,74kN/m

✓ Calcul les moments

- Moment correspondant à j : $M_j = 0,75.jL^2/8 = 2,86KN.m$
- Moment correspondant à g : $M_g = 0,75.gL^2/8 = 3,91KN.m$
- Moment correspondant à q : $M_q = 0,75.qL^2/8 = 5,26KN.m$

✓ Calcul les contraintes

- Contrainte correspondant à j : $\sigma_j = M_j/(A_s \times z) = 59,46Mpa.$
- Contrainte correspondant à j : $\sigma_g = M_g/(A_s \times z) = 81,30Mpa.$
- Contrainte correspondant à j : $\sigma_q = M_q/(A_s \times z) = 109,37Mpa.$

✓ Module de déformation du béton :

Tableau .IV.15 Module de déformation du béton

Module de déformation longitudinale instantanée E_i	$11000(f_{c28})^{1/3}$	32164,19Mpa
Module de déformation longitudinale instantanée E_v	$3700(f_{c28})^{1/3}$	10818,85 Mpa

✓ Calcul les coefficients

- Coefficient ρ : $\rho = A_s / (b \times d) = 0,0041$
- Coefficient instantané λ_i : $\lambda_i = 0,05f_{t28} / (2 + 3b_0/b) \rho = 5,12$
- Coefficient différé λ_v : $\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 2,04$
- Coefficient correspondant à j : $\mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho.\sigma_j + f_{t28})] = - 0,19$
- Coefficient correspondant à j : $\mu_g = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho.\sigma_g + f_{t28})] = -0,070$
- Coefficient correspondant à j : $\mu_q = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho.\sigma_q + f_{t28})] = 0,213$

✓ Calcul les moments d'inertie

- Moment d'inertie correspondant à j : $I_{ji} = 1,1x I / (1 + \lambda_i \mu_j) = 642150,47cm^4$
- Moment d'inertie correspondant à g : $I_{gi} = 1,1x I / (1 + \lambda_i \mu_g) = 27223,33cm^4$
- Moment d'inertie correspondant à q : $I_{qi} = 1,1x I / (1 + \lambda_i \mu_q) = 8354,93cm^4$

- Moment d'inertie correspondant à v : $I_{v,i} = 1,1 \times I / (1 + \lambda v \mu g) = 20376,21 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul de la flèche**

- La flèche correspondant à j : $f_{j,i} = M_j L^2 / 10 E_i I_{j,i} = 0,00079 \text{ m}$.
- La flèche correspondant à g : $f_{g,i} = M_g L^2 / 10 E_i I_{g,i} = 0,00025 \text{ m}$.
- La flèche correspondant à q : $f_{q,i} = M_q L^2 / 10 E_i I_{q,i} = 0,0011 \text{ m}$.
- La flèche correspondant à v : $f_{g,v} = M_g L^2 / 10 E_v I_{v,i} = 0,00102 \text{ m}$.
- La flèche total : $\Delta f_t = f_{g,v} - f_{j,i} + f_{q,i} - f_{g,i} = 0,00108 \text{ m}$.
- La flèche admissible : $\Delta f_{tadm} = L / 500 = 0,0048 \text{ m}$.
- $\Delta f_t = 0,00108 < \Delta f_{tadm} = 0,0048 \text{ m}$ vérifiée

La poutre palière est considérée comme semi encastree sur les deux extremités (poteaux).

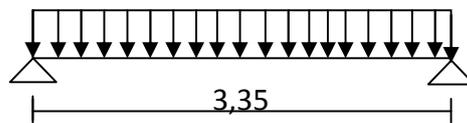


Figure IV.16 : Schéma statique de la poutre palière

✓ **Dimensionnement:** Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3 \cdot 27 \leq b \leq 0,4 \cdot 27 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des conditions RPA99 (version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} 30 \geq 20 & \text{condition vérifiée} \\ 30 = 30 & \text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{30} = 1 \leq 4 & \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,88 \times (3,06 - 0,3) = 7,94 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 34,31 \text{ KN/m}$

G = 44,50 KN/m

On a : $q_u = 1,35(2,25 + 7,94) + 34,31 \text{ KN/m} = 48,40 \text{ KN/m}$

✓ **Calcul des sollicitations**

$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 67,90 \text{ KN.m}$, $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 57,71 \text{ KN.m}$, $M_a = 0,4 \cdot M_0 = 27,16 \text{ KN.m}$.

✓ **Le Ferrailage de escalier**

Tableau .IV.16 – Ferrailage escalier type 2

caractéristique	h =30cm	b =30cm	d =0,9h=27cm	$\sigma_s =348\text{Mpa}$	$Fe=400\text{Mpa}$
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{CAL}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
En travée	57,71	0,186	0,896	6,85	7,70 soit 5T14
En appui	27,16	0,087	0,954	3,03	3,39 soit 3T12

✓ **-Vérifications:**

-Condition de non fragilité: $A_{min} \geq 0,23b.d.f_{t28} / f_e = 0,98\text{cm}^2$

En travée: $7,70 > 0,98\text{cm}^2$

En appuis: $3,39 > 0,98\text{cm}^2$

-Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{ser} = G = 44,5 \text{KN/m} \quad , \quad M_{ser} = \frac{Ql^2}{8} = 62,42 \text{KN.m} \quad , \quad M_{t,ser} = 0,85 \cdot 62,42 = 53,06 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,43 \cdot 19 = 24,96 \text{KN.m}$$

En travée:

Position de l'axe neutre: $A_s = 7,70$; $d = 27\text{cm}$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 115,5y - 3118,5 = 0 \Rightarrow y = 11,07\text{cm}$$

✓ **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 42861,25\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{53,06 \times 10^3}{42861,25} \times 11,07 = 13,70\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 13,70\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

Sur appui:

$$A_s = 3,39\text{cm}^2 \Rightarrow y = 6,89\text{cm} \quad , \quad I = 17587,02\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{24,96 \times 10^3}{17587,02} \times 6,89 = 9,77 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,77 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **-Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 81,07 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{81,07 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 1,0008 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{Mpa}\} = 3,25 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1,00 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

pas risque de cisaillement

✓ **-Armatures transversales At**

-Diamètre des armatures At:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L \right\} = \min \{0,86, 3,10\}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{mm}$

✓ **-Espacement St**

$$S_t \leq \min\{0,9d, 40 \text{cm}\} = \min\{24,3, 40\} \text{cm} \quad ; \quad \text{D'après le R.P.A 99 (version 2003)}$$

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\{15 \text{cm}, 10\phi_L\} \quad ; \quad \text{Zone courante } S_t \leq 15\phi_L .$$

✓ **-Vérification de la section d'armatures minimale**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{MPa} \right\} = \max \{0,35; 0,4\} = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

✓ **-Section des armatures transversales**

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,70 - 0,3 \cdot 1,2, 1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1,235} = 0,011 \text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max de (1) et (2) : $\begin{cases} A_t \geq 0,05.S_t \\ \text{on.prend : } S_t = 15\text{cm} \\ A_t \geq 0,75\text{cm}^2 \end{cases}$

Donc on prend $A_t = 1,13\text{cm}^2$ soit $4\phi 6$

✓ **-Ancrage des armatures tendues**

$\tau_s = 0,6.\psi^2.f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$ La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\phi.f_c}{4.\tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à $r=5,5\phi=6,6\text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,8\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 16,8}{1,87} = 5,92\text{cm}$$

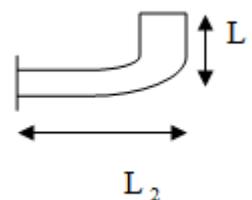


figure IV.17 ancrage armature

✓ **Calcul de la flèche:** Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Tableau IV.17 – Vérification de la flèche type2

Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/335=0,089 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,089 > 0,085$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2 / f_c$	$7,7/30.27=0,009 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

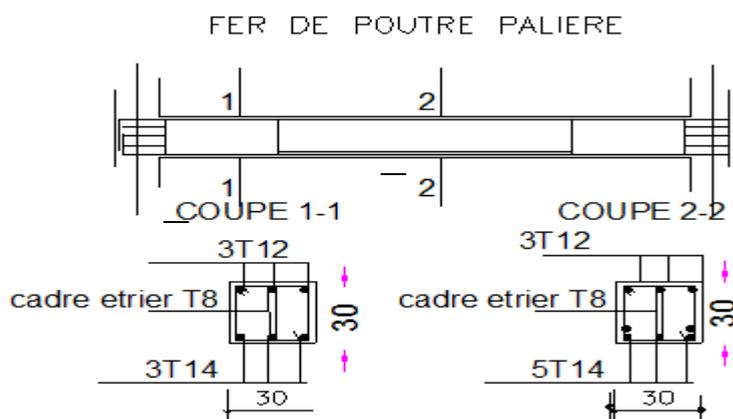


Figure IV.18 : Ferrailage de la poutre palière: (30x30) cm²

IV.4 L'ascenseur

IV.4.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une qui on doit lui associer les dispositifs mécaniques permettant se déplacement (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

IV.4.2 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est composé de trois constituants essentiels : le treuil de levage et sa poulie la cabine ou la benne ,le contre poids .La cabine et contre poids sont aux extrémité du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit : P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles. Q : la charge dans la cabine

P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

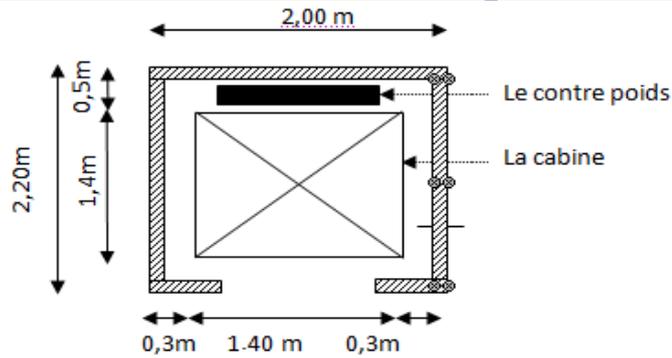


Figure IV.19. schéma de l'ascenseur

Ses dimensions selon (NFP82-22)

Largeur : 1,4 m ; profondeur : 1,4 m ; hauteur : 2,2 m

la largeur de passage libre : 0,8m ; la hauteur de passage libre : 2,00m

la hauteur de la course : 34,00m

La surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 16 \text{ cm}$

Soit (S) la surface des parois :

Tableau IV.18 des poids mort(ascenseur)

Poids de la cabine: $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 8,8 \times 1,4 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,00 \times 2,2 = 4,4 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 4,4 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = 20 \times 4,4 = 88 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1192,8 \text{ kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,8 + \frac{675}{2} = 1530,3 \text{ kg}$

IV.4.3 Calcul de la charge de rupture

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. Pour notre cas on prend $C_s = 12$.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre du poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que soit

le nombre des tirons , Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à : $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$

Avec C_s : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1192,8) = 22413,6\text{kg}$

C_r est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{22413,6}{0.85} = 26368,94\text{kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec m : type de mouflage (Assemblage de poulies) (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m = 2$ on à : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152\text{kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Le poids des câbles (M_g)

$$M_g = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0,515 \text{ Kg/m}$

l : longueur du câble = 34 m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 36 = 37.08 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,8 + 37.08 = 1904,88 \text{ kg}$$

Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,8}{1904.88} = 14,56 > 12 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

P_m : poids mort total

P_{treuil} : Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

P_p : le contre poids

M_g : le poids des câbles

La charge permanente totale : $G = 1192,8 + 1530,3 + 1200 + 37,08 = 3960,18 \text{ kg}$

la surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6358,74 \text{ kg}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotés).

La charge totale ultime : $q_u = 6358,74 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6358,74}{4} = 1589,69 \text{ kg}$$

Selon le **BAEL 91** la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10 x10) cm²

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$\{ U = a + h_0 = 10 + 16 = 26 \text{ cm}$$

$$\{ V = b + h_0 = 10 + 16 = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(26 + 26) = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 12480 \text{ kg} > q_0 = 1588,99 \text{ kg}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

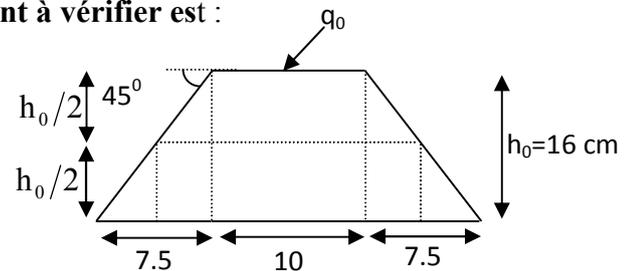
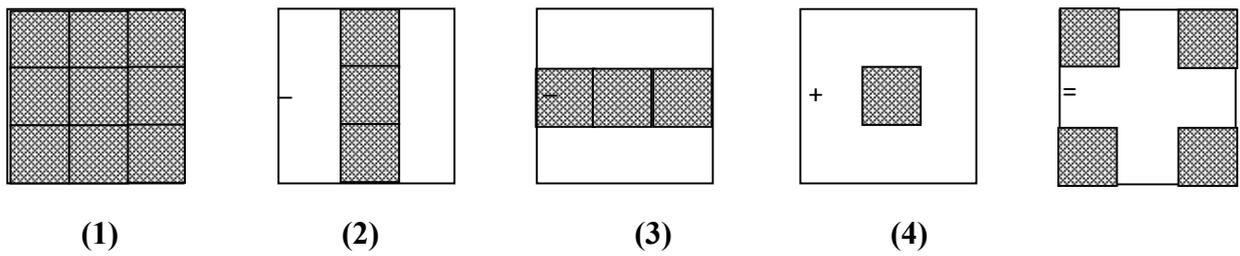


Figure IV. 20. Dalle

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



-Distances des rectangles

1) le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U=126 \text{ cm} \\ V=136 \text{ cm} \end{cases}$$

2) le rectangle (2):

$$\begin{cases} U = 74 \text{ cm} \\ V = 136 \text{ cm} \end{cases}$$

3) le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 126 \text{ cm} \\ V = 84 \text{ cm} \end{cases}$$

4) le rectangle (4):

$$\begin{cases} U=74 \text{ cm} \\ V=84 \text{ cm} \end{cases}$$

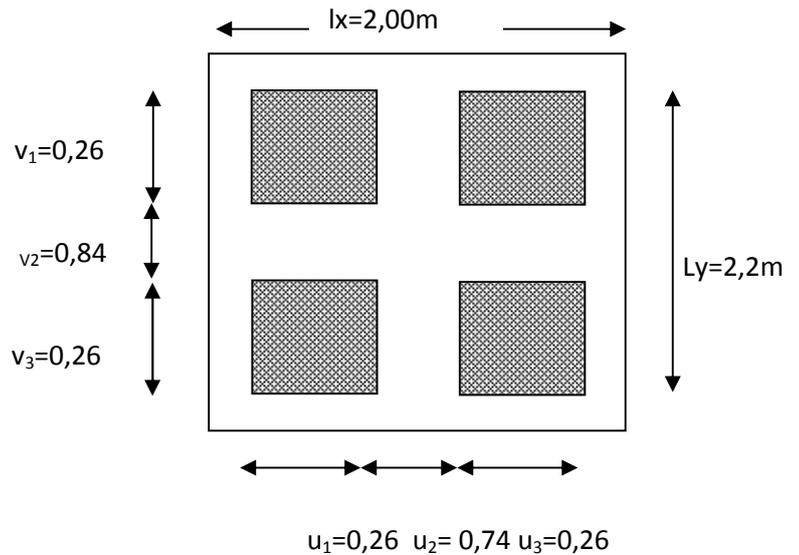


Figure IV.21 des moments dus aux charges concentrées

Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1)P$$

Avec v : coefficient de Poisson

À L'E L U ($v = 0$)

$$\begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P'.S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm² est :

$$P' = \frac{q_\mu}{u.v} = \frac{1589.69}{0,26.0,26} = 2351612 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=2,00\text{m}$; $L_y=2,20\text{m}$

Tableau .IV. 19 Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	23505,77	40194,87	3135,2	2492,08
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	23505,77	23646,80	2506,56	1868,09
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	23505,77	24916,12	2317,2	2018,20
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	23505,77	14573,58	1879,99	1603,09

Les moments dues aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 191,4391, \text{ m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 208,8808, \text{ m}$$

Moments dues aux charges reparties (poids propre de la dalle):

Chargement :

Lx=2,00 m ; Ly=2,20 m h₀=16 cm ; poids propre : G=0,16 x 2500 = 400 kg/m

charge d'exploitation : Q = 100 Kg / m ; Charge ultime: **qu=1,35G+1,5Q=690 kg/**

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,2} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{\mu} \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 125,86 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 98,60 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 191,43 + 125,86 = 317,29 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 208,88 + 98,60 = 307,48 \text{ kg.m/m}$$

Moments retenus :

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 237,97 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 230,61 \text{ kg.m/m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 158,645 \text{ kg.m/m}$$

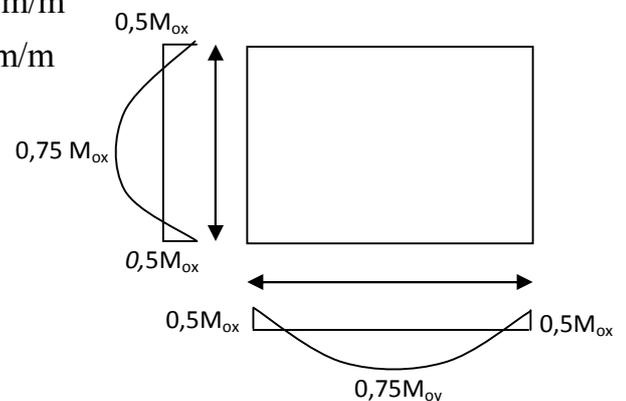


Figure IV.22 diagramme des moments de la dalle

IV.4.4 Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données : Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$. Hauteur de la section $h=16\text{cm}$

Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=14,4\text{ cm}$. ou $d= 16-2=14\text{ cm}$ en prend $d=14\text{ cm}$

Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$; Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$, $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$. ; Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mp}$; Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens L_x :

Le moment ultime: $M_{tx} = 237,97\text{ kg.m} = 2379,7\text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2379,7}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2379,7}{0,996 \times 14,4 \times 348} = 0,48\text{cm}^2/\text{ml}$

Sens L_y :

Le moment ultime: $M_{tx} = 230,61\text{ kg.m} = 2306,1\text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2306,1}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2306,1}{0,996 \times 14,00 \times 348} = 0,46\text{cm}^2/\text{ml}$

Sur appui:

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 158,645\text{ kg.m} = 1586,45\text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1586,45}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,005 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9975$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1586,45}{0,9975 \times 14,00 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 16 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquée la formule suivante:

Sens Ly:

$A_{y_{\min}} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \cdot 0,16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y_{\min}} = \mathbf{1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_{a_y} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y_{\min}} = \mathbf{1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

Sens Lx:

$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,28 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,34 \text{ cm}^2 / \text{mL}$.

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x_{\min}} = \mathbf{1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_{a_x} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x_{\min}} = \mathbf{1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre: $h_0 = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm}$

On à : $\phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 16 \text{ mm}$.

En travée: Sens Lx:

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

$St_x \leq 33 \text{ cm}$

Sens Ly:

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

$St_y \leq 45 \text{ cm}$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_a = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

$$2) \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \cdot d}; \text{ et } \bar{\tau} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \end{cases}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

On calcule V_x et V_y : (efforts tranchants dus aux charges réparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

Charge ultime de la dalle: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 690 \text{ kg/m} = 6900 \text{ N/m}$

$$V_x = 6900 \frac{2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4761 \text{N} + 4,76 \text{KN}$$

Donc :

$$V_y = \frac{6900 \cdot 2}{3} = 4600 \text{N} = 4,6 \text{KN} \approx V_x$$

On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{1589,69}{2 \cdot 0,26 + 0,26} = 20,38 \text{KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{1589,69}{3 \cdot 0,26} = 20,38 \text{KN}$$

Comme ($u=v=26 \text{ cm}$) $\Rightarrow V_u = V_v = 20,38 \text{ KN}$

Donc l'effort total V_{tot} :

$$\text{Sens Lx : } V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,761 + 20,38 = 25,14 \text{ KN}$$

$$\text{Sens Ly : } V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,6 + 20,38 = 24,98 \text{ KN}$$

D'où: $V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y})$

$$V_{\text{tot}} = 25,14 \text{ KN}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{25,14.10^3}{1000.144} = 0,174 \text{ MPa.}$$

15cm π h₀ = 16cm π 30cm on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.h_0}{3} . \min(0,13\bar{f}_{28}; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0,174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.0,16}{3} . \min(0,1325 ; 5\text{Mpa}) = 1,73 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les vérifications à L'E.L.S :

- Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) p'_{ser} ; \quad M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) p'_{ser} \quad \text{Avec: } \nu = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} . S' = \frac{P_{aser}}{u.v} . S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u.v} ; \quad P_{aser} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (3960.18 + 675) . 1/4 = 1158,80 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } q_{ser} = 1158,80 / (0,26)^2 = 17141,94 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 17141.94 . S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau .IV. 20 Les résultats des moment

rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	29299,7	2648,7	2273,66
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	17237,12	2099,48	1727,16
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	18162,38	1983,33	1808,97
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	10623,3	1604,12	1442,64

Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 170,01 \text{ kg.m/m} , \quad M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 180,17 \text{ kg.m/m}$$

Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,16.2500 = 400 \text{ Kg/m}^2; \quad ep = 16 \text{ cm}$$

$Q = 100 \text{ kg/m}^2$.

$Q_{\text{ser}} = 100 + 400 = 500 \text{ Kg/m}^2$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$

$M_{\text{oxr}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,0528 \cdot 500 \cdot 2^2 = 105,6 \text{ kg/m}$

$M_{\text{oyr}} = \mu_y \cdot M_{\text{oxr}} = 0,8502 \cdot 105,6 = 89,78 \text{ kg.m/m}$;

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 170,01 + 105,6 = 275,61 \text{ kg.m/m}$; $M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 180,17 + 89,78 = 269,95 \text{ kg.m/m}$

Les moments en travées et en appuis :

$M_{\text{tx}} = 0,75 M_{0x} = 206,71 \text{ kg.m}$

$M_{\text{ty}} = 0,75 M_{0y} = 202,46 \text{ kg.m}$

$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,50 M_{0x} = 137,81 \text{ kg.m}$

vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

En travée :

$M_{\text{tx}} = 2067,1 \text{ N.m}$; $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL}$; $A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$; On a : $A_s' = 0$; et $n = 15$

D'où :

$50y^2 - 15 \cdot 3,14(14,4 - y) = 0$ d'où : $y = 3,24 \text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie:

$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$; $I = 100 \cdot (3,24)^3/3 + 15 \cdot 3,14(14,4 - 3,24)^2$; $I = 6700 \text{ cm}^4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{\text{ser}}/I) \cdot y$; $\sigma_{bc} = 2067,1 / 6700 \cdot 3,24 = 0,999 = 1,00 \text{ Mpa}$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors : $\sigma_{bc} = 1,00 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

sur appuis :

$M_{app}=137,81 \text{ kg.m}$ $A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$, $A' = 0$. ; Position de l'axe neutre (y) :

$Y=3,24\text{cm}$

Moment d'inertie (I):

$I=6700 \text{ cm}^4$; La contrainte dans le béton σ_{bc} : $\sigma_{bc} = K..y= (Mser/I).y$

$\bar{\sigma}_{bc} = 1378,1./6700.3,24=0,67 \text{ Mpa}$; La contrainte admissible du béton σ_{bc} : $\sigma_{bc}=0,6 f_{c28}=15\text{MPa}$

Alors : $\sigma_{bc}=0,67 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}=15\text{MPa}$ **condition vérifiée**

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Suivant Ly :

En travée :

$M_{t_y} = 202,46\text{kg.m}$; $A_t = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$; $A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$, On a : $A_s' = 0$; et $n=15$

D'où : $50y^2 - 15.2,01(14,4-y) = 0$ Donc : $y=2,66 \text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie:

$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$; $I = 100. (2,66)^3/3 + 15.3,14(14,4-2,66)^2$; **$I=4782,87 \text{ cm}^4$**

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$\sigma_{bc} = K..y= (Mser/I).y$; $\sigma_{bc} = 2024,6./4782,87.2,66=1,13 \text{ Mpa}$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

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

Alors : $\sigma_{bc}=1,13 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}=15\text{MPa}$ **condition vérifiée**

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Disposition du ferrailage:

-**Arrêt des barres** : C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ; $f_{c28}=25\text{MPa}$.

Donc : $L_s = 40\Phi = 40.0,8 = 32\text{cm}$.

*** Cas des charges uniformes.**

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{Ma}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (32\text{cm} ; 40\text{cm}).$$

$$L_1 = 40\text{cm}. L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (32\text{cm} ; 20\text{cm}) L_2 = 32\text{cm}.$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée. $L_x / 10 = 200 / 10 = 20\text{ cm}$

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 / mL avec $S_t = 25\text{cm}$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25\text{cm}$$

Suivant L_y : $A_t = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T8 / mL avec $S_t = 25\text{cm}$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25\text{cm}$$

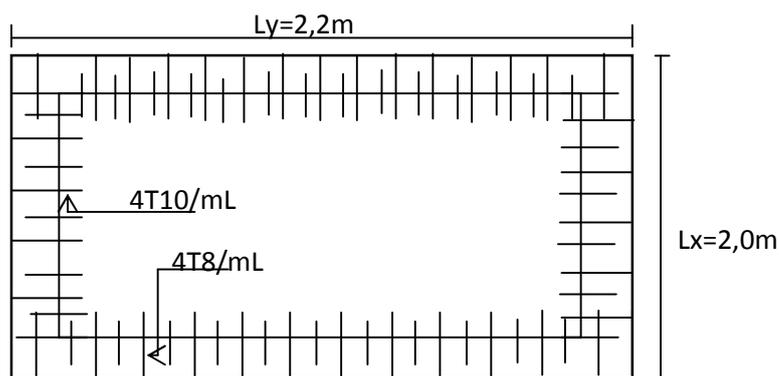
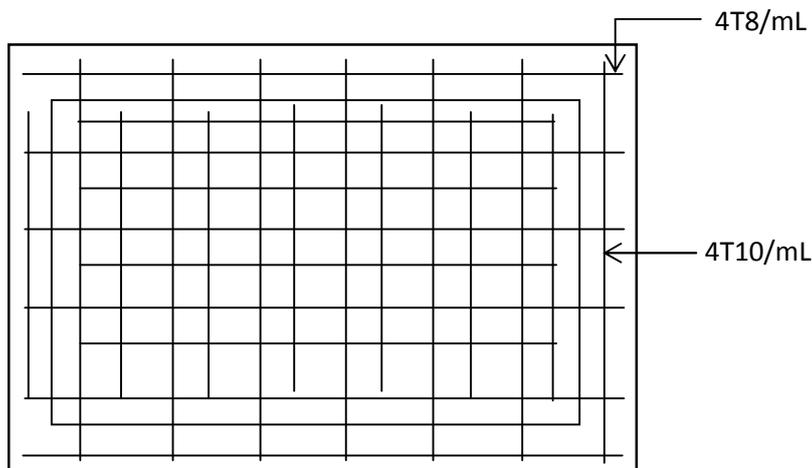


Figure IV.23-Ferrailage Supérieur du panneau de dalle -



FigureIV-24 - Ferrailage Inférieur du panneau de dalle -

Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm. on adopte une épaisseur $e_p = 20$ cm.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par:

$$A_{\min} = 0,1\% b \cdot h_t = 0,1 \cdot 0,01 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec **5T10/ml** soit ($A_{\text{adopte}} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

L'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

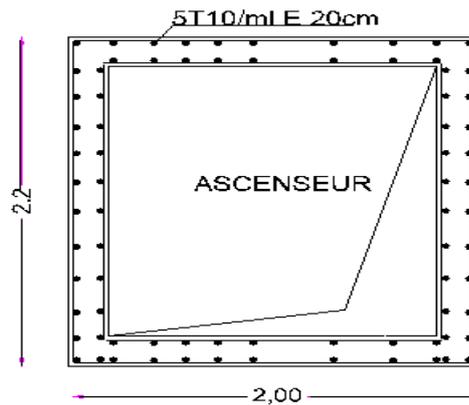


Figure IV-25 – Plan de Ferrillage de de voile d'ascenseur

Chapitre V : Etude sismique

V.1- Introduction :

L'étude d'une construction parasismique porte sur le comportement Qualitatif des bâtiments soumis aux oscillations du sol d'implantation lors d'un Séisme. Il porte essentiellement sur le comportement de la superstructure.

L'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

V.2- calculs sismiques et méthodes de calcul

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

V.2.1 Methode statique équivalente :

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones **I** et **IIa** et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a)

V.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V .2.3 Méthode de calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**SAP2000**» qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisi « Réponse Spectrum Fonction » Fonction du Spectre de la réponse qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (noeud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.

-Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.2.4 Calcul des masses de la structure :

La valeur **w** à prendre en compte est égale à la somme des poids **w_i** calculés à chaque niveau **i** de la structure **W** est égal à la somme des poids **W_i**, calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \bullet \quad W_{Gi} : \text{poids dû aux charges}$$

permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

- **W_{Qi}** : charges d’exploitation
- **β** : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge

d’exploitation et donné par le tableau 4.5.

Pour notre projet **β=0,2** (Bâtiments d’habitation, bureaux ou assimilés)[RPA99V2003, Tableau 4.5]

Détermination des poids (Wt) de la structure : Prenons comme exemple Bloc (A et C):

Le niveau 01 (RDC) : La surface du plancher : **S= 213.87 m².**

Tableau V.1: Détermination des poids (Wt) de la structure (Le niveau 01 (RDC))

Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats	
- Plancher	$G \times S = 0,504 \times 213.87$	107.79	T
- Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 27 \times 0,50^2 \times 2.5 \times 4.08$	34.43	T
- Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,45 \times 2,5 \times 76.20$	25.72	T
- Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 63.23$	16.60	T
- Les murs extérieurs de 30cm	$0,288 \times (ht) / 2 \times \sum L = 0,288 \times 2.04 \times 55.47$	38.46	T
- Les murs intérieurs de 10cm	$0,144 \times (ht) / 2 \times \sum L = 0.144 \times 2.04 \times 36.30$	76.61	T
- Les murs voile	$e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L : \text{RDC} : 0,2 \times 2.04 \times 2,5 \times 42.40$	17.30	T
- Les escaliers	$p = V \times \gamma_b ; (V = V_m + V_p + V_v) = 1.38 \times 2.5$	3.45	T
- Le poids G	$G = \sum G_i$	320.36	T
- La surcharge p=Q x St	$p = 2.5 \times 213.87$	534.68	T
- Le poids Wt=G+ β P	$Wt = 320.36 + 0,2 \times 534.68$	427.29	T

La surcharge : p=Q x St (St : la surface totale du plancher)

Le niveau (02 et 03 étage):

Tableau V.2: Détermination des poids (Wt) de la structure (Le niveau (02et 03 étage):

Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats	
Plancher	$G \times S = 0,504 \times 213.87$	107.79	T
Dalle pleine	$G \times S = 0.599 \times 13.40$	80.27	T
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 27 \times 0,50^2 \times 4.08 \times 2.5$	68.85	T
Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,45 \times 2,5 \times 76.20$	25.72	T
Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 63.23$	16.60	T
Les murs extérieurs de 30cm	$0,288 \times (h_t) \times \sum L = 0,288 \times 4.08 \times 55.47$	76.93	T
Les murs intérieurs de 10cm	$0,144 \times (h_t) \times \sum L = 0.144 \times 4.08 \times 36.30$	153.23	T
Les murs voile	$e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L : RDC: 0,2 \times 4.08 \times 2,5 \times 42.40$	34.60	T
Les escaliers	$p = V \times \gamma_b ; (V = V_m + V_p + V_v) = 2.76 \times 2.5$	6.90	T
Le poids G	$G = \sum G_i$	570.88	T
La surcharge $p = Q \times St$	$p = 2.5 \times 213.87$	534.68	T
Le poids $W_t = G + \beta P$	$W_t = 570.88 + 0,2 \times 534.688$	677.81	T

Tableau V.3: Détermination des poids (Wt) de la structure (Le niveau 4)

Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats (T)
Plancher	$G \times S = 0,504 \times 213.87$	107,79
- Dalle pleine	$G \times S = 0.599 \times 13.40$	80,27
- Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 27 \times 0,50^2 \times 3.06 \times 2.5$	51,64
- Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,45 \times 2,5 \times 76.20$	25,72
- Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 63.23$	16,60
- Les murs extérieurs de 30cm	$0,288 \times (h_t) \times \sum L = 0,288 \times 3.06 \times 55.47$	57,70
Les murs intérieurs de 10cm	$0,144 \times (h_t) \times \sum L = 0.144 \times 3.06 \times 36.30$	114,92
- Les murs voile	$e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L : 0,2 \times 3.06 \times 2,5 \times 42.40$	25,95
- Les escaliers	$p = V \times \gamma_b ; (V = V_m + V_p + V_v) = 2.76 \times 2.5$	6,90
- les balcons	$p = V \times \gamma_b = 4.02 \times 2.5$	10,05
- Le poids G	$G = \sum G_i$	497,52
- La surcharge $p = Q \times St$	$p = 1.5 \times 213.87$	320,81
- Le poids $W_t = G + \beta P$	$W_t = 497.52 + 0,2 \times 320.81$	561,69

De la meme manier en calcule Wt des autre Niveau 05,06,07,08,09,Terrasse

Tableau V.4 résume le poids en (t) aux différents niveaux

Eléments	Poids (t)	niveau 01 RDC	2-3 ^{eme} niveau	4 ^{eme} niveau	5-8 ^{eme} niveau	9-10 ^{eme} niveau	11 ^{eme} niveau Terrasse1
Acrotère	$Q \times \sum L$						14,26
Plancher terrasse	$Q \times \sum L$						138,18
Plancher étage courant	$G \times S$	107,79	107,79	107,79	107,79	107,79	
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times$ $ht/2$	34,43	68,85	51,64	41,83	33,05	16,52
Poutre principale	$bxhx \gamma_b \times \sum L$	25,72	25,72	25,72	25,72	25,72	25,72
Poutre secondaire	$bxhx \gamma_b \times \sum L$	16,60	16,60	16,60	16,60	16,60	16,60
Murs extérieurs 30cm	$0,8 \times G_m \times (h_t/2) \times$ $\sum L$	38,46	76,93	57,70	57,70	57,70	57,70
Murs int de 10 cm d'ep	$0,8 \times G_m \times (h_t/2) \times$ $\sum L$	76,61	153,23	114,92	114,92	114,92	114,92
Murs voiles	$e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L$	17,30	34,60	25,95	25,95	25,95	12,97
Dalle pleine	$G \times S$		80,27	80,27	80,27	80,27	
Escaliers	$G \times S$	3,45	6,90	6,90	6,90	6,90	
Balcons	$G \times S$			10,05	10,05	10,05	
Charge permanente	$\sum G_i$	320,36	570,88	497,52	487,71	478,93	396,87
Charge d'exploitation	$Q \times St$	534,68	534,68	320,81	320,81	320,81	227,27
Poids total	$G + \beta.P$	427,29	677,81	561,69	551,87	543,10	442,32

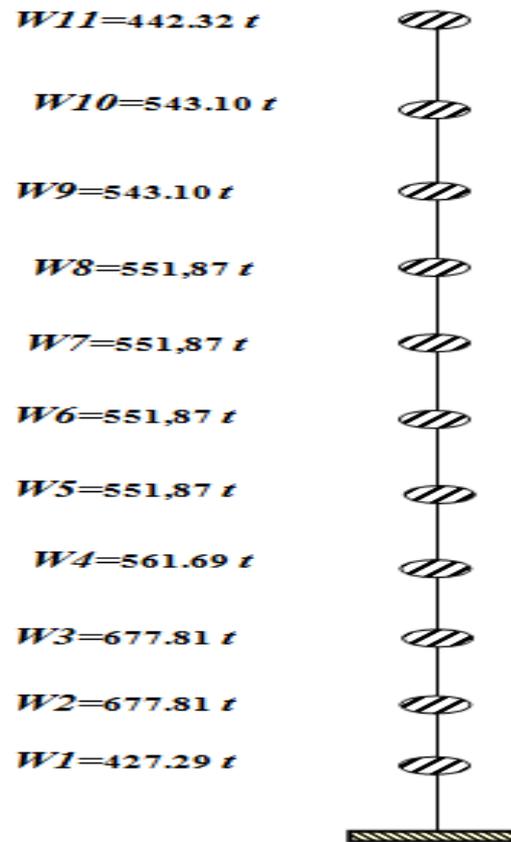


Figure V.01 : Concentration des masses sismiques sur la hauteur

V.3 Calcul des forces sismiques

Le calcul des forces sismiques par la méthode statique équivalente

V.3.1 Détermination des coefficients:

$$\xi = 6\% \left\{ \begin{array}{l} \text{- Portique en béton armé.} \\ \text{- Remplissage léger.} \end{array} \right.$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide R = 5. [RPA99V2003, tableau 4.3]

-Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

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

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

•T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1pour un amortissement $\xi = 5\%$

• η : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 6)} = 0,9354 \geq 0,7$$

où ξ (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Tableau V 5 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

A : coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau suivant : la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment. **Pour notre cas A= 0,10**

R : coefficient de comportement global de la structure

Selon le RPA le **coefficient de comportement de notre structure sera R = 5** (système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé)

[RPA99V2003, tableau 4.3]

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Tableau V 6: Valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05
3. Régularité en plan	0	✓ 0,05
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	✓ 0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (RPA 99 révisées en 2003)

Pour notre cas $Q = 1+(0,00+0,00+0,05+0,00+0,00+0,10) = 1,15$.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant.

Tableau V. 7: Valeurs du coefficient C_T tableau 4.6 (RPA99)

Cas n°	Système de contreventement	C_T
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Pour notre cas $C_T = 0,050$

Tableau V 8 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3 -Sol meuble $\Rightarrow T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou:} \begin{cases} h_n = 36,64\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

Donc : $T = 0,050 \cdot (36.64)^{3/4} = 0,745\text{sec}$

$$T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec.}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,9354 \cdot \left(\frac{0,5}{0,745}\right)^{2/3} = 1,793$$

Donc : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,10 \cdot 1,793}{5} \cdot 1,15 \times 6080.61 = 250.79\text{t}$

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

(sens longitudinal et transversal)

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$

où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à $0,7$ secondes. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Tableau V 9 : La répartition de la force sismique sur la hauteur (j)

Niveaux	wj (t)	hj (m)	hj x wj (t.m)	V (t)	Fi (t)
RDC	427.29	4,08	1743.35	250.79	3.290
1 étage	677.81	8,16	5530.93		10.438
2 étage	677.81	12,24	8296.40		15.656
3 étage	561.69	15,30	8593.79		16.218
4 étage	551.87	18,36	10132.41		19.121
5 étage	551.87	21,42	11821.15		22.308
6 étage	551.87	24,48	13509.88		25.495
7 étage	551.87	27,54	15198.62		28.682
8 étage	543.10	30,60	16618.74	31.362	

9 étage	543.10	33,66	18280.61		34.498
10 étage	442.32	36,72	16242.15		30.651
Somme V					250.79

Distribution horizontale de l'effort tranchant (sens longitudinal et transversal)

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$ et $F_t = 0,07 TV$

Tableau V 10 : La répartition de l'effort tranchant VK SUR la hauteur (j)

Niveaux	wj (t)	hj (m)	Ft=0.07xTxV	V (t)	Vk (t)
RDC	427.29	4,08	13.07	250.79	250.79
1 étage	677.81	8,16			247.50
2 étage	677.81	12,24			237.06
3 étage	561.69	15,30			221.41
4 étage	551.87	18,36			205.19
5 étage	551.87	21,42			186.07
6 étage	551.87	24,48			163.76
7 étage	551.87	27,54			138.26
8 étage	543.10	30,60			109.58
9 étage	543.10	33,66			78.22
10 étage	442.32	36,72			43.72

V.4 Méthode dynamique modale spectrale

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

Nombre de modes à considérer

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 d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus que pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et

T_k : la période du mode K.

Sens longitudinal

Tableau V 11 mode 1

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	Øk x Wk	Wk x Øk ²	Facteur de contribution	coefficient de participation modal
	Wk (t)	Øk			Ý1=(02)/(03)	Ý ² =(03) ² /(02)x1/(01)
11	442.32	1.0000	442.320	442.320	1.4618	0.2379
10	543.10	0.9088	493.582	448.579		
9	543.10	0.8147	442.467	360.480		
8	551.87	0.7176	396.048	284.223		
7	551.87	0.6206	342.484	212.542		
6	551.87	0.5221	288.109	150.410		
5	551.87	0.4250	234.545	99.682		
4	561.69	0.3324	186.679	62.043		
3	677.81	0.2456	166.462	40.881		
2	677.81	0.1411	95.621	13.490		
1	427.29	0.0066	2.800	0.018		
la somme,	6 080.60		3 091.12	2 114.67		
	(1)		*(02)*	*(03)*		

Mode 01 :

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3 -Sol meuble ⇒ T1 = 0,15 sec et T2 = 0,5 sec. W=2.1398 rad/s ; T= 2.9349 sec

$$2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s \quad \Rightarrow Sa /g=0.0462$$

Tableau V 12 Distribution de la résultante des forces sismiques

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	facteur de contribution	spectre de réponse	les forces sismiques
	1	2	3	4	5=1x2x3x4
	Wk (t)	Øk	Ý1	Sa /g	Fk1(t)
11	442.32	1.0000	1.4618	0.0462	29.8712
10	543.10	0.9088	1.4618	0.0462	33.3331
9	543.10	0.8147	1.4618	0.0462	29.8811
8	551.87	0.7176	1.4618	0.0462	26.7463
7	551.87	0.6206	1.4618	0.0462	23.1290
6	551.87	0.5221	1.4618	0.0462	19.4569
5	551.87	0.4250	1.4618	0.0462	15.8395
4	561.69	0.3324	1.4618	0.0462	12.6070
3	677.81	0.2456	1.4618	0.0462	11.2417
2	677.81	0.1411	1.4618	0.0462	6.45758
1	427.29	0.0066	1.4618	0.0462	0.18909

Tableau V 13 mode 2

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	Øk x Wk	Wk x Øk ²	facteur de contribution	coefficient de participation modal
	Wk (t)	Øk			Ý1=(02)/(03)	Ý2=(03) ² /(02)x1/(01)
11	442.32	-1.0000	-442.320	442.320	0.6225	0.6558
10	543.10	-0.6548	-355.643	232.889		
9	543.10	-0.2903	-157.674	45.776		
8	551.87	0.0697	38.471	2.682		
7	551.87	0.3887	214.517	83.385		
6	551.87	0.6403	353.375	226.274		
5	551.87	0.7984	440.606	351.774		
4	561.69	0.8548	480.154	410.455		
3	677.81	0.8048	545.528	439.062		
2	677.81	0.6032	408.872	246.642		
1	427.29	0.0450	19.207	0.863		
La somme	6 080.60		1 545.09	2 482.12		
	(1)		*(02)*	*(03)*		

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3 -Sol meuble ⇒ T1 = 0,15 sec et T2 = 0,5 sec., W=8.8977 rad/s ; T= 0.7058 sec

$$2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2.5} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

=> Sa /g=0.1195

Tableau V 14 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	facteur de contribution	spectre de repense	les forces sismiques
	1	2	3	4	05=01x02x03x04
	Wk (t)	Øk	Ý1	Sa /g	Fk2(t)
11	442.32	-1.0000	0.6225	0.1195	-32.8942
10	543.10	-0.6548	0.6225	0.1195	-26.4482
9	543.10	-0.2903	0.6225	0.1195	-11.7258
8	551.87	0.0697	0.6225	0.1195	2.8610
7	551.87	0.3887	0.6225	0.1195	15.9531
6	551.87	0.6403	0.6225	0.1195	26.2795
5	551.87	0.7984	0.6225	0.1195	32.7667
4	561.69	0.8548	0.6225	0.1195	35.7078
3	677.81	0.8048	0.6225	0.1195	40.5694
2	677.81	0.6032	0.6225	0.1195	30.4068
1	427.29	0.0450	0.6225	0.1195	1.4284

Tableau V 15 mode 3

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	$\Phi_k \times W_k$	$W_k \times \Phi_k^2$	facteur de contribution	coefficient de participation modal
	W_k (t)	Φ_k			$\gamma_1=(02)/(03)$	$\gamma_2=(03)^2/(02) \times 1/(01)$
11	442.32	1.0000	442.320	442.320	0.5253	0.5832
10	543.10	0.6172	335.201	206.886		
9	543.10	0.2274	123.501	28.084		
8	551.87	0.4527	249.832	113.099		
7	551.87	-0.7848	-433.108	339.903		
6	551.87	-0.6572	-362.689	238.359		
5	551.87	-0.4249	-234.490	99.635		
4	561.69	0.2941	165.193	48.583		
3	677.81	0.4382	297.016	130.153		
2	677.81	0.5634	381.878	215.150		
1	427.29	0.0320	13.689	0.439		
somme	6 080.60		978.34	1 862.61		
	(1)		*(02)*	*(03)*		

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3 -Sol meuble \Rightarrow T1 = 0,15 sec et T2 = 0,5 sec.

$\omega = 21.4188$ rad/s ; T= 0.2932 sec ;

$$2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \Rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \Rightarrow S_a / g = 0.1503$$

Tableau V 16 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	facteur de contribution	spectre de réponse	les forces sismiques
	1	2	3	4	05=01x02x03x04
	W_k (t)	Φ_k	γ_1	S_a / g	$F_k3(t)$
11	442.32	1.0000	0.5253	0.1503	34.92728
10	543.10	0.6172	0.5253	0.1503	26.46878
9	543.10	0.2274	0.5253	0.1503	9.75211
8	551.87	0.4527	0.5253	0.1503	19.72765
7	551.87	-0.7848	0.5253	0.1503	-34.19983
6	551.87	-0.6572	0.5253	0.1503	-28.63931
5	551.87	-0.4249	0.5253	0.1503	-18.51619
4	561.69	0.2941	0.5253	0.1503	13.04427
3	677.81	0.4382	0.5253	0.1503	23.4535
2	677.81	0.5634	0.5253	0.1503	30.1546
1	427.29	0.0320	0.5253	0.1503	1.08093

- ✓ **Vérification** :la somme des coefficients de participation modal doit être supérieur ou égale a 90 %

Tableau V 17 Vérification :la somme des coefficients de participation modal

	coefficient de participation modal	Observation
Mode 1	23.792 %	
Mode 2	65.576 %	
Mode 3	58.318 %	
La somme =	147.686	Condition vérifiée.

Récapitulation des résultantes des forces sismiques Fkt (t) pour les trois modes (sens longitudinal)

$$F_{kt} = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2}$$

Tableau V 18 Récapitulation des résultantes des forces sismiques Fkt (t)

Niveaux	Wk (t)	Fk1(t)	Fk2(t)	Fk3(t)	Fkt (t)
11	442.32	29.87	-32.89	34.93	56.52
10	543.10	33.33	-26.45	26.47	50.11
9	543.10	29.88	-11.73	9.75	33.55
8	551.87	26.75	2.86	19.73	33.36
7	551.87	23.13	15.95	-34.20	44.26
6	551.87	19.46	26.28	-28.64	43.47
5	551.87	15.84	32.77	-18.52	40.83
4	561.69	12.61	35.71	13.04	40.05
3	677.81	11.24	40.57	23.45	48.19
2	677.81	6.46	30.41	30.15	43.31
1	427.29	0.19	1.43	1.08	1.80
la somme					dy= 435.45

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «Vt» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

$$V_{dx} = 435.45 \text{ t} > 80\%V_{st} = 80\%.250.79 = 200.63 \text{ t} \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Sens Transversal**

Tableau V 19 mode 1

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	Øk x Wk	Wk x Øk ²	facteur de contribution	coefficient de participation modal
	Wk (t)	Øk			Ý1=(02)/(03)	Ý2=(03)^2/(02)x1/(01)
11	442.32	1.0000	442.320	442.320	1.4632	0.2368
10	543.10	0.9075	492.857	447.263		
9	543.10	0.8135	441.817	359.422		
8	551.87	0.7166	395.466	283.388		
7	551.87	0.6182	341.171	210.915		
6	551.87	0.5198	286.875	149.125		
5	551.87	0.4244	234.200	99.389		
4	561.69	0.3304	185.580	61.315		
3	677.81	0.2438	165.222	40.274		
2	677.81	0.1395	94.555	13.190		
1	427.29	0.0056	2.396	0.013		
Somme	6 080.60		3 082.46	2 106.62		
	(1)		*(02)*	*(03)*		

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3 -Sol meuble ⇒ T1 = 0,15 sec et T2 = 0,5 sec. ; W= 1.7431 rad/s T= 3.6028 sec

$$2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) \Rightarrow T > 3.0s \Rightarrow Sa /g=0.0336$$

Tableau V 20 résultante des forces sismiques selon la hauteur Sens Transversal

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	facteur de contribution	spectre de réponse	les forces sismiques
	1	2	3	4	05=01x02x03x04
	Wk (t)	Øk	Ý1	Sa /g	Fk1(t)
11	442.32	1.0000	1.4632	0.0336	21.7174
10	543.10	0.9075	1.4632	0.0336	24.1988
9	543.10	0.8135	1.4632	0.0336	21.6927
8	551.87	0.7166	1.4632	0.0336	19.4170
7	551.87	0.6182	1.4632	0.0336	16.7511
6	551.87	0.5198	1.4632	0.0336	14.0853
5	551.87	0.4244	1.4632	0.0336	11.4990
4	561.69	0.3304	1.4632	0.0336	9.1118
3	677.81	0.2438	1.4632	0.0336	8.1122
2	677.81	0.1395	1.4632	0.0336	4.64255
1	427.29	0.0056	1.4632	0.0336	0.11765

Tableau V 21 mode 1

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	Øk x Wk	Wk x Øk2	facteur de contribution	coefficient de participation modal
	Wk (t)	Øk			Ý1=(02)/(03)	Ý2=(03)^2/(02)x1/(01)
11	442.32	1.0000	442.320	442.320	-0.6262	0.6410
10	543.10	0.6497	352.842	229.235		
9	543.10	0.2818	153.071	43.143		
8	551.87	-0.0763	-42.093	3.211		
7	551.87	-0.3933	-217.057	85.371		
6	551.87	-0.6417	-354.146	227.262		
5	551.87	-0.7962	-439.387	349.830		
4	561.69	-0.8471	-475.827	403.089		
3	677.81	-0.7930	-537.499	426.233		
2	677.81	-0.5828	-395.029	230.224		
1	427.29	-0.0359	-15.323	0.549		
somme	6 080.60		-1 528.13	2 440.47		
	(1)		*(02)*	*(03)*		

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3 -Sol meuble ⇒ T1 = 0,15 sec et T2 = 0,5 sec.

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3 -Sol meuble ⇒ T1 = 0,15 sec et T2 = 0,5 sec. ; W= 7.4074 rad/s ; T=0.8478 sec

$$\Rightarrow Sa /g=0.1057 \quad 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s$$

Tableau V 22 résultante des forces sismiques selon la hauteur Sens Transversal

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	facteur de contribution	spectre de réponse	les forces sismiques
	1	2	3	4	05=01x02x03x04
	Wk (t)	Øk	Ý1	Sa /g	Fk2(t)
11	442.32	1.0000	-0.6262	0.1057	-29.2819
10	543.10	0.6497	-0.6262	0.1057	-23.3584
9	543.10	0.2818	-0.6262	0.1057	-10.1334
8	551.87	-0.0763	-0.6262	0.1057	2.7866
7	551.87	-0.3933	-0.6262	0.1057	14.3693
6	551.87	-0.6417	-0.6262	0.1057	23.4447
5	551.87	-0.7962	-0.6262	0.1057	29.0877

4	561.69	-0.8471	-0.6262	0.1057	31.5001
3	677.81	-0.7930	-0.6262	0.1057	35.5828
2	677.81	-0.5828	-0.6262	0.1057	26.1512
1	427.29	-0.0359	-0.6262	0.1057	1.0144

Tableau V 23 mode 3

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	Øk x Wk	Wk x Øk2	facteur de contribution Ý1=(02)/(03)	coefficient de participation modal Ý2=(03)^2/(02)x1/(01)
	Wk (t)	Øk				
11	442.32	1.0000	442.320	442.320	0.4990	0.7869
10	543.10	0.5246	284.910	149.464		
9	543.10	0.3654	198.449	72.513		
8	551.87	0.5546	306.067	169.745		
7	551.87	-0.7912	-436.640	345.469		
6	551.87	-0.7412	-409.046	303.185		
5	551.87	-0.3325	-183.497	61.013		
4	561.69	-0.1423	-79.928	11.374		
3	677.81	0.8662	587.148	508.612		
2	677.81	0.6912	468.502	323.829		
1	427.29	0.0314	13.417	0.421		
Somme	6 080.60		1 191.70	2 387.94		
	(1)		*(02)*	*(03)*		

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3 -Sol meuble ⇒ T1 = 0,15 sec et T2 = 0,5 sec. ; W= 21.4188 rad/s ; T=0.2932 sec

$$2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \Rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \Rightarrow Sa /g=0.1503$$

Tableau V 24 résultante des forces sismiques selon la hauteur sens Transversal

Niveaux	Masses	Formes propres de vibration	facteur de contribution	spectre de réponse	les forces sismiques
	1	2	3	4	05=01x02x03x04
	Wk (t)	Øk	Ý1	Sa /g	Fk3(t)
11	442.32	1.0000	0.4990	0.1503	33.18475
10	543.10	0.5246	0.4990	0.1503	21.37519
9	543.10	0.3654	0.4990	0.1503	14.88848
8	551.87	0.5546	0.4990	0.1503	22.96247
7	551.87	-0.7912	0.4990	0.1503	-32.75857
6	551.87	-0.7412	0.4990	0.1503	-30.68839
5	551.87	-0.3325	0.4990	0.1503	-13.76672
4	561.69	-0.1423	0.4990	0.1503	-5.99658
3	677.81	0.8662	0.4990	0.1503	44.0503
2	677.81	0.6912	0.4990	0.1503	35.1491
1	427.29	0.0314	0.4990	0.1503	1.00659

Vérification : la somme des coefficients de participation modal doit être supérieur ou égale a 90 %

Tableau V 25 Vérification : la somme des coefficients de participation modal

Modes	coefficient de participation modal	Observation
Mode 1	23.677 %	
Mode 2	64.097%	
Mode 3	78.693%	
La somme =	166.467%	Condition vérifiée.

Récapitulation des résultats des forces sismiques Fkt (t) pour les trois modes (sens transversal)

$$Fkt = \sqrt{Fk1^2 + Fk2^2 + Fk3^2}$$

Tableau V 26 Récapitulation des résultats des forces sismiques F_{kt} (t)

Niveaux	W _k (t)	F _{k1} (t)	F _{k2} (t)	F _{k3} (t)	F _{kt} (t)
11	442.32	21.7174	-29.2819	33.1847	49.2981
10	543.10	24.1988	-23.3584	21.3752	39.8509
9	543.10	21.6927	-10.1334	14.8885	28.1945
8	551.87	19.4170	2.78660	22.9625	30.2003
7	551.87	16.7511	14.3693	-32.7586	39.4994
6	551.87	14.0853	23.4447	-30.6884	41.1075
5	551.87	11.4990	29.0877	-13.7667	34.1738
4	561.69	9.1118	31.5001	-5.9966	33.3352
3	677.81	8.1122	35.5828	44.0503	57.2047
2	677.81	4.6425	26.1512	35.1491	44.0556
1	427.29	0.1177	1.01436	1.0066	1.43388
la somme,				V _{dy} =	398.354

On doit vérifier que 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 résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

$$V_{dx} = 398.354 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 250.79 = 200.63 \text{ t} \text{ Condition vérifiée.}$$

V.5 Calcul des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1,0%** de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \delta_k \quad \text{avec} \quad \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; **R=3.5**.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

N.B les Déplacement du aux forces sismiques δ_{ek} sont obtenus par **SAP2000**

Tableau V 27 Calcul des déplacements Sens longitudinal

Sens longitudinal avec $R = 3.5$			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
11	0.029502857	0.10326	0.00928
10	0.026851429	0.09398	0.00967
9	0.024088571	0.08431	0.00994
8	0.021248571	0.07437	0.01000
7	0.018391429	0.06437	0.01000
6	0.015534286	0.05437	0.00985
5	0.012720000	0.04452	0.00951
4	0.010002857	0.03501	0.00891
3	0.007457143	0.02610	0.01074
2	0.004388571	0.01536	0.00859
1	0.001934286	0.00677	0.00677
11	0.029502857	0.10326	0.00928

Tableau V 28 Calcul des déplacements Sens transversal

Sens transversal avec $R = 3.5$			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
11	0.017591429	0.06157	0.00599
10	0.015880000	0.05558	0.00613
9	0.014128571	0.04945	0.00621
8	0.012354286	0.04324	0.00619
7	0.010585714	0.03705	0.00608
6	0.008848571	0.03097	0.00587
5	0.007171429	0.02510	0.00556
4	0.005582857	0.01954	0.00514
3	0.004114286	0.01440	0.00601
2	0.002397143	0.00839	0.00472
1	0.001048571	0.00367	0.00367

Vérification :

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,00% de la hauteur d'étage $1,00\% h_e = 0,0306$; donc la condition est vérifiée

V.6 Calcul des rigidités

Pour le calcul des rigidités ont utilisé la méthode de **MUTO**. Cette méthode est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont **MUTO** suggère comme valeur la rigidité avec

poteaux parfaitement encastres multipliée par coefficient correcteur (**a**) tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds

R⁰ : rigidité relative de niveau d'un poteau avec poteaux parfaitement encastres (ou poutres infiniment rigide)

R : rigidité relative de niveau d'un portique corrigé au sens de **MUTO**

On a : $R = a \times R^0$

• **Etape de calcul :**

a)-Calcul des raideurs des poteaux et des poutres

$$K_{\text{poteau}} = I / h_e \quad K_{\text{poutre}} = I / L$$

I : moment d'inertie de l'élément considéré (**poteau** ou **poutre**)

h_e : hauteur de poteau considéré

L : portée de la poutre considérée

b- Calcul des coefficients relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux

Etage courant ou niveau courant : $\bar{K} = (\sum K_{\text{poutre}}) / 2 \times K_{\text{poteau}}$

Premier niveau ou niveau R D C : $\bar{K} = (\sum K_{\text{poutre}}) / K_{\text{poteau}}$

c- Calcul des coefficients correcteurs (a)

Etage courant ou niveau courant :

$$a = \bar{K} / (2 + \bar{K})$$

Premier niveau ou niveau R D C

Poteau encastre : $a = (\bar{K} + 0.5) / (2 + \bar{K})$

Poteau articulé : $a = (\bar{K} + 0.5) / (1 + 2\bar{K})$

d- Calcul des rigidités des poteaux suivant les deux sens :

Poteau encastre : $r = a \times (12EI) / (h_e^3)$

Poteau articulé : $r = a \times (3EI) / (h_e^3)$

Avec :

E : moment d'élasticité ou module de Young longitudinal du béton armé

I : moment d'inertie de la section du poteau suivant le sens considéré

h_e : hauteur du poteau

e- Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux

-Portiques longitudinaux « sens X»:

Poteau	Inertie $bh^3/12(\text{cm}^4)$
(50x50)(cm^2)	$52,083.10^4$
(45x45) (cm^2)	$34,172.10^4$
(40x40) (cm^2)	$21,33.10^4$

-Inertie de la poutre $=30.45^3/12= 22,781.10^4\text{cm}^4$.

$$E = 11000.\sqrt[3]{f_{e28}} = 11000.\sqrt[3]{25 \times 10^2} = 3216420\text{t} / \text{m}^2$$

-On suivants les étapes définies précédemment en auras les résultats suivants :

Le calcul de la rigidité se fait pour le **bloc A et C**

PORTIQUES SENS LONGITUDINAL

Portiques: 1,2,3,5,6,7

					Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
Niv	Type	$I_{xx} (\text{cm}^4)$	$h_e (\text{cm})$	K_p	A	$r = a \times (12 \times EI) / h^3$	$\sum a \times (12 \times EI) / h^3$
Niveau 01 (RDC)		520 833.33	408	1 276.55	0.37	0.37	10879.47
					0.74	0.45	13416.16
					0.97	0.49	14632.99
					0.59	0.42	12488.72
							51 417.35

Portiques: 1,2,3,5,6,7

					Coefficient correcteur	rigidite des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
Niv	Type	$I_{xx} (\text{cm}^4)$	$h_e (\text{cm})$	K_p	A	$r = a \times (3 \times EI) / h^3$	$\sum a \times (3 \times EI) / h^3$
Niveaux 02, 03		520 833.33	408	1 276.55	0.37	0.16	1159.94
					0.74	0.27	2005.50
					0.97	0.33	2411.11
					0.48	0.19	1440.19
							7 016.73

Portiques: 1,2,3,5,6,7

Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
						A	$r = a \times (3xEI) / h^3$	$\sum a \times (3xEI) / h^3$
Niveaux 04, 07		341 718.75	306	1 116.73	0.43	0.18	1296.85	7 738.84
					0.85	0.30	2206.92	
					1.11	0.36	2633.38	
					0.55	0.22	1601.69	

Tableau V 29 Portiques: 1,2,3,5,6,7

Portiques: 1,2,3,5,6,7

Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
						a	$r = a \times (3xEI) / h^3$	$\sum a \times (3xEI) / h^3$
Niveaux 08, 10		213 333.33	306	697.17	0.68	0.25	1879.11	10 620.25
					1.36	0.41	2997.12	
					1.77	0.47	3474.11	
					0.88	0.31	2269.91	

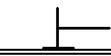
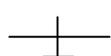
Tableau V 30 Portiques: 4

PORTIQUES SENS LONGITUDINAL

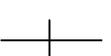
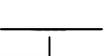
E = 11000 x la racine cube de f_c28

Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
						a	$r = a \times (12xEI) / h^3$	$\sum a \times (12xEI) / h^3$
Niveau 01 (RDC)		520 833.33	408	1 276.55	0.37	0.37	10879.47	35 175.11
					0.74	1.00	13416.16	
					0.37	0.37	10879.47	

Portique: 4

						Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	A	$r = a \times (3xEI) / h^3$	$\sum a \times (3xEI) / h^3$
Niveaux 02, 03		520 833.33	408	1 276.55	0.37	0.16	1159.94	4 325.37
					0.74	0.27	2005.50	
					0.37	0.16	1159.94	

Portique: 4

						Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	A	$r = a \times (3xEI) / h^3$	$\sum a \times (3xEI) / h^3$
Niveaux 04, 07		341 718.75	306	1 116.73	0.43	0.18	1296.85	4 800.62
					0.85	0.30	2206.92	
					0.43	0.18	1296.85	

Portique: 4

						Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	a	$r = a \times (3xEI) / h^3$	$\sum a \times (3xEI) / h^3$
Niveaux 08, 10		213 333.33	306	697.17	0.68	0.25	1879.11	6 755.34
					1.36	0.41	2997.12	
					0.68	0.25	1879.11	

PORTIQUE SENS TRANSVERSAL

Tableau V 31 Portiques: BCD

E = 11000 x la racine cube de f_{c28}

Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	He (cm)	K _p	\bar{K}	Coefficient correcteur	Rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
						A	$r = a \times (12 \times EI) / h^3$	$\sum a \times (12 \times EI) / h^3$
Niveau 01 (RDC)		520 833.33	408	1 276.55	0.25	0.33	9871.89	78 986.99
					0.50	0.40	11848.64	
					0.50	0.40	11848.64	
					0.50	0.40	11848.64	
					0.50	0.40	11848.64	
					0.50	0.40	11848.64	
					0.50	0.40	11848.64	
					0.25	0.33	9871.89	

Portiques: B,C,D						Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	a	$r = a \times (3 \times EI) / h^3$	$\sum a \times (3 \times EI) / h^3$
Niveaux 02, 03		520 833.33	408	1 276.55	0.25	0.11	824.07	9 063.10
					0.50	0.20	1482.99	
					0.50	0.20	1482.99	
					0.50	0.20	1482.99	
					0.50	0.20	1482.99	
					0.50	0.20	1482.99	
					0.50	0.20	1482.99	
					0.25	0.11	824.07	

Portiques: B,C,D						Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	10	r=a x (3xEI) / h ³	$\sum a x (3xEI) / h^3$
Niveaux 04, 07		341 718.75	306	1 116.73	0.29	0.13	927.23	10 094.30
					0.57	0.22	1647.97	
					0.57	0.22	1647.97	
					0.57	0.22	1647.97	
					0.57	0.22	1647.97	
					0.57	0.22	1647.97	
					0.29	0.13	927.23	
Portiques: B,C,D						Coefficient correcteur	rigidite des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	a	r=a x (3xEI) / h ³	$\sum a x (3xEI) / h^3$
Niveaux 08, 10		213 333.33	306	697.17	0.46	0.19	1381.10	14 400.91
					0.92	0.31	2327.74	
					0.92	0.31	2327.74	
					0.92	0.31	2327.74	
					0.92	0.31	2327.74	
					0.92	0.31	2327.74	
					0.46	0.19	1381.10	

Tableau V 32 Portiques: A

E = 11000 x la racine cube de fc28

						Coefficient correcteur	rigidite des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	A	r=a x (12xEI) / h ³	$\sum a x (12xEI) / h^3$
Niveau 01 (RDC)		520 833.33	408	1 276.55	0.25	0.33	9871.89	31 592.42
					0.50	0.40	11848.64	
					0.25	0.33	9871.89	
					0.25	0.33	9871.89	
					0.50	0.40	11848.64	
					0.25	0.33	9871.89	

Portique: A

Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
						a	r=a x (3xEI) / h3	$\sum a x (3xEI) / h3$
Niveaux 02, 03		520 833.33	408	1 276.55	0.25	0.11	824.07	3 131.14
					0.50	0.20	1482.99	
					0.25	0.11	824.07	
					0.25	0.11	824.07	
					0.50	0.20	1482.99	
					0.25	0.11	824.07	
					0.25	0.11	824.07	

Portique: A

Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p	\bar{K}	Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
						a	r=a x (3xEI) / h3	$\sum a x (3xEI) / h3$
Niveaux 04, 07		341 718.75	306	1 116.73	0.29	0.13	927.23	3 502.44
					0.57	0.22	1647.97	
					0.29	0.13	927.23	
					0.29	0.13	927.23	
					0.57	0.22	1647.97	
					0.29	0.13	927.23	
					0.29	0.13	927.23	

Portique: A

Niv	Type	I _{xx} (cm ⁴)	he (cm)	K _p		Coefficient correcteur	rigidité des poteaux suivant les deux sens	la rigidité relative des portiques
						a	r=a x (3xEI) / h3	$\sum a x (3xEI) / h3$
Niveaux 08, 10		213 333.33	306	697.17	0.46	0.19	1381.10	5 089.94
					0.92	0.31	2327.74	
					0.46	0.19	1381.10	
					0.46	0.19	1381.10	
					0.92	0.31	2327.74	
					0.46	0.19	1381.10	
					0.46	0.19	1381.10	

-Tableau V 36 calcul rigidites totales des niveaux

a- Sens longitudinal :

Port Niv	1	2	3	4	5	6	7	Rigi Total
RDC	51 417.35	51 417.35	51 417.35	35 175.11	51 417.35	51 417.35	51 417.35	343 679.20
2a3	7 016.73	7 016.73	7 016.73	4 325.37	7 016.73	7 016.73	7 016.73	46 425.75
4a7	7 738.84	7 738.84	7 738.84	4 800.62	7 738.84	7 738.84	7 738.84	51 233.63
8a10	10 620.25	10 620.25	10 620.25	6 755.34	10 620.25	10 620.25	10 620.25	70 476.83

b- Sens transversal :

Port Niv	A	B	C	D	Rigi Total
RDC	31 592.42	78 986.99	78 986.99	78 986.99	268 553.40
2a3	3 131.14	9 063.10	9 063.10	9 063.10	30 320.45
4a7	3 502.44	10 094.30	10 094.30	10 094.30	33 785.34
8a10	5 089.94	14 400.91	14 400.91	14 400.91	48 92.69

V.7.Calcul du centre de torsion

V.7.1 Définition

Le centre de torsion c'est le point d'un solide tel que si on applique une force dont sa ligne d'action passe par ce point le solide subit uniquement une translation d'ensemble (pas de rotation).

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$Y_{CTR} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{ikx} \cdot Y_{ik}}{\sum_{i=1}^n R_{ikx}} \quad , \quad X_{CTR} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{iky} \cdot X_{ik}}{\sum_{i=1}^n R_{iky}}$$

Avec :

R_{iky} : rigidité du portique «i» du niveau «k» suivant l'axe (oy).

X_{ik} : distance entre le centre de gravité du portique «i» au niveau «k» et l'axe des Y.

R_{ikx} : rigidité du portique «i» du niveau «k» suivant l'axe (ox).

Y_{ik} : distance entre le centre de gravité du portique «i» au niveau «k» et l'axe des X.

b- Coordonnées des portiques:

-Portique longitudinal :

Unité ML

Portique	1	2	3	4	5	6	7
Sens (Y)	0.00	3.35	6.70	10.05	13.40	16.75	20.10

-Portique transversal :

Unité ML

Portique	D	C	B	A
Sens (X)	0.00	4.80	9.60	12.60

Sens Transversal Niveau RDC

Portiques	Rix	Yi	Rix x Yi	Y ct (ml)
A	31 592.42	12.60	398 064.50	5.72
B	78 986.99	9.60	758 275.13	
C	78 986.99	4.80	379 137.57	
	78 986.99	0.00	0.00	
Σ	286 286.06		1 758 908.67	

Sens Longitudinal Niveau RDC

Portiques	Riy	Xi	Riy x Xi	X ct (ml)
1	51 417.35	0.00	0.00	10.05
2	51 417.35	3.35	172 248.11	
3	51 417.35	6.70	344 496.22	
4	35 175.11	10.05	353 509.90	
5	51 417.35	13.40	688 992.45	
6	51 417.35	16.75	861 240.56	
7	51 417.35	20.10	1 033 488.67	
Σ	343 679.20		3 453 975.91	

Sens Transversal Niveau 2a 3

Portiques	Rix	Yi	Rix x Yi	Y ct (ml)
A	3 131.14	12.60	39452.3381	5.61
B	9 063.10	9.60	87005.7936	
C	9 063.10	4.80	43502.8968	
D	9 063.10	0.00	0.00	
Σ	30 320.45		169961.028	

Sens Longitudinal Niveau 2a3

Portiques	Riy	Xi	Riy x Xi	X ct
1	7 016.73	0.00	0.00	10.05
2	7 016.73	3.35	23 506.04	
3	7 016.73	6.70	47 012.09	
4	4 325.37	10.05	43 469.96	
5	7 016.73	13.40	94 024.18	
6	7 016.73	16.75	117 530.22	
7	7 016.73	20.10	141 036.26	
Σ	46 425.75		466 578.75	

Sens Transversal Niveau 4a 7

Portiques	Rix	Yi	Rix x Yi	Y ct
A	3 502.44	12.60	44 130.69	5.61
B	10 094.30	9.60	96 905.29	
C	10 094.30	4.80	48 452.65	
D	10 094.30	0.00	0.00	
Σ	33 785.34		189488.628	

Sens Longitudinal Niveau 4et7

Portiques	Riy	Xi	Riy x Xi	X ct
1	7 738.84	0.00	0.00	10.05
2	7 738.84	3.35	25925.10	
3	7 738.84	6.70	51850.20	
4	4 800.62	10.05	48246.20	
5	7 738.84	13.40	103700.40	
6	7 738.84	16.75	129625.50	
7	7 738.84	20.10	155550.60	
Σ	51 233.63		514 898.01	

Sens Transversal Niveau 8a10

Portiques	Rix	Yi	Rix x Yi	Y ct
A	5 089.94	12.60	64 133.29	5.62
B	14 400.91	9.60	138 248.78	
C	14 400.91	4.80	69 124.39	
D	14 400.91	0.00	0.00	
Σ	48 292.69		271 506.45	

Sens Longitudinal Niveau 8et10

Portiques	Riy	Xi	Riy x Xi	X ct
1	10 620.25	0.00	0.00	10.05
2	10 620.25	3.35	35577.84	
3	10 620.25	6.70	71155.67	
4	6 755.34	10.05	67891.12	
5	10 620.25	13.40	142311.35	
6	10 620.25	16.75	177889.18	
7	10 620.25	20.10	213467.02	
Σ	70 476.83		708 292.18	

Si (50*50)cm2	Yi (cm)	N= nombre	Si (cm2)	Si x Yi	X g(m)
2500.00	0.00	7.00	17500.00	0.00	6.53
2500.00	4.80	7.00	17500.00	84000.00	
2500.00	9.60	7.00	17500.00	168000.00	
2500.00	12.60	6.00	15000.00	189000.00	
Σ			67 500.00	441 000.00	
Si (50*50)cm2	Xi(cm)	N= nombre	Si (cm2)	Si x Xi	Y (m)
2 500.00	0.00	4.00	10 000.00	0.00	10.05
2 500.00	3.35	4.00	10 000.00	33 500.00	

2 500.00	6.70	4.00	10 000.00	67 000.00
2 500.00	10.05	3.00	7 500.00	75 375.00
2 500.00	13.40	4.00	10 000.00	134 000.00
2 500.00	16.75	4.00	10 000.00	167 500.00
2 500.00	20.10	4.00	10 000.00	201 000.00
Σ			67 500.00	678 375.00

V.8 Calcul du centre de gravite

$$X_g = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} , \quad Y_g = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} .$$

V.8.1 Excentricité calculée

$$e_x = |X_g - X_{CT}|$$

$$e_y = |Y_g - Y_{CT}|$$

V.8.2 Excentricité théorique

D'après le R.P.A 99 Révisée en 2003 .

$$e_x = 5\% L_{\max} \quad e_y = 5\% L_{\max} .$$

Donc : $e_x = e_y = 0,05 \cdot 20,11 = 1,01m$.

Tableau V 33 Excentricité théorique

Niv	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité théorique (5%)		Excentricité adoptée	
	Xg	Yg	Xct	Yct	ex	ey	ex	ey	ex	ey
RDC	10.05	6.53	10.05	6.14	0.00	0.39	1.01	1.01	1.01	1.01
2 a 3	10.05	6.53	10.05	5.61	0.00	0.93	1.01	1.01	1.01	1.01
4 a 7	10.05	6.53	10.05	5.61	0.00	0.92	1.01	1.01	1.01	1.01
8 a 10	10.05	6.53	10.05	5.62	0.00	0.91	1.01	1.01	1.01	1.01

V.8.3 Centre de torsion, de gravité et l'excentricité retenue

Puisque e adopté est égale à e théorique alors :

$$XCT = Xg - eadop.$$

$$YCTg = Yg - eadop$$

Tableau V 34 Centre de torsion, de gravité et l'excentricité retenue

Niv	Centre de masse		Excentricité		Centre de torsion	
	Xg	Yg	ex	ey	Xct	Yct
RDC	10.05	6.53	1.01	1.01	9.04	5.52
2 a 3	10.05	6.53	1.01	1.01	9.04	5.52
4 a 7	10.05	6.53	1.01	1.01	9.04	5.52
8 a 10	10.05	6.53	1.01	1.01	9.04	5.52

V.9 Calcul des rigidités à la torsion de l'étage «K»:

La rigidité à la torsion est donnée par la formule : $R_{j\theta}$

$$R_{j\theta} = \sum R_{ky} \cdot (X_{ik})^2 + \sum R_{kx} \cdot (Y_{ik})^2$$

X_k : distance d'un portique longitudinal par rapporte aux centre de torsion.

Y_k : distance d'un portique transversal par rapporte aux centre de torsion.

V.9.1 Rigidité de torsion suivant le sens longitudinal

Tableau V 35 1Rigidité de torsion suivant le sens longitudinal retenue

NIV	portique	Riy (t/m)	X k (m)	Riy x Xk 2 (t/m)	\sum Riy x xk 2 (t/m)
RDC	1	51 417.35	11.06	6 289 554.97	16 507 460.04
	2	51 417.35	7.71	3 056 457.91	
	3	51 417.35	4.36	977 423.20	
	4	35 175.11	1.01	35 882.13	
	5	51 417.35	-2.34	281 540.82	
	6	51 417.35	-5.69	1 664 693.16	
	7	51 417.35	-9.04	4 201 907.85	
2 a 3	1	7 016.73	11.06	858 311.61	2 252 225.81
	2	7 016.73	7.71	417 103.17	
	3	7 016.73	4.36	133 385.22	
	4	4 325.37	1.01	4 412.31	

	5	7 016.73	-2.34	38 420.80	2 484 037.83
	6	7 016.73	-5.69	227 174.34	
	7	7 016.73	-9.04	573 418.36	
4 a 7	1	7 738.84	11.06	946 642.26	
	2	7 738.84	7.71	460 028.13	
	3	7 738.84	4.36	147 112.17	
	4	4 800.62	1.01	4 897.11	
	5	7 738.84	-2.34	42 374.77	
	6	7 738.84	-5.69	250 553.32	
	7	7 738.84	-9.04	632 430.05	
8 a 10	1	10 620.25	11.06	1 299 107.17	3 409 094.47
	2	10 620.25	7.71	631 311.18	
	3	10 620.25	4.36	201 886.70	
	4	6 755.34	1.01	6 891.12	
	5	10 620.25	-2.34	58 152.24	
	6	10 620.25	-5.69	343 842.27	
	7	10 620.25	-9.04	867 903.79	

V.9.2 Rigidité de torsion suivant le sens transversal

NIVEAU	PORTIQUE	R_{ix} (t/m)	Y_k (m)	$R_{ix} \cdot Y_k^2$ (t/m)	$\Sigma (R_{ix} \cdot Y_k^2)$ (t/m)
RDC	A	31 5922.4	7.08	1583614.32	5346175.53
	B	78 986.99	4.08	1314849.08	
	C	78 986.99	-0.72	40946.86	
	D	78 986.99	-5.52	2406765.28	
2 a 3	A	3 131.14	7.08	156952.67	588675.42
	B	9 063.10	4.08	150868.05	
	C	9 063.10	-0.72	4698.31	
	D	9 063.10	-5.52	276156.39	
4 a 7	A	3 502.44	7.08	175564.49	656408.55
	B	10 094.30	4.08	168033.78	
	C	10 094.30	-0.72	5232.89	
	D	10 094.30	-5.52	307577.40	
8 a 10	A	5 089.94	7.08	255140.55	941130.98
	B	14 400.91	4.08	239723.38	
	C	14 400.91	-0.72	7465.43	
	D	14 400.91	-5.52	438801.62	

V.9.3 Rigidité de torsion par niveau

Niveaux	$Y_k^2 \cdot \Sigma (R_{ix})$	$\Sigma (R_{iy} \cdot X_k^2)$	$Y_k^2 + \Sigma (R_{iy} \cdot X_k^2) \cdot \Sigma (R_{ix})$
RDC	5 346 175.53	16 507 460.04	21 853 635.57
2 a 3	588 675.42	2 252 225.81	2 840 901.23
4 a 7	656 408.55	2 484 037.83	3 140 446.38
8 a 10	941 130.98	3 409 094.47	4 350 225.45

Chapitre VI: Etude au vent

VI.1 .Etude au vent

VI.1.1 présentation générale

La présente étude consisté a fournir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de la construction et sur ses différentes parties, le document technique réglementaire (D.T.R – B.C –2.47) intitulé "Règlement Neige et vent-(R.N.V.99)" fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions.L'ouvrage se comporte comme une console verticale encastrée dans le sol soumis à une pression dynamique répartie sur la hauteur.

VI.1.2.Les caractéristiques de la construction

Notre bâtiment Située dans la zone I du vent

VI.1.2.1 le Coefficient de topographie C_t

Le coefficient topographique C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines , les dénivellation isolées , etc il est donné dans le tableau ci-dessous en fonction de la nature du site.

Tableau VI.1: Coefficient topographique

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des plateaux	1.3
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Pour notre cas en prend le site plat avec $C_t = 1$

VI.1.2.2 La pression dynamique de référence $q_{ref}(N/m^2)$

Pour les constructions permanentes ; elle est donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent :

Tableau VI.2: Les zones du Vent

zone	V _{réf} (m/s)	q _{réf} (N/m ²)
I	25	375
II	28	470
III	31	575

Pour notre cas on prend la **zone (I)** avec $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$ et $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

$q_{réf}$ en (N/m²) est calculée par: $q_{réf} = 0,5 \times \rho \times V_{réf}^2$, ou $\rho = 1.20 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ est la masse volumique de l'air et $V_{réf}$ en (m/s) est la vitesse de référence du vent.

VI.1.2.3 La catégories de terrain

La catégorie de notre terrain est la catégorie (IV), elle est donnée dans le tableau suivant, ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

$-K_T$, facteur de terrain, $-h_0$ (en m); paramètre de rugosité, $-h_{min}$ (en m); hauteur minimale, $-\varepsilon$; coefficient utilisé pour le calcul de coefficient dynamique C_d

Tableau VI.3: catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_T	$h_0(\text{m})$	$h_{min}(\text{m})$	ε
(I) En bord de mer , au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 Km de longueur au vent , régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2	0.11
(II) Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4	0.26
(III) Zones industrielles ou suburbaines , forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0.22	0.3	8	0.37
(IV): zone urbaine dont aux moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15m.	0,24	1	16	0,46

✓ Dans notre cas on prend la catégorie de terrain : (IV)

VI.1.2.4 Le coefficient de rugosité C_r :

$C_r = K_T \times \ln (h/h_0)$ pour $h_{\min} \leq h \leq 200\text{m}$

$C_r = K_T \times \ln (h_{\min}/h_0)$ Pour $h < h_{\min}$

- K_T , facteur de terrain, - h_0 (en m); paramètre de rugosité, - h_{\min} : (en m); hauteur minimale, - h : hauteur considérée en (m)

VI.1.2.5.Calcul de l'action du vent

VI.1.2.5.1-principe de calcul

- Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple
- Pour la détermination de l'action du vent, on distingue la catégorie de la construction:
- Catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, Scolaire, industriel ...)
- Pour une direction du vent donnée, on doit effectuer les opérations suivantes:
Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction:
- Pour déterminer la force qui tend à renverser la construction on doit effectuer les opérations suivantes:
 - ✓ **Détermination de coefficient dynamique C_d :**

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Doit être déterminée à l'aide de l'abaque donnée dans la **fig.3.1 (RNV 99 P51)**

On a : pour les dimensions suivantes:

- la hauteur total =37.32 m ,la largeur b =13,00 m ; la largeur d =10.00 m

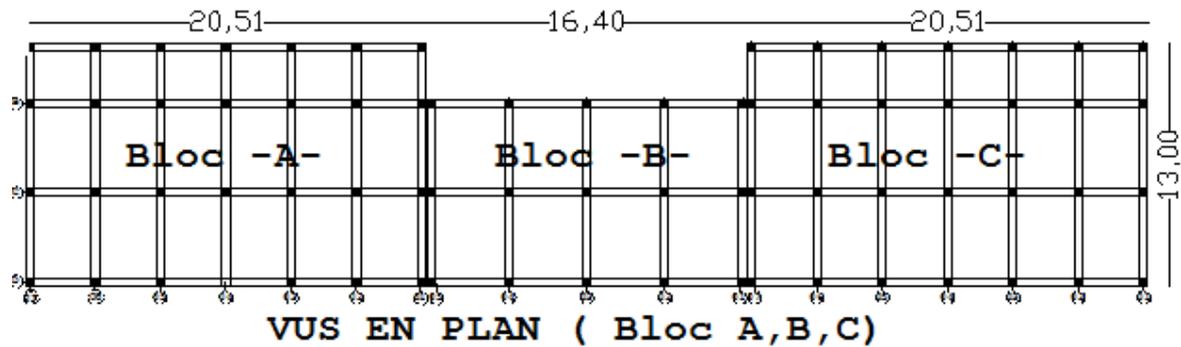


Figure VI.1 plan des structures

Suivant la direction du vent V_1 on a: $C_{d1}=0,94 < 1,2$

Suivant la direction du vent V_2 on a: $C_{d2}=0,96 < 1,2$

— structure et peu sensible aux excitations dynamiques

✓ **Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} :**

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e \quad (\text{N/m}^2) \quad \text{avec: } q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

✓ **Coefficient d'exposition au vent C_{ex} :**

il tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au-dessus du sol. En outre il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_{e(z)} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_{r(z)} \times C_{t(z)}} \right]$$

C_t : coeff. de rugosité $C_t=1$; C_r : coeff. de topographie

K_T : facteur de terrain $K_T=0,24$; (h) : (en m) hauteur considérée

On détermine le coefficient d'exposition C_e à chaque hauteur considérée

D'abord on calcule le coeff. de topographie $C_{r(z)}$:

Le tableau suivant résume les valeurs de la pression dynamique du vent

h	Kt	ho	h _{min}	C _t	C _r	C _e	q _{réf}	q _{dyn} (N/m ²)
Hauteur cumulé	facteur de terrain	paramètre de rugosité	hauteur minimale	Coéf de topographie	Coéf de rugosité	Coéf d'exposition	préssion dyna de référence	préssion dynamique
4.08	0.24	1	16	1	0.665	1.561	375	585.26
8.16	0.24	1	16	1	0.665	1.561	375	585.26
12.24	0.24	1	16	1	0.665	1.561	375	585.26

15.3	0.24	1	16	1	0.665	1.561	375	585.26
18.36	0.24	1	16	1	0.698	1.661	375	622.95
21.42	0.24	1	16	1	0.735	1.776	375	666.15
24.48	0.24	1	16	1	0.767	1.878	375	704.40
27.54	0.24	1	16	1	0.796	1.970	375	738.78
30.6	0.24	1	16	1	0.821	2.053	375	770.05
33.66	0.24	1	16	1	0.844	2.130	375	798.74
36.72	0.24	1	16	1	0.865	2.201	375	825.28
37.32	0.24	1	16	1	0.869	2.214	375	830.25

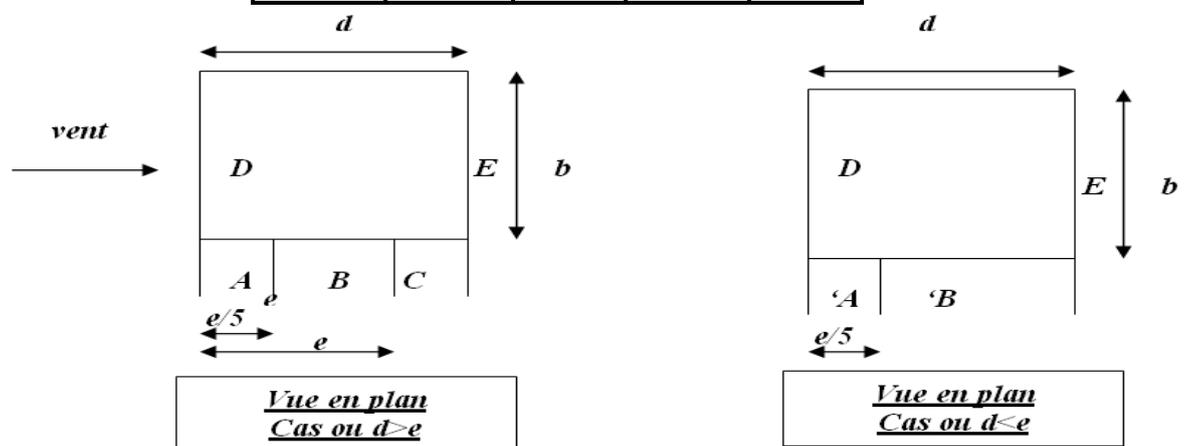
✓ Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Construction a base rectangulaire : (RNV 99 Article 01 page 64)

Les coefficient de pression extérieure C_{pe} des constructions a base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépend de la dimension de la surface chargée. Pour les surfaces chargées de 10 m^2 et plus le coefficient C_{pe} est donné par les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.4: Coefficient de pression exterieur

A,A'	B,B'	C	D	E
C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



$$e = \min (b , 2xh)$$
 avec $h =$ la hauteur totale

Figure VI.2 Représentation en plan

✓ Calcul des coefficients de pression extérieures :

Vent perpendiculaire a la grande face

$b = 20.51 \text{ m}$; $d = 13.00 \text{ m}$; $h = 37.32 \text{ m}$; $e = \min (20.51 , 2 \times 37.32) = 20.51 \text{ m}$
 $d < e$ donc $A' = e/5 = 20.51/5 = 4.10 \text{ m}$ et $B' = d - A' = 8.90 \text{ m}$

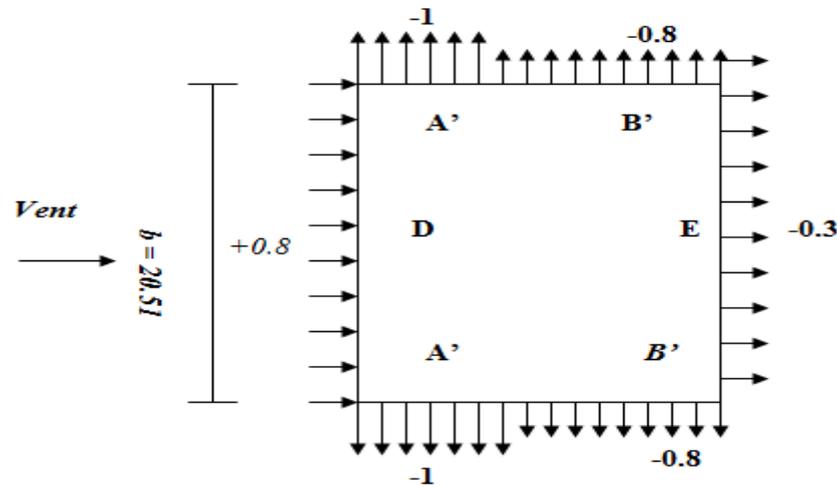


Figure VI.3 Vent perpendiculaire a la grande face

Vent perpendiculaire a la petite face

$b = 13.00 \text{ m}$; $d = 20.51 \text{ m}$; $h = 37.32 \text{ m}$; $e = \min 13.00 , 2 \times 37.32) = 13.00 \text{ m}$
 $d > e$ donc $A = e/5 = 13.00/5 = 2.60 \text{ m}$ et $B = e = 13.00$, $C = d - (A+B) = 4.91 \text{ m}$

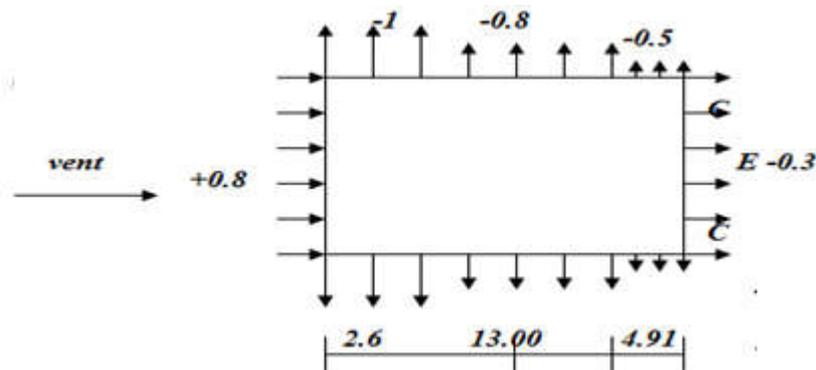


Figure VI.4 Vent perpendiculaire a la petite facete

✓ **Calcul de la pression du au vent:(q_j)**

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn(z_j)} \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{N/m}^2]$$

a- Vent perpendiculaire a la grande face

b- On détermine la pression q_j dans chaque face de la tour (A, B, D, E) : [$C_d=0,94$, $C_{pi}=-0,5$]

$q_i(N/m^2)$	Cd	Cpi	Cpe	q_{dyn}	face
-275.07	0.94	-0.5	-1	585	A
-165.04	0.94	-0.5	-0.8	585	B
715.19	0.94	-0.5	0.8	585	D
110.03	0.94	-0.5	-0.3	585	E
-292.79	0.94	-0.5	-1	623	A
-175.67	0.94	-0.5	-0.8	623	B
761.25	0.94	-0.5	0.8	623	D
117.11	0.94	-0.5	-0.3	623	E
-313.09	0.94	-0.5	-1	666	A
-187.85	0.94	-0.5	-0.8	666	B
814.04	0.94	-0.5	0.8	666	D
125.24	0.94	-0.5	-0.3	666	E
-331.07	0.94	-0.5	-1	704	A
-198.64	0.94	-0.5	-0.8	704	B
860.78	0.94	-0.5	0.8	704	D
132.43	0.94	-0.5	-0.3	704	E
-347.23	0.94	-0.5	-1	739	A
-208.34	0.94	-0.5	-0.8	739	B
902.79	0.94	-0.5	0.8	739	D
138.89	0.94	-0.5	-0.3	739	E
-361.92	0.94	-0.5	-1	770	A
-217.15	0.94	-0.5	-0.8	770	B
941.00	0.94	-0.5	0.8	770	D
144.77	0.94	-0.5	-0.3	770	E
-375.41	0.94	-0.5	-1	799	A
-225.24	0.94	-0.5	-0.8	799	B
976.06	0.94	-0.5	0.8	799	D
150.16	0.94	-0.5	-0.3	799	E
-390.22	0.94	-0.5	-1	830	A
-234.13	0.94	-0.5	-0.8	830	B
1014.57	0.94	-0.5	0.8	830	D
156.09	0.94	-0.5	-0.3	830	E

c- 2- Vent perpendiculaire à la petite face:

On détermine la pression q_j dans chaque face de la tour (A, B, C,D, E) [Cd=0,96, Cpi=-0,5]

$q_i(N/m^2)$	Cd	Cpi	Cpe	q_{dyn}	face
-280.92	0.96	-0.5	-1	585	A
-168.55	0.96	-0.5	-0.8	585	B
0.00	0.96	-0.5	-0.5	585	C
730.40	0.96	-0.5	0.8	585	D
112.37	0.96	-0.5	-0.3	585	E
-299.04	0.96	-0.5	-1	623	A
-179.42	0.96	-0.5	-0.8	623	B
0.00	0.96	-0.5	-0.5	623	C
777.50	0.96	-0.5	0.8	623	D
119.62	0.96	-0.5	-0.3	623	E
-319.68	0.96	-0.5	-1	666	A
-191.81	0.96	-0.5	-0.8	666	B
0.00	0.96	-0.5	-0.5	666	C
831.17	0.96	-0.5	0.8	666	D
127.87	0.96	-0.5	-0.3	666	E
-337.92	0.96	-0.5	-1	704	A
-202.75	0.96	-0.5	-0.8	704	B
0.00	0.96	-0.5	-0.5	704	C
878.59	0.96	-0.5	0.8	704	D
135.17	0.96	-0.5	-0.3	704	E
-354.72	0.96	-0.5	-1	739	A
-212.83	0.96	-0.5	-0.8	739	B
0.00	0.96	-0.5	-0.5	739	C
922.27	0.96	-0.5	0.8	739	D
141.89	0.96	-0.5	-0.3	739	E
-369.60	0.96	-0.5	-1	770	A
-221.76	0.96	-0.5	-0.8	770	B
0.00	0.96	-0.5	-0.5	770	C
960.96	0.96	-0.5	0.8	770	D
147.84	0.96	-0.5	-0.3	770	E
-383.52	0.96	-0.5	-1	799	A
-230.11	0.96	-0.5	-0.8	799	B
0.00	0.96	-0.5	-0.5	799	C
997.15	0.96	-0.5	0.8	799	D
153.41	0.96	-0.5	-0.3	799	E
-398.40	0.96	-0.5	-1	830	A
-239.04	0.96	-0.5	-0.8	830	B
0.00	0.96	-0.5	-0.5	830	C
1035.84	0.96	-0.5	0.8	830	D
159.36	0.96	-0.5	-0.3	830	E

Tableau VI.5 Valeur des coefficient de frottement C_f .

Etat de Surface	Coefficient de frottement C_{fr}
Lisse (Acier. Béton lisse. Ondulations parallèles au vent. Paroi enduite. etc.)	0.01
Rugueux (béton rugueux , paroi non enduit , etc.)	0.02
Très rugueux (ondulation perpendiculaire au vent, nervures, plissements, etc.)	0.04

On prendra dans notre cas un bardage en niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaire a la direction du vent . Donc $C_{fr} = 0.04$

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_j \times C_{fr} \times S_f)$$

q_j : en (N/m²) la pression du vent. ; S_f : en (m²) aire de frottement de l'élément de surface j.

C_{fr} : coefficients de frottement

Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction :

En général, la force résultante (R) se décompose en deux forces:

- ❖ une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction
- ❖ une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Dans notre construction on n'a pas de toiture, alors $F_u=0$ est sera donc:

$$R = F_w = \sum F_{wi} = \sum (q_j \cdot S_j) + \sum F_{fr} \dots [\text{en KN}]$$

Avec: Σ : désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : en (N/m²) la pression du vent. ; S_j : en (m²) aire de l'élément de surface j.

Donc on détermine la force horizontale (F_w) parallèle à la direction du vent considérée dans les deux faces perpendiculaires à cette force, (face A etD) à chaque niveau :

Vent perpendiculaire a la grande face								
Portail au Vent (face D)								
Niv		1	2	3=1x2	4	5	6=3x4x5	7= (3x4)+6
	q_{dyn}	Hauteur	Largeur	Si en m2	$q_j(N/m^2)$	C_{fr}	F_{fr} en KN	$F_w(D)$ KN
	(N/m ²)	en (m)	en (m)	Surface	pression dynamique	Coef de frottement	Force defrottement	Préssion dynamique
RDC	585.26	15.30	20.51	313.80	715.19	0.04	5.69	230.118
1	585.26							
2	585.26							
3	585.26							
4	622.95	3.06	20.51	62.76	761.25	0.04	1.21	48.988
5	666.15	3.06	20.51	62.76	814.04	0.04	1.30	52.385
6	704.40	3.06	20.51	62.76	860.78	0.04	1.37	55.393
7	738.78	3.06	20.51	62.76	902.79	0.04	1.44	58.096
8	770.05	3.06	20.51	62.76	941.00	0.04	1.50	60.555
9	798.74	3.06	20.51	62.76	976.06	0.04	1.55	62.811
10	825.28	3.06	20.51	62.76	1014.57	0.04	1.61	65.289
Terr	830.25	0.6	20.51	12.31	1014.57	0.04	0.32	12.802

1) Vent perpendiculaire a la grande face**Portail Sous Vent (face E)**

Niv		1	2	3=1x2	4	5	6=3x4x5	7= (3x4)+6
	q_{dyn}	Hauteur	Largeur	S_i en m ²	q_j (N/m ²)	C_{fr}	F_{fr} en KN	Fw(D) KN
	(N/m ²)	en (m)	en (m)	Surface	préssion dynamique	Coef de frottement	Force defrottement	Préssion dynamique
RDC	585.26	15.30	20.51	313.80	110.03	0.04	0.88	35.403
1	585.26							
2	585.26							
3	585.26							
4	622.95	3.06	20.51	62.76	117.11	0.04	0.19	7.537
5	666.15	3.06	20.51	62.76	125.24	0.04	0.20	8.059
6	704.40	3.06	20.51	62.76	132.43	0.04	0.21	8.522
7	738.78	3.06	20.51	62.76	138.89	0.04	0.22	8.938
8	770.05	3.06	20.51	62.76	144.77	0.04	0.23	9.316
9	798.74	3.06	20.51	62.76	150.16	0.04	0.24	9.663
10	825.28	3.06	20.51	62.76	156.09	0.04	0.25	10.045
Terr	830.25	0.6	20.51	12.31	156.09	0.04	0.05	1.970

Recapitulatif (Vent perpendiculaire a la grande face)

Niv	Fw (D) KN	Fw(E) KN	$Fw_i = Fw_E + Fw_D$
	Préssion dynamique	Préssion dynamique	Préssion dynamique totale
RDC	230.12	35.40	265.52
1			
2			
3			
4	48.988	7.537	56.524
5	52.385	8.059	60.444
6	55.393	8.522	63.915
7	58.096	8.938	67.034
8	60.555	9.316	69.871
9	62.811	9.663	72.474
10	65.289	10.045	75.334
Terr	12.802	1.970	14.771
		$Fw_{total} (KN) = \dots$	745.89

La force horizontale globale suivant la grande face est: $Fw=745.89$ KN

Portail au Vent (face D) Vent perpendiculaire a la Petite face

	q _{dyn}	Hauteur	Largeur	Si en m ²	q _j (N/m ²)	C _{fr}	F _{fr} en KN	Fw(D) KN
	(N/m ²)	en (m)	en (m)	Surface	préssion dynamique	Coef de frottement	Force defrottement	Préssion dynamique
RDC	585.26	15.30	13.00	198.90	730.40	0.04	5.81	151.089
1	585.26							
2	585.26							
3	585.26							
4	622.95	3.06	13.00	39.78	777.50	0.04	1.24	32.166
5	666.15	3.06	13.00	39.78	831.17	0.04	1.32	34.386
6	704.40	3.06	13.00	39.78	878.59	0.04	1.40	36.348
7	738.78	3.06	13.00	39.78	922.27	0.04	1.47	38.155
8	770.05	3.06	13.00	39.78	960.96	0.04	1.53	39.756
9	798.74	3.06	13.00	39.78	997.15	0.04	1.59	41.253
10	825.28	3.06	13.00	39.78	1035.84	0.04	1.65	42.854
Terr	830.25	0.6	13.00	7.80	1035.84	0.04	0.32	8.403

Portail Sous Vent (face E)

Niv		1	2	3=1x2	4	5		6=3x4x5
	q _{dyn}	Hauteur	Largeur	Si en m ²	q _j (N/m ²)	C _{fr}		Fw (E)KN
	(N/m ²)	en (m)	en (m)	Surface	préssion dynamique	Coef de frottement		Préssion dynamique
RDC	585.26	15.30	13.00	198.90	112.37	0.04	0.89	23.244
1	585.26							
2	585.26							
3	585.26							
4	622.95	3.06	13.00	39.78	119.62	0.04	0.19	4.949
5	666.15	3.06	13.00	39.78	127.87	0.04	0.20	5.290
6	704.40	3.06	13.00	39.78	135.17	0.04	0.22	5.592
7	738.78	3.06	13.00	39.78	141.89	0.04	0.23	5.870
8	770.05	3.06	13.00	39.78	147.84	0.04	0.24	6.116
9	798.74	3.06	13.00	39.78	153.41	0.04	0.24	6.347
10	825.28	3.06	13.00	39.78	159.36	0.04	0.25	6.593
Terr	830.25	0.6	13.00	7.80	159.36	0.04	0.05	1.293

Récapitulatif (Vent perpendiculaire a la petite face)

Niv	Fw (D) KN	Fw(E) KN	Fw _i =Fw _E +Fw _D
	Préssion dynamique	Préssion dynamique	Préssion dynamique totale
RDC	151.09	23.24	174.33
1			
2			
3			
4	32.166	4.949	37.115
5	34.386	5.290	39.677
6	36.348	5.592	41.940
7	38.155	5.870	44.026
8	39.756	6.116	45.872
9	41.253	6.347	47.600
10	42.854	6.593	49.447
Terr	8.403	1.293	9.695
Fw_{total} (KN) =....			489.71

La force horizontale globale suivant la petite face est: **Fw=489.71 KN**

par comparaisant entre les forces horizontales dues au séisme et celle du au vent, on remarque que le cas le plus défavorable a prendre en considération dans les calculs est le cas de l'action sismique, car elle est la plus importante.

Chapitre VII : Etudes des portiques

VII -1 Chargement des portiques

VII-1.1 -Etude sous charges verticales et horizontales

VII-1.1 .1 Introduction

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (**poteaux, poutres et voiles**) dans les différents nœuds et travées. Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme d'analyse des structures **SAP2000** ce qui nous a permis d'étudier les portiques selon les différentes combinaisons de calcul.

VII-1.1 .2 Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (révisées en2003)]

❖ Poutres :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (révisées en 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

❖ Poteaux :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare G + Q \pm 1,2 E \\ \blacksquare 0,8G \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charges permanentes ; E : Effort sismique ; Q : Charges d'exploitation

-Le chargement : Pour le Bloc (A et C)

Pour la détermination du chargement du portique, on calcule les charges supportées par la poutre de part et d'autre

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

Tableaux VII.1 Portique de rive (1) et (7): $L=L_1/2=3,35/2=1.68$ m

Niveaux	Désignation	Opérations							Charge $G_1(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$				
			x		x			=			x		=	
10eme Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	1.44	1.68	x	0.100	=	0.17
	Plancher	1.680	x	0.568			=	0.95						
	Poutre	0.450	x	0.300	x	2.500	=	0.34						
03eme...09eme	Plancher	1.680	x	0.504			=	0.85	1.87	1.68	x	0.15	=	0.25
	Poutre	0.450	x	0.300	x	2.500	=	0.34						
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69						
	Voiles		x		x		=	0.00	0.00					
	Balcon	la réaction sur la poutre						=	0.54	0.54	1.00	x	0.350	=
RDC , 01 , 02	Plancher	1.680	x	0.504			=	0.85	2.10	1.68	x	0.250	=	0.42
	Poutres	0.450	x	0.300	x	2.500	=	0.34						
	Mur extérieur	0.250	x	4.080	x	0.900	=	0.92						
	Voiles		x		x		=	0.00						

Tableaux VII.2 Portique intermédiaire (2),(4),(6): $L=L_1/2+L_2/2=3.35$ m

Niveaux	Désignation	Opérations							Charge $G_1(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$				
			x		x			=			x		=	
10eme Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	2.39	3.35	x	0.100	=	0.34
	Plancher	3.350	x	0.568			=	1.90						
	Poutre	0.450	x	0.300	x	2.500	=	0.34						
03eme...09eme	Plancher	3.350	x	0.504			=	1.69	2.03	3.35	x	0.15	=	0.50
	Poutre	0.450	x	0.300	x	2.500	=	0.34						
	Voiles		x		x		=	0.00						
	Dalle pleine	2.400	x	0.599	x		=	1.44	1.44	2.40	x	0.250	=	0.60
RDC , 01 , 02	Plancher	3.350	x	0.504			=	1.69	2.03	3.35	x	0.25	=	0.84
	Poutres	0.450	x	0.300	x	2.500	=	0.34						
	Voiles		x		x		=	0.00						
	Dalle pleine	2.400	x	0.599	x		=	1.44	1.44	2.40	x	0.250	=	0.60

Portique intermédiaire ,(3):(5) $L=L_1/2+L_2/2=3.35$ m

Niveaux	Désignation	Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
10eme Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	0.15	2.39	3.35	x	0.10 0	=	0.34
	Plancher	3.350	x	0.568			1.90						
	Poutre	0.450	x	0.300	x	2.500	0.34						
03eme...09eme	Plancher	3.350	x	0.504			1.69	2.03	3.35	x	0.15	=	0.50
	Poutre	0.450	x	0.300	x	2.500	0.34						
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	1.53	1.53					
	Dalle pleine	2.400	x	0.599	x		1.44	1.44	2.40	x	0.25 0	=	0.60
RDC , 01 , 02	Plancher	3.350	x	0.504			1.69	2.03	3.35	x	0.25	=	0.84
	Poutres	0.450	x	0.300	x	2.500	0.34						
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	1.53	1.53					
	Dalle pleine	2.400	x	0.599	x		1.44	1.44	2.40	x	0.25 0	=	0.60

Sens transversal : « poutre secondaire (30,35) cm² »

Tableaux VII.3 Portique de rive (A), (D): $L=L_1/2=0.65$ /

Niveaux	Désignation	Opérations					Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$						
10eme Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	0.60	0.325	x	0.100	=	0.03
	Plancher	0.325	x	0.568			=	0.18						
	Poutre	0.350	x	0.300	x	2.500	=	0.26						
03eme...09eme	Plancher	0.352	x	0.504			=	0.18	1.13	0.325	x	0.150	=	0.05
	Poutre	0.350	x	0.300	x	2.500	=	0.26						
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69	0.54					
	Voiles		x		x		=	0.00	0.54					
	Balcon	la réaction sur la poutre					=	0.54	0.54	1.000	x	0.350	=	0.35
RDC , 01 , 02	Plancher	0.325	x	0.504			=	0.16	1.11	0.325	x	0.250	=	0.08
	Poutres	0.350	x	0.300	x	2.500	=	0.26						
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69						
	Voiles		x		x		=	0.00						

Tableaux VII.4 Portique intermédiaire (C) , (B): L=0.65 m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge Q(t)/m					
			x		x		=			x		=		
10eme Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	0.78	0.650	x	0.100	=	0.07
	Plancher	0.650	x	0.568			=	0.37						
	Poutre	0.350	x	0.300	x	2.500	=	0.26						
03eme...09eme	Plancher	0.650	x	0.504			=	0.33	1.28	0.650	x	0.150	=	0.10
	Poutre	0.350	x	0.300	x	2.500	=	0.26						
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69						
	Dalle pleine	2.400	x	0.599			=	1.44	1.44	2.400	x	0.150	=	0.36
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	=	1.53						
	Balcon	la réaction sur la poutre						=	0.54	0.54	1.000	x	0.350	=
RDC , 01 , 02	Plancher	0.650	x	0.504			=	0.33	1.28	0.650	x	0.250	=	0.16
	Poutres	0.350	x	0.300	x	2.500	=	0.26						
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69						
	Voiles	0.200	x	4.080	x	2.500	=	2.04	2.04	2.400	x	0.250	=	0.60
	Dalle pleine	2.400	x	0.599			=	1.44						

Portique longitudinal : portique de rive (01 et 07) sans voile [t/ml]

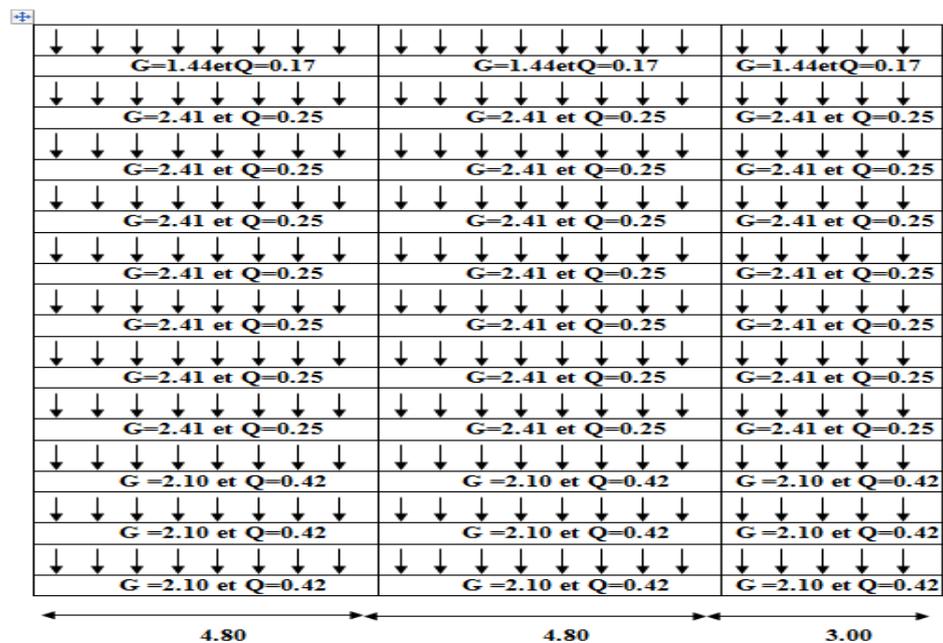


Figure VII.1 portique de rive (01 et 07)

Portique Longitudinal intermédiaire (2),(4),(6): avec voile [t/ml]

Portique longitudinal intermédiaire (3) ,(5): sans voile [t/ml]

Portique Transversal de Rive (A): sans voile [t/ml]

Portique Transversal de Rive (D): sans voile [t/ml]

Portique Transversal intermédiaire (B)et (C) Avec voile [t/ml]

VII.2 Ferrailage des portiques

VII.2.1 Ferrailage des poutres (Bloc A et C)

VII.2.1.1Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par **un moment de flexion** et un **effort normal** et un **effort tranchant**. Par conséquent le calcul doit se faire en **flexion composée**, mais **l'effort normal dans les poutres est très faible** donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

$S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

- sollicitation du 2^{eme} genre

$$S_{p2}=G+Q \pm E.$$

➤ si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2}

➤ si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ Mpa. $\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ Mpa

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ Mpa. $\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ Mpa

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\%$ b ht.
- Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\%$ b ht. (Zone courante)

$$A_{max2}=6\% \text{ b ht. (Zone de recouvrement)}$$

1) **sens longitudinal** : « poutre principale (30x45) cm² »

VII.2.1.2 Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers qui devraient conditionner la section adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% b h_t = 0,5\% \times 30 \times 45 = 7,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{sur toute la section})$$

$$A_{max1} = 4\% b h_t = 4\% \times 30 \times 45 = 54,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante})$$

$$A_{max2} = 6\% b h_t = 6\% \times 30 \times 45 = 81,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone de recouvrement})$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

Exemple de calcul :

Poutre principale intermediaire

- En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 4,09 \text{ t.m} ; \quad (Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 2,97 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 1,38 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime M_u	M_u	4,09 t.m	$\mu = 0,0587 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,0587 Pivot A	
Etat limite de compression	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,076	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,970	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	2,99 cm²	
Section d'aciers $A_s \text{ Min}$	$0,23 x b x d x (f_{t28} / f_e)$	1,47 cm²	

- En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = 8,10 \text{ t.m} \dots \quad (Sp_2) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = 7,28 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{a_{sp1}}}{M_{a_{sp2}}} = 1,11 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Moment ultime M_u	M_a	7,28 t.m	$\mu = 0,1044 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b x d^2 x f_{bc})$	0,1044 Pivot A	
Etat limite de compression	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,138	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,945	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	5,47 cm²	
Section d'aciers $A_s \text{ Min}$	$0,23 x b x d x (f_{t28} / f_e)$	1,47 cm²	

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

Poutres de rive : portiques (01 et 07)

Tableau VII.5 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm2			
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =5% bh	As adoptée
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Appuis	7.38	6.79	1.09	Msp2	6.79	5.08	5.29	7.00	2T16+1T14=5.56
	Travée	3.54	2.62	1.35	Msp1	3.54	2.58	2.65		3T14=4.62
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	Appuis	9.22	8.62	1.07	Msp2	8.62	6.55	6.74	7.00	2T16+2T14=7.10
	Travée	3.97	2.96	1.34	Msp1	3.97	2.90	3.13		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	5.35	5.01	1.07	Msp2	5.01	3.69	4.04	7.00	3T14=4.62
	Travée	2.75	2.06	1.33	Msp1	2.75	1.99	2.24		3T14=4,62

Poutres intermédiaire : portiques (02, 04 et 06)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm2			
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =5% bh	As adoptée
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Appuis	8.10	7.28	1.11	Msp2	7.28	5.47	5.87	7.00	3T16=6.03
	Travée	4.09	2.97	1.38	Msp1	4.09	2.99	3.87		3T14=4.62
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	Appuis	8.59	8.16	1.05	Msp2	8.16	6.18	6.51	7.00	2T16+2T14=7.10
	Travée	3.78	2.80	1.35	Msp1	3.78	2.76	2.73		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	6.86	6.20	1.11	Msp2	6.20	4.62	4.87	7.00	2T14+1T16=5.09
	Travée	4.44	3.32	1.34	Msp1	4.44	3.26	3.53		3T14=4,62

Poutres intermédiaires : portiques (03 et 05) avec voiles

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm2			
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =5% bh	As adoptée
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Appuis	11.65	8.74	1.33	Msp1	11.65	9.11	8.06	7.00	5T16=10.05
	Travée	5.83	4.23	1.38	Msp1	5.83	4.33	4.04		3T14=4.62
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	Appuis	10.67	9.69	1.10	Msp2	9.69	7.44	6.64	7.00	4T16=8.04
	Travée	5.34	3.9	1.37	Msp1	5.34	3.95	4.04		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	9.96	10.14	0.98	Msp2	10.14	7.82	6.96	7.00	4T16=8.04
	Travée	4.12	3.32	1.24	Msp1	4.12	3.02	3.05		3T14=4,62

VII.2.1.3 Sens transversal (Bloc A et C)

« poutre secondaire (30x35) cm² »

Armature longitudinale : Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$A_{min} = 0,5\%bh = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ (sur toute la section)
 $A_{max1} = 4\%bh = 4\% \times 30 \times 35 = 42.00 \text{ cm}^2$ (Zone courante)
 $A_{max2} = 6\%bh = 6\% \times 30 \times 35 = 63,00 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement)

Poutres de rive : portiques transversales (A)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment calcul	Section de l'acier en cm2			
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =5% bh	As adoptée
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Appuis	2.29	2.68	0.85	Msp2 2.680	2.53	3.05	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	0.8031	0.6077	1.32	Msp1 0.803	0.74	0.90		2T14+1T12=4.21
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	Appuis	3.46	4.12	0.84	Msp2 4.120	3.96	3.57	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	1.56	1.19	1.31	Msp1 1.560	1.10	1.76		2T14+1T12=4.21
Terrasse	Appuis	2.42	2.97	0.81	Msp2 2.970	2.81	3.15	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	0.5915	0.5262	1.12	Msp2 0.526	0.48	0.59		2T14+1T12=4.21

Poutres de rive : portiques transversales (D)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment calcul	Section de l'acier en cm2			
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =5% bh	As adoptée
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Appuis	1.9000	2.4400	0.78	Msp2 2.4400	2.30	2.77	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	0.7978	0.6044	1.32	Msp1 0.7978	0.74	0.90		2T14+1T12=4.21
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	Appuis	3.1900	3.5900	0.89	Msp2 3.5900	3.43	3.15	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	1.5200	1.1500	1.32	Msp1 1.5200	1.41	1.71		2T14+1T12=4.21
Terrasse	Appuis	1.6600	2.1300	0.78	Msp2 2.1300	2.00	2.41	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	0.5100	0.4564	1.12	Msp2 0.4564	0.42	0.51		2T14+1T12=4.21

Poutres intermédiaires :

Tableau VII.6 portiques transversales (B et C)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		M _{sp1} / M _{sp2}	Moment calcul	Section de l'acier en cm ²				
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =5% bh	As adoptée	
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Appuis	4.4400	5.0100	0.89	M _{sp2}	5.0100	4.88	4.36	5.25	2T14+1T16=5.21
	Travée	2.2100	1.6600	1.33	M _{sp1}	2.2100	2.07	2.51		2T14+1T12=4.21
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	Appuis	7.7800	8.5100	0.91	M _{sp2}	8.5100	8.77	7.66	5.25	5T16=10.05
	Travée	2.4300	1.8000	1.35	M _{sp1}	2.4300	2.29	2.76		2T14+1T12=4.21
Terrasse	Appuis	6.0500	7.0200	0.86	M _{sp2}	7.0200	7.05	6.23	5.25	4T16=8.04
	Travée	0.9600	0.8700	1.10	M _{sp2}	0.8700	0.80	0.98		2T14+1T12=4.21

VII.2.1.4 Les vérifications :

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm²»

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bx dx f_{t28}/f_e = 0,23x35x36x2,1/400 = 1,47cm^2.$$

Adopté > A_{min}.....condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bx d) = 15,22x100/(30x40.50) = 1,25Mpa \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5Mpa) = 3,25Mpa. \\ \tau_u = 1,25 < \bar{\tau}_u = 3,25Mpa.....condition vérifiée. \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12.86 ; 30 ; 16)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

-Calcul de L'espace:

$$St \leq \min(0,9d ; 40cm)$$

$$\Rightarrow St \leq 36.00cm$$

$$St \leq \min(36.45 ; 40cm)$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min(h/4 ; 12\Phi l ; 30cm)$$

$$St \leq \min(10 ; 16,8 ; 30cm)$$

$$\text{Zone courante: } St \leq h/2$$

$$St \leq 20cm$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa} \quad \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 \quad f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,25 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,101 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{1,41}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,705 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,705 \times b}{fe} = \frac{0,705 \times 30}{235} = 0,09cm \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,101 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{D'où } At \geq 1,515 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 15.22 \text{ t} \quad M_{app} = 12.17 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 12.17 / (0,9 \times 27.00 \times 10^{-2}) = 50.08 \text{ t} > 15.22 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = Fb/S \\ \text{d'ou: } \bar{\sigma}_b = 2T/ab \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} Fb = T\sqrt{2} \text{ (1'état d'équilibre)} \\ S = a \times b/\sqrt{2} \end{array} \right.$$

a : longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b \quad 2T/ab \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8bf_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 152,2 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,076 \text{ m} = 7,6 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm} \quad a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm} \quad a = 26 \text{ cm} > 7,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max T = 152,20 KN

n : Nombre des armatures longitudinales tendues n = 5

μ : Périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = 152,20 \times 10^3 / 0,9 \times 27,00 \times 5,024 \times 5 \times 10^2 = 2,49 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 2,49 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mp} \quad \text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi f_e / 4\tau_s$$

Avec Φ : diamètre d'une barre

$$l_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,835) = 56,44 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24,8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1,64 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4,77 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 22,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 7,89 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \quad \Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \quad \Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

-Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 6.10 \text{ t.m} \quad A = 10.05 \text{ cm}^2$$

1)-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow$$

$$15.00 y^2 + 150.75 y + -6105.38 = 0.00$$

$$y = 15.77 \text{ cm}$$

2)-moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 131 \ 413.48 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{6.10 \times 10000}{131413.48} \times 15.77 = 7.32 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 7.32 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 6.10 \text{ t.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = (4.90+1.44) \times (4.80)^2/8 = 18.26 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0.09 > 0,0625 \quad (\text{vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,09 > 0,033 \quad (\text{vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,0082 < 0,0105 \quad (\text{vérifiée}). \end{array} \right.$$

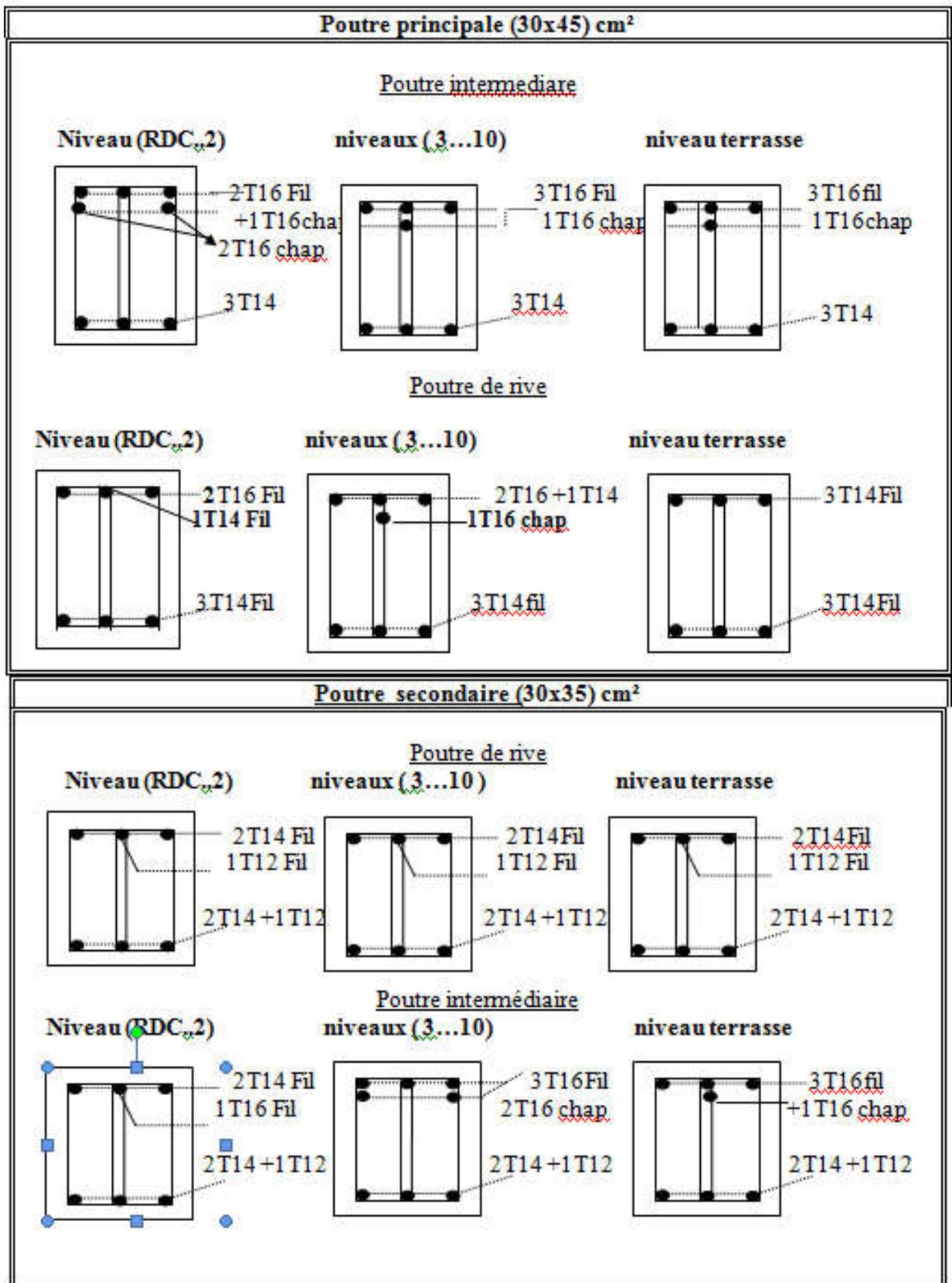


Figure VII.2 ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

VII.2.1.5 Ferrailage des poteaux :

-Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les

6 Combinaisons suivante :

$$- 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$[N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

$$- 2^{\text{eme}} \text{Genre : } 0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4$$

$$G+Q \pm 1,2E \quad [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5$$

$$[M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa}$$

Ferrailage exigé par R.P.A 99(révisées en 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres Niveaux seront données dans des tableaux.

Le tableau VII.7 les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(révisées en 2003) :

Famille de poteaux	Amin=0,8 %bht	Amax1=4%bht	Amax2=6%bht
1 ^{ere} famille(50x50)cm ²	20.00 cm ²	100.00 cm ²	150.00 cm ²
2 ^{eme} famille(45x45)cm ²	16,20cm ²	81.00cm ²	121,50cm ²
3 ^{eme} famille(40x40)cm ²	12,80cm ²	64.00cm ²	96.00cm ²

Tableau VII.8 les sollicitations défavorables du 1^{er} genre: unités principale (t.m).

Etages		RDC, 1er...2eme		3eme,5eme,6eme,7eme		8eme,9eme,10eme		
poteaux	combinaison	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	
Poteau De rive	(a)	N _{max}	210.10	167.23	130.70	105.74	51.86	51.86
		M _{corr}	0.88	0.04	0.94	0.60	1.01	1.01
	(b)	N _{min}	101.41	68.11	42.22	28.94	6.06	6.06
		M _{corr}	0.93	1.13	1.69	0.40	1.40	1.40
	(c)	M _{max}	1.19	1.19	1.80	1.86	1.62	1.62
		N _{corr}	125.58	125.58	52.43	28.94	22.76	22.76
Poteau central	(a)	N _{max}	220.51	220.51	88.92	88.92	36.36	36.36
		M _{corr}	0.09	0.45	0.00	0.00	3.40E-05	3.40E-05
	(b)	N _{min}	68.11	69.09	30.72	24.47	1.71	8.48E+00
		M _{corr}	1.13	0.01	1.57E-06	3.81E-06	1.00E-06	1.01E-06
	(c)	M _{max}	1.13	1.09	1.56	1.23E-04	3.76E-05	3.36E-05
		N _{corr}	68.11	170.57	36.71	88.92	10.51	23.48

Le tableau VII.9 les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre : unités principale (t.m).

Etages		RDC, 1er...2eme		3eme,5eme,6eme,7eme		8eme,9eme,10eme		
poteaux	combinaison	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	
Poteau De rive	(a)	N _{max}	162.29	131.42	73.31	83.72	28.86	40.14
		M _{corr}	0.82	1.14	0.99	1.81	1.05	1.48
	(b)	N _{min}	40.47	13.82	17.46	6.41	2.61	2.61
		M _{corr}	0.21	0.99	1.45	1.85	1.43	1.27
	(c)	M _{max}	1.56	1.69	1.50	2.87	1.92	2.12
		N _{corr}	81.67	25.26	23.29	27.61	5.19	8.44

Poteau central	(a)	N_{max}	170.00	170.00	53.14	74.67	22.63	30.49
		M_{corr}	1.34	1.34	1.10	1.32	1.22	1.22
	(b)	N_{min}	18.83	18.83	3.86	6.64	0.50	0.50
		M_{corr}	0.41	0.41	1.59	0.23	0.04	0.04
	(c)	M_{max}	2.70	2.70	1.61	1.59	1.56	1.56
		N_{corr}	116.51	116.51	29.20	30.67	6.55	6.55

- Exemple de calcul :

-Poteau de rive (RDC, 1er...3^{eme} étage): section (50x50) cm²

1) Sens longitudinale :

-Données :

Largeur du poteau $b = 50\text{cm}$;

hauteur de la section $ht = 50\text{cm}$.

Enrobage $c = 2,5\text{cm}$.

Hauteur utile des aciers tendus $d = ht - c = 47.5\text{ cm}$

Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400\text{ Mpa}$

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$.

Fissuration peu préjudiciable

-Combinaison de 1^{er} genre :

(a) $N_{\max} = 210.10\text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0.88\text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.88/210.10 = 0.0042\text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 210.10 \left(0.475 - \frac{0.50}{2} + 0.0042 \right) = 48.15\text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 210.10\text{ t} < 286.74\text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 48.15\text{ t.m} < 67.75\text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$)

(b)- $N_{\min} = 101.41\text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0,93\text{ t.m}$

Détermination le centre de pression : $e = M/N = 0,93/101.41 = 0.0091\text{ m}$

$$Mu = Nu(d - \frac{ht}{2} + e) = 101.41(0.475 - 0.50/2 + 0.0091) = 23.74 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq N.d (1 - 0,514 Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 101.41 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 23.74 \text{ t.m} < 40.70 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$) ; (c) $M_{\max} = 1.19 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 125.58 \text{ t.m}$

-Détermination le centre de pression : $e = M/N = 0.0095 \text{ m}$

$$Mu = Nu(d - \frac{ht}{2} + e) = 125.58(0.475 - 0.50/2 + 0.0095) = 29.45 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1 - 0,514 Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 125.58 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 29.45 \text{ t.m} < 48.20 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$)

combinaison de 2^{eme} genre : (a)- $N_{\max} = 162.29 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0.82 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression : $e = M/N = 0.0050 \text{ m}$

$$Mu = Nu(d - \frac{ht}{2} + e) = 162.29 (0.475 - 0.50/2 + 0.0050) = 37.33 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1 - 0,514 Nu/bdfbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 162.29 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 37.33 \text{ t.m} < 57.97 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armature ne sont pas

Nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$) ; (b)- $N_{\min} = 40.47 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0.21 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression : ; $e = M/N = 0.0052 \text{ m}$

$$Mu = Nu(d - \frac{ht}{2} + e) = 40.47 (0.475 - 0.50/2 + 0.0052) = 9.32 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 40.47 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots \text{Vérfiée} \\ Mu = 9.32 \text{ t.m} < 18.03 \text{ t.m} \dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5=A'_5=0$) ; (c) $M_{\max} = 1.56 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 81.67 \text{ t}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0191 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 81.67 (0,475 - 0,50/2 + 0.0191) = 19.94 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 81.67 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots \dots \text{Vérfiée} \\ Mu = 19.94 \text{ t.m} < 33.95 \text{ t.m} \dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6=A'_6=0$)

Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 20.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 20.00) = 20.00 \text{ cm}^2$$

2) Sens transversale:

combinaison de 1^{er} genre :

$$(a) \quad N_{\max} = 167.23 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 0.04 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0002 \text{ m} ; \quad Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 167.23 (0,475 - 0,50/2 + 0,0002) = 37.67 \text{ t.m}$$

vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 167.23 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots \dots \text{Vérfiée} \\ Mu = 37.67 \text{ t.m} < 59.13 \text{ t.m} \dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=A'_1=0$)

$$(b)- \quad N_{\min} = 68.11 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 1.13 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0166$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 68.11(0,475 - 0,50/2 + 0,0166) = 16.45 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 68.11 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 16.45 \text{ t.m} < 28.98 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$) ; (c) $M_{\max} = 1.19 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 125.58 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0095$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 125.58(0,475 - 0,50/2 + 0,0095) = 29.45 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 125.58 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 29.45 \text{ t.m} < 48.20 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$)

Combinaison de 2^{ème} genre :

$$(a)- N_{\max} = 131.42 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 1.14 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0087$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 131.42 (0,475 - 0,50/2 + 0,0087) = 30.71 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \quad \begin{cases} N_u = 131.42 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 30.71 \text{ t.m} < 49.89 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$) ; (b)- $N_{\min} = 13.82 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0.99 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression : $e = M/N = 0.0713 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 13.82 (0,475 - 0,50/2 + 0,0713) = 4.09 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 13.82 t < 286.74 t \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 4.09 t.m > 6.43 t.m \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=A'_5=0$)

(c) $M_{max} = 1.69 t.m$ $N_{corresp} = 25.26 t$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0.0669m$; $Mu = Nu(d - \frac{ht}{2} + e) = 25.26 (0,475 - 0,50/2 + 0.0669) = 7.37 t.m$

Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 25.26 t < 286.74 t \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 7.37 t.m < 11.54 t.m \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$)

Section adoptée :

$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20.00 \text{ cm}^2$

$A_{adopté} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 20.00) = 20.00 \text{ cm}^2$

$Nu \leq 0,81 fbc.b.h$ Condition (01)

$Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc)$ Condition (02)

Tableau VII.10 récapitulatif de calcul de ferrailage des poteaux de rive :

Niveau	Sens	combinai	1 ^{er} genre						2 ^{eme} genre						A _{min}	A _{adp}
			N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification			N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification				
						Condi	Condi	A _{cal}				Condi	Condi	A _{cal}		
						1	2	(cm ²)				1	2	(cm ²)		
RDC, 1 ^{er} ... 3 ^{eme}	Longitudin	(a)	210,10	0,88	0,0042	Oui	Oui	0,00	162,29	0,82	0,0050	Oui	Oui	0,00	20,00	04 T20 + 04 T16=20.61
		(b)	101,41	0,93	0,0091	Oui	Oui	0,00	40,47	0,21	0,0052	Oui	Oui	0,00		
		(c)	125,58	1,19	0,0095	Oui	Oui	0,00	81,67	1,56	0,0191	Oui	Oui	0,00		
	Transve	(a)	167,23	0,04	0,0002	Oui	Oui	0,00	131,42	1,14	0,0087	Oui	Oui	0,00		
		(b)	68,11	1,13	0,0166	Oui	Oui	0,00	13,82	0,99	0,0713	Oui	Oui	0,00		
		(c)	125,58	1,19	0,0095	Oui	Oui	0,00	25,26	1,69	0,0669	Oui	Oui	0,00		

Niveau	Sens	combinai	1 ^{er} genre						2 ^{em} genre						A _{min}	A _{adp}
			N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification		A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification		A _{cal} (cm ²)		
						1	2				1	2				
4 ^{eme} , 7 ^{eme} , ...	Longitudin	(a)	130,70	0,94	0,0072	Oui	Oui	0,00	73,31	0,99	0,0136	Oui	Oui	0,00	16,20	04 T20 + 04 T16=20.61
		(b)	28,94	1,69	0,0584	Oui	Oui	0,00	17,46	1,45	0,0830	Oui	Oui	0,00		
		(c)	52,43	1,80	0,0343	Oui	Oui	0,00	23,29	1,50	0,0644	Oui	Oui	0,00		
	Transve	(a)	105,74	0,60	0,0056	Oui	Oui	0,00	83,72	1,81	0,0216	Oui	Oui	0,00		
		(b)	28,94	0,40	0,0139	Oui	Oui	0,00	6,41	1,85	0,2886	Oui	Non	2,26		
		(c)	28,94	1,86	0,0643	Oui	Oui	0,00	27,61	2,87	0,1039	Oui	Oui	0,00		
8 ^{eme} , 10 ^{eme} , ...	Longitudin	(a)	51,86	1,01	0,0195	Oui	Oui	0,00	28,86	1,05	0,0364	Oui	Oui	0,00	12,80	08 T16 = 16.08
		(b)	6,06	1,40	0,2310	Oui	Non	2,00	2,61	1,43	0,5479	Oui	Non	1,53		
		(c)	22,76	1,62	0,0712	Oui	Oui	0,00	5,19	1,92	0,3699	Oui	Non	2,31		
	Transve	(a)	51,86	1,01	0,0195	Oui	Oui	0,00	40,14	1,48	0,0369	Oui	Oui	0,00		
		(b)	6,06	1,40	0,2310	Oui	Non	2,00	2,61	1,27	0,4866	Oui	Non	1,40		
		(c)	22,76	1,62	0,0712	Oui	Oui	0,00	8,44	2,12	0,2512	Oui	Non	2,53		

$Nu \leq 0,81 fbc.b.h$ Condition (01)

$Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc)$ Condition (02)

Tableau VII.11 récapitulatif de calcul de ferrailage des poteaux Centraux

Niveau	Sens	combinai	1 ^{er} genre						2 ^{em} genre						A _{min}	A _{adp}
			N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification		A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification		A _{cal} (cm ²)		
						1	2				1	2				
RDC, 1 ^{er} , 3 ^{em}	Longitudin	(a)	220,51	0,09	0,0004	Oui	Oui	0,00	170,00	1,34	0,0079	Oui	Oui	0,00	20,00	04 T20 + 04 T16=20.61
		(b)	68,11	1,13	0,0166	Oui	Oui	0,00	18,83	0,41	0,0218	Oui	Oui	0,00		
		(c)	68,11	1,13	0,0166	Oui	Oui	0,00	116,51	2,70	0,0232	Oui	Oui	0,00		
	Transve	(a)	220,51	0,45	0,0021	Oui	Oui	0,00	170,00	1,34	0,0079	Oui	Oui	0,00		
		(b)	69,09	0,01	0,0002	Oui	Oui	0,00	18,83	0,41	0,0218	Oui	Oui	0,00		
		(c)	170,57	1,09	0,0064	Oui	Oui	0,00	116,51	2,70	0,0232	Oui	Oui	0,00		
4 ^{eme} , 7 ^{eme} , ...	Longitudin	(a)	88,92	1,23E-04	1,38E-06	Oui	Oui	0,00	53,14	1,10	0,0207	Oui	Oui	0,00	16,20	04 T20 + 04 T16=20.61
		(b)	30,72	1,57E-06	5,12E-08	Oui	Oui	0,00	3,86	1,59	0,4119	Oui	Non	1,69		
		(c)	36,71	1,56	0,0425	Oui	Oui	0,00	29,20	1,61	0,0551	Oui	Oui	0,00		
	Transve	(a)	88,92	1,23E-04	1,38E-06	Oui	Oui	0,00	74,67	1,32	0,0177	Oui	Oui	0,00		
		(b)	24,47	3,81E-06	1,56E-07	Oui	Oui	0,00	6,64	0,23	0,0341	Oui	Oui	0,00		
		(c)	88,92	1,23E-04	1,38E-06	Oui	Oui	0,00	30,67	1,59	0,0518	Oui	Oui	0,00		
8 ^{eme} , 10 ^{eme} , ...	Longitudin	(a)	36,36	3,40E-05	0,0000	Oui	Oui	0,00	22,63	1,22	0,0539	Oui	Oui	0,00	12,80	08 T16 = 16.08
		(b)	1,71	1,00E-06	5,85E-07	Oui	Oui	2,00	0,50	0,04	0,0827	Oui	Oui	0,00		

Transve	(c)	10,51	3,76E-05	3,58E-06	Oui	Oui	0,00	6,55	1,56	0,2382	Oui	Non	1,74
	(a)	36,36	3,40E-05	9,34E-07	Oui	Oui	0,00	30,49	1,22	0,0400	Oui	Oui	0,00
	(b)	8,48	1,01E-06	1,20E-07	Oui	Oui	0,00	0,50	0,04	0,0827	Oui	Oui	1,40
	(c)	23,48	3,36E-05	1,43E-06	Oui	Oui	0,00	6,55	1,56	0,2382	Oui	Non	1,74

Les vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (50x50) cm² »

T_{max}=1.455 t

- Contrainte tangente : $\tau_u = T / (b \cdot d) = 1.455 \times 100 / (50 \times 47.5) = 0,061 \text{ Mpa}$
- Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = 0,061 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$condition Vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :

-Diamètre des armatures transversales :

$\Phi_t = \Phi_l / 3 ; \Phi_t = 20 / 3 ; \Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule su dessus; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

*** dans la zone nodale :**

$t \leq \text{Min} (10\Phi_l, 15\text{cm})$ en zone I et IIa

$t \leq 10 \text{ cm}$. en zone III et IIb

***dans la zone courante :**

$$t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zone III et IIb}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0,8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 24\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

b.2- Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0 ; \quad \lambda_g = 0,7.L_0 / b = 0,7.3,06 / 0,50 = 4,284$$

$$\lambda_g = 4,284 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75 \quad (\text{d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2"}).$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \cdot 3,75 \cdot 145,5}{50 \cdot 235} = 0,69 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$\lambda_g = 3 < 4,76 < 5 : \quad 0,55 \%$

Alors : Zone nodale : $A_t = 0,0055 \cdot 10 \cdot 50 = 2,75 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = 0,0055 \cdot 15 \cdot 50 = 4,125 \text{ cm}^2$

Le choix : $\left\{ \begin{array}{l} A_t = 9\phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{array} \right.$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_c ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 3,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

e- Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60 \text{ cm}) = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$

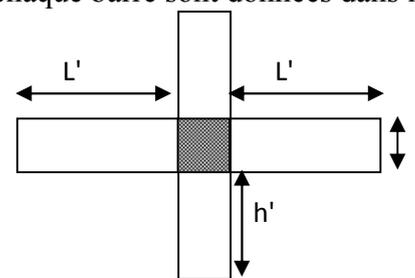


Figure VII.3 La Zone nodale outre poteau

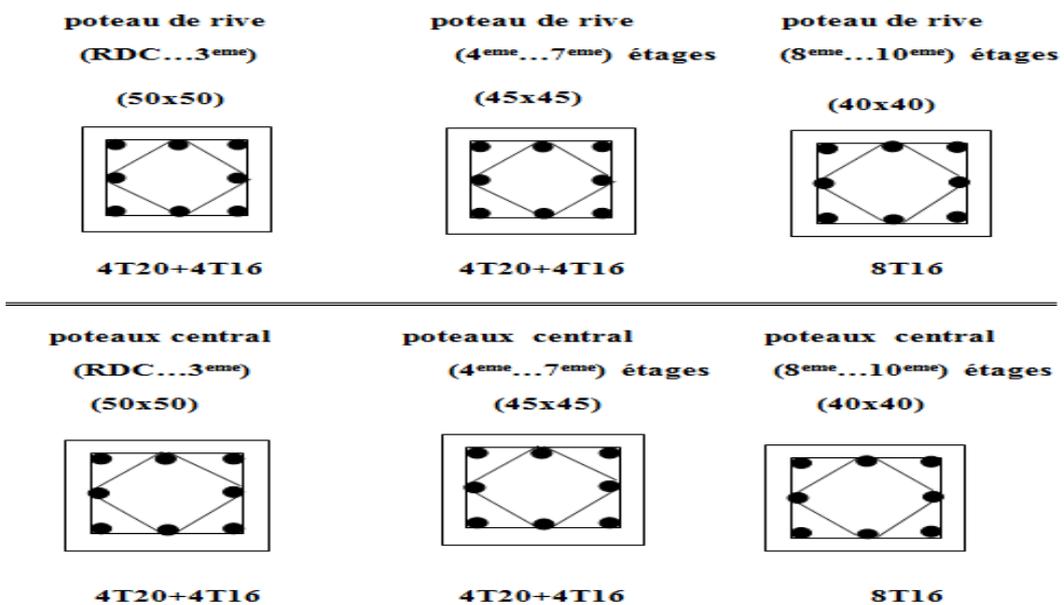


Figure VII.4 -Dessin de ferrailages des sections des poteaux

VII.3 Bloc (B)

Portique longitudinal : portique de rive (01 et 05) sans voile [t/ml]

Portique Longitudinal intermédiaire (2),(3), et (4) sans voile[t/ml]

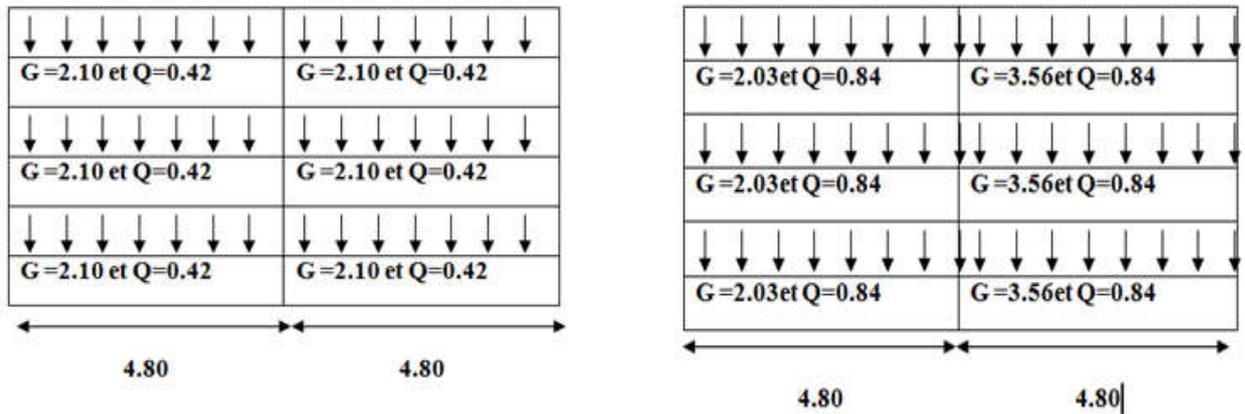


Figure VII .5- Portique de rive et intermédiaire

Portique Transversal de Rive (D)et (B): sans voile [t/ml]

Portique Transversal intermédiaire (C): sans voile [t/ml]

VII.3 .1 Ferrailage des portiques

VII.3 . 2 Ferrailage des poutres Bloc (B):

VII.3 . 2 .1 Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l’effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- sollicitation du 1^{er} genre $Sp_1=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp_1}

- sollicitation du 2^{eme} genre $\left\{ \begin{array}{l} Sp_2=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp_2} \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{array} \right.$

si $M_{sp_1}/M_{sp_2} < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_2

si $M_{sp_1}/M_{sp_2} > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_1 .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ Mpa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ Mpa

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348\text{Mpa}$.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17\text{ Mpa}$

VII.3 . 2.2 Méthode de calcul :

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\% b ht$.

Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\% b ht$. (Zone courante)

$A_{max2}=6\% b ht$. (Zone de recouvrement)

sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

a.1) Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers qui devraient conditionner la section adopter, on a :

$A_{min}=0,5\%bht=0,5\% \times 30 \times 45 = 7,00 \text{ cm}^2$ (sur toute la section)

$A_{max1}=4\%bht = 4\% \times 30 \times 45 = 54.00 \text{ cm}^2$ (Zone courante)

$A_{max2}=6\% bht = 6\% \times 30 \times 45 = 81.00 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement)

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

Exemple de calcul :

Poutre principale intermédiaire

En travée :

(Sp₁) $\Rightarrow M_{t_{sp1}}=5.4 \text{ t.m}$; (Sp₂) $\Rightarrow M_{t_{sp2}}=2.72 \text{ t.m}$

$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}}=1.99 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp₁)

Données :

Largeur de la poutre $b=35\text{cm}$. ; Hauteur de la section $h_t=45\text{cm}$.

Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=40.5 \text{ cm}$; Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.

Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime Mu	Mu	5.40 t.m	$\mu=0.0775 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=Mu/(bxd^2xf_{bc})$	0.0775 Pivot A	
Etat limite de compression	$\mu_l=0.392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.101	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0.960	
Section d'aciers As	$Mu /(\sigma_s x \beta x d)$	3.99 cm²	
Section d'aciers As Min	$0.23xbxdx(ft28/fe)$	1.47 cm²	

En appuis :

(Sp₁) ⇒ Ma_{sp1}=7.41 t.m... ; (Sp₂) ⇒ Ma_{sp2}=5.40 t.m

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.37 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Moment ultime Mu	Ma	7.41 t.m	$\mu=0.1063 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=Ma/(bxd^2xf_{bc})$	0.1063 Pivot A	
Etat limite de compression	$\mu_l=0.392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0.141	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0.944	
Section d'aciers As	$Mu /(\sigma_s x \beta x d)$	5.57 cm²	
Section d'aciers As Min	$0.23xbxdx(ft28/fe)$	1.47 cm²	

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

Poutres de rive : portiques (01 et 05)

Tableau VII.12 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		M _{sp1} / M _{sp2}	Moment calcul	Section de l'acier en cm ²				
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =5% bh	As adoptée	
RDC	Appuis	5.4	5.4	1.00	M _{sp2}	5.4	5.08	4.73	7.00	4T14=6,16
	Travée	5.4	2.72	1.99	M _{sp1}	5.4	3.99	3.21		4T14=6,16
Etage	Appuis	7.41	5.4	1.37	M _{sp1}	7.41	5.57	6.6	7.00	4T16=8.04
	Travée	3.75	2.74	1.37	M _{sp1}	3.75	2.74	3.24		2T16=4.02
Terrasse	Appuis	5.05	3.7	1.36	M _{sp1}	5.05	3.73	3.84	7.00	3T14=4,62
	Travée	2.61	1.92	1.36	M _{sp1}	2.61	1.89	1.95		3T14=4,62

Poutres intermédiaire : portiques (02 , 03 et 04)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		M _{sp1} / M _{sp2}	Moment calcul	Section de l'acier en cm ²				
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =5% bh	As adoptée	
RDC	Appuis	8.47	6.09	1.39	M _{sp1}	8.47	6.43	7.61	7.00	4T16=8.04
	Travée	4.27	3.07	1.39	M _{sp1}	4.27	3.13	3.68		2T16=4.02
1 ^{er}	Appuis	8.45	6.08	1.39	M _{sp1}	8.45	6.41	7.53	7.00	4T16=8.04
	Travée	4.31	3.1	1.39	M _{sp1}	4.31	3.16	3.69		2T16=4.02
Terrasse	Appuis	8.14	7.75	1.05	M _{sp2}	7.75	5.70	5.25	7.00	4T14=6.16
	Travée	4.18	5.39	0.78	M _{sp2}	5.39	3.99	3.15		3T14=4,62

sens transversal (Bloc B) : « poutre secondaire (30x35) cm² »

Armature longitudinale : Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

=	5.25	cm ²	(sur toute la section)
=	42.00	cm ²	(Zone courante)
=	63,00	cm ²	(Zone de recouvrement)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		M _{sp1} / M _{sp2}	Moment calcul	Section de l'acier en cm ²			
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s sap2000	A _s min =5% bh	A _s adoptée
RDC	Appuis	2.79	2.06	1.35	M _{sp1} 2.79	2.64	2.74	5.25	3T14=4.62
	Travée	1.44	1.06	1.36	M _{sp1} 1.44	1.34	1.41		2T14=3.08
Etage	Appuis	2.74	2.02	1.36	M _{sp1} 2.74	2.59	2.46	5.25	3T14=4.62
	Travée	1.47	1.08	1.36	M _{sp1} 1.47	1.37	1.26		2T14=3.08
Terrasse	Appuis	1.53	1.32	1.16	M _{sp1} 1.53	1.42	1.96	5.25	3T14=4.62
	Travée	1.03	0.76	1.36	M _{sp1} 1.03	0.95	1.29		2T14=3.08

Poutres intermédiaire : portiques (C)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		M _{sp1} / M _{sp2}	Moment calcul	Section de l'acier en cm ²			
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =5% bh	A _s adoptée
RDC	Appuis	3.25	2.38	1.37	M _{sp1} 3.25	3.09	2.87	5.25	3T14=4.62
	Travée	1.68	1.24	1.35	M _{sp1} 1.68	1.57	1.48		2T14=3.08
Etage	Appuis	3.2	2.35	1.36	M _{sp1} 3.20	3.04	2.82	5.25	3T14=4.62
	Travée	1.72	1.26	1.37	M _{sp1} 1.72	1.60	1.50		2T14=3.08
Terrasse	Appuis	2.11	1.55	1.36	M _{sp1} 2.11	1.98	1.85	5.25	3T14=4.62
	Travée	1.22	0.9	1.36	M _{sp1} 1.22	1.13	1.06		2T14=3.08

VII.3.2.3 Les vérifications

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm²»

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 35 \times 36 \times 2,1 / 400 = 1,47 \text{ cm}^2.$$

Adopté > A_{min}.....condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 7.79 \times 100 / (30 \times 40.50) = 0.64 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{Mpa}) = 3,25 \text{Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0.64 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ; \Phi_t \leq \min (12.86 ; 30 ; 16) ;$ On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

-Calcul de L'espace :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40 \text{cm}) \\ \Rightarrow St \leq 36.00 \text{cm} \\ St \leq \min (36.45 ; 40 \text{cm}) \end{array} \right.$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{cm})$

$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{cm})$

Zone courante: $St \leq h/2$

$St \leq 20 \text{cm}$

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,25 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,101 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{1,41}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,705 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,705 \times b}{fe} = \frac{0,705 \times 30}{235} = 0,09 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,101 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où $At \geq 1,515 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_{\max} = 15.22 \text{ t}$ $M_{\text{app}} = 6.31 \text{ t.m}$; $\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 6.31 / 0,9 \times 27.00 \times 10^{-2} = 25.97 \text{ t} > 15.22 \text{ t}$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about : La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\bar{\sigma}_b = Fb/S \quad \left\{ \begin{array}{l} Fb = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \end{array} \right.$$

d'ou: $\bar{\sigma}_b = 2T/ab$ $S = a \times b/\sqrt{2}$

a : longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$

$2T/ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$

$a \geq 2 \times 152.2 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,076 \text{ m} = 7,6 \text{ cm}$

$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$

$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm}$

$a = 26 \text{ cm} > 7,6 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$\tau_{u_{\text{ser}}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = \psi s \cdot f_{t28}$

ψs : coefficient de scellement $\psi s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 77.9 \text{ KN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 5$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$\tau_{u_{\text{ser}}} = 77.9 \times 10^3 / 0,9 \times 27.00 \times 5,024 \times 5 \times 10^2 = 1.28 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

$$\tau_{ser} = 1.27 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{ser}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0.6 \psi s^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 2.1 = 2.835 \text{ Mp}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi f_e / 4\tau_s$

Avec Φ : diamètre d'une barre ; $l_s = 1.6 \times 400 / (4 \times 2.835) = 56.44 \text{ cm}$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5.5 \Phi = 5.5 \times 1.6 = 8.8 \text{ cm}$

Calcul des crochets : Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40.5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87}$$

$$\phi_L = 1.2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24.8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1.64 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1.4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23.6 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4.77 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1.6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 22.4 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 7.89 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone IIa

$$\Phi = 1.6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} ; \quad \Phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} ; \quad \Phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 3.31 \text{ t.m} \quad A = 10.05 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow$$

$$15.00 y^2 + 150.75 y - 6105.38 = 0.00$$

$$y = 15.77 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 131\,413.48 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{3.31 \times 10000}{131413.48} \times 15.77 = 3.97 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 3.97 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

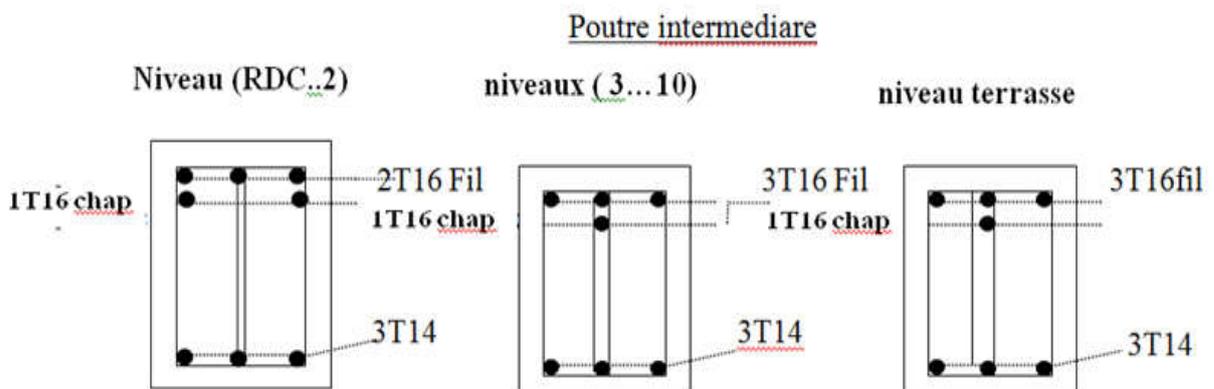
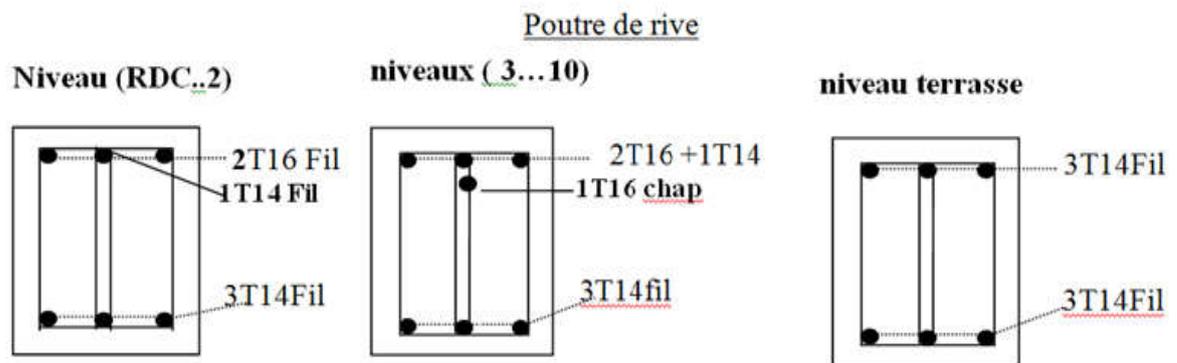
Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 3.31 \text{ t.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = (2.39+0.34) \times (4.80)^2/8 = 7.86 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0.09 > 0,0625 \quad (\text{vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,09 > 0,042 \quad (\text{vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/fe \dots\dots\dots 0,0082 < 0,0105 \quad (\text{vérifiée}). \end{array} \right.$$

Poutre principale (30x45) cm²



Poutre secondaire (30x35) cm²

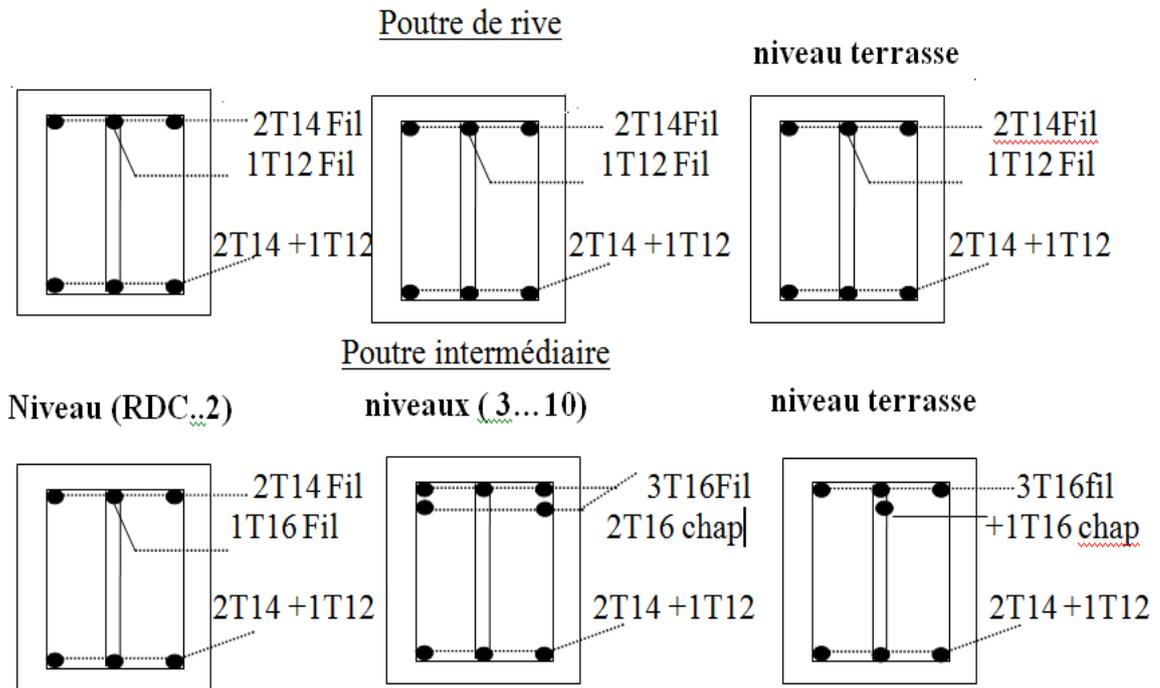


Figure VII.6 Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

VII .3.2.4 Ferrailage des poteaux :(Bloc B)

VII.3.2.4.1 Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$- 1^{\text{er}} \text{Genre} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$[N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 ;$$

$$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

$$- 2^{\text{eme}} \text{Genre} : 0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5$$

$$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

Ferrailage exigé par R.P.A 99(révisées en 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa). Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement. Le diamètre minimum est de 12 mm. La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa). La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales. On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront données dans des tableaux.

Le tableau VII.13 les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(révisées en 2003) :

Famille de poteaux	Amin=0,8 %bht	Amax1=4%bht	Amax2=6 %bht
3 ^{ème} famille(40x40)cm ²	12,80cm ²	64.00cm ²	96.00cm ²

Le tableau VII.14 les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre .

Etages		RDC		Etage 01		
poteaux	combinaison	Sens tran	Sens long	Sens tran	Sens long	
Poteau De rive	(a)	N _{max}	28.98	34.01	9.67	14.28
		M _{corr}	0.00	0.00	0.00	0.00
	(b)	N _{min}	13.31	13.31	4.60	4.60
		M _{corr}	0.63	1.49	0.85	2.26
	(c)	M _{max}	0.84	2.23	0.85	3.13
		N _{corr}	18.25	18.33	4.60	6.30
Poteau central	(a)	N _{max}	34.01	46.89	16.19	22.16
		M _{corr}	0.86	0.00	0.01	0.00
	(b)	N _{min}	24.51	18.53	8.68	7.71
		M _{corr}	0.61	1.24	1.03	3.27
	(c)	M _{max}	0.69	2.27	1.39	4.68
		N _{corr}	22.55	26.53	11.83	10.72

Nu <= 0,81 fbc.b.h

Condition (01)

$\mu \leq \mu_{lim} = 1 - 0,514 \mu_{lim} / b.d.fbc$ Condition (02

niveau	Sens	combinai	1 ^{er} genre						2 ^{eme} genre						A _{min}	A _{adp}
			N _u (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification			N _u (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification				
						Condi	Condi	A _{cat}				Condi	Condi	A _{cat}		
			1	2	(cm ²)	1	2	(cm ²)								
RDC	Longitudin	(a)	64.30	0.00	0.0000	Oui	Oui	0.00	34.01	0.86	0.0252	Oui	Oui	0.00	12.80	08 T16 = 16.08
		(b)	43.11	1.33	0.0309	Oui	Oui	0.00	24.51	1.24	0.0506	Oui	Oui	0.00		
		(c)	43.11	1.33	0.0309	Oui	Oui	0.00	22.55	2.27	0.1007	Oui	Oui	0.00		
	Transve	(a)	64.30	0.00	0.0000	Oui	Oui	0.00	46.89	0.00	0.0000	Oui	Oui	0.00		
		(b)	36.08	3.17	0.0879	Oui	Oui	0.00	18.53	1.24	0.0669	Oui	Oui	0.00		
		(c)	36.32	3.17	0.0873	Oui	Oui	0.00	26.53	2.27	0.0856	Oui	Oui	0.00		
etage	Longitudin	(a)	30.20	4.13E-02	1.37E-03	Oui	Oui	0.00	16.19	0.01	0.0007	Oui	Oui	0.00	12.80	08 T16 = 16.08
		(b)	16.12	1.90	0.12	Oui	Oui	0.00	8.68	1.03	0.1187	Oui	Oui	1.69		
		(c)	16.12	1.90	0.1179	Oui	Oui	0.00	11.83	1.39	0.1175	Oui	Oui	0.00		
	Transve	(a)	30.20	2.02E-04	6.68E-06	Oui	Oui	0.00	22.16	0.00	0.0000	Oui	Oui	0.00		
		(b)	14.39	6.40	0.44	Oui	Non	5.36	7.71	3.27	0.4241	Oui	Non	2.67		
		(c)	14.63	6.40	0.44	Oui	Non	5.36	10.72	4.68	0.4366	Oui	Non	3.86		

Les vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (40x40) cm² »

$T_{max} = 0.5881 \text{ t}$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 0.5881 \times 100 / (40 \times 36) = 0,0408 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,0408 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée} \end{array} \right.$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :

-Diamètre des armatures transversales :

$\Phi_t = \Phi / 3$

$\Phi_t = 20 / 3$

$\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_l \cdot f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule su dessus; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

*** dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{en zone III et IIb}$$

*** dans la zone courante :**

$$t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zone III et IIb}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en %** est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0,8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \varnothing_t minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 24\text{cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

b.2- Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7.L_0 / b = 0,7.4,08 / 0,40 = 7.14$$

$$\lambda_g = 7.14 \geq 5 \Rightarrow \rho_0 = 2..50 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \cdot 2.5 \cdot 5.881}{40 \cdot 235} = 0.023 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 : \quad 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 40 = 1.20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.80 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 9\phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_c ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$$

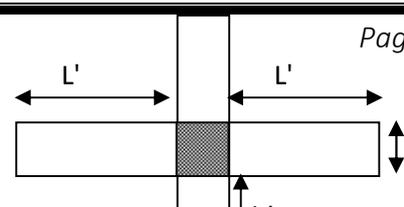
$$A_t \geq 0,4 \cdot 13 \cdot 40 / 235 = 0.885 \text{ cm}^2 < 1.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e- Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = 60\text{cm}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 40 = 80\text{cm}$$



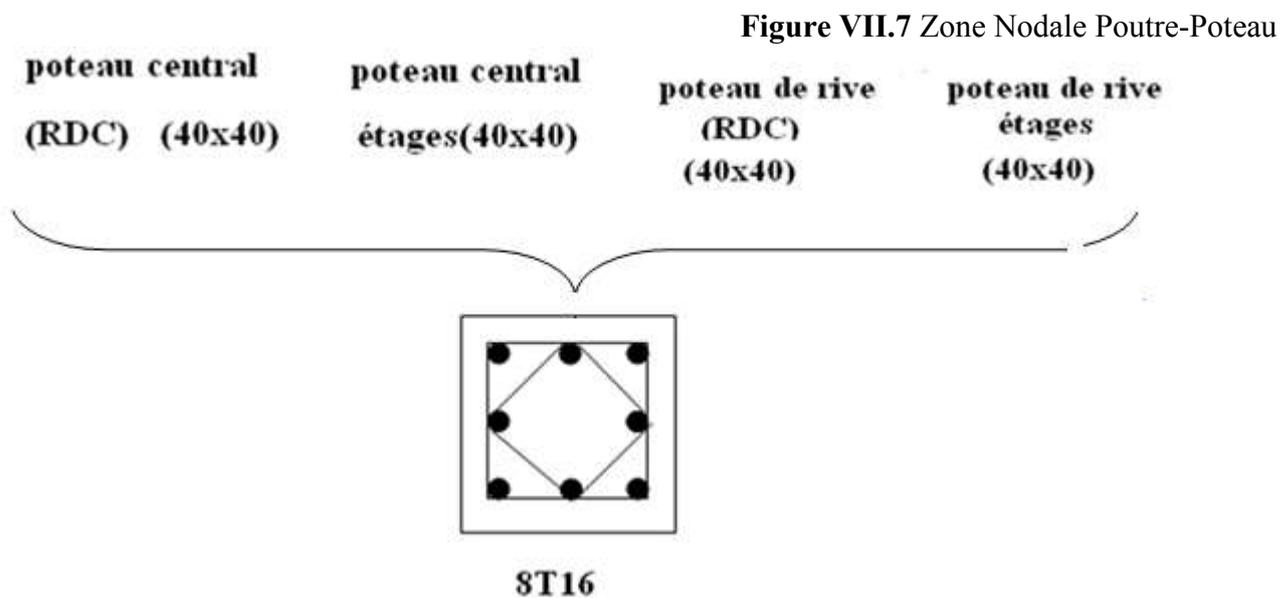


Figure VII .08 Schéma représentatif des armatures transversales

Chapitre VIII : Etude des voiles

VIII.1-Etude des voiles

VIII.1 .1 Introduction

Notre bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et pour cela le contreventement est assuré par un noyau central compose de voiles, conçu pour raidir et contreventer en plus notre structure, il sert aussi à isoler les cages d'ascenseur, et les cages d'escaliers et ceci constituent un avantage pour notre bâtiment. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

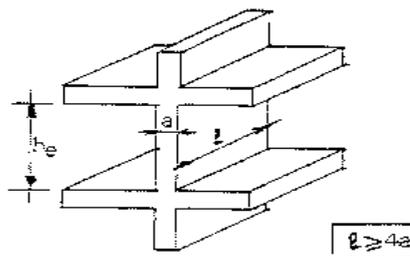


Figure VIII: 1 Coupe de voile en élévation

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,)

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

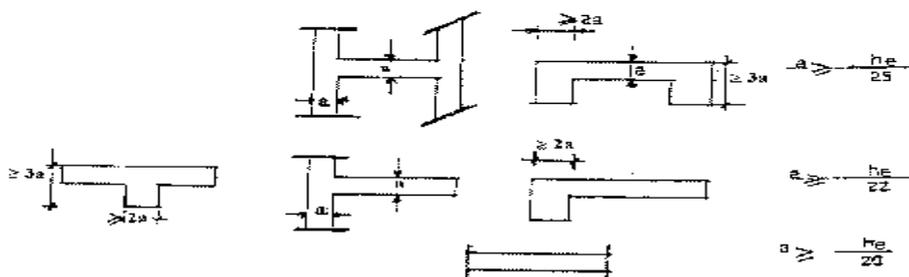


Figure VIII :2 Coupe de voile en plan

pour notre structure la réalisation du voile concerne uniquement les Blocs (A et C) dont la hauteur d'étage est variable de 4.08m en rez de chaussée jusque 2eme Etage et de 3.06 m pour l'étage courant a cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25$$

Niveau RDC + 2 $408/25 \geq 16.32$ cm en prend 20 cm

Niveau étage courant $306 / 25 \geq 12.24$ cm en prend 15 cm

VIII.1.2 Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – Voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (**TORSION**)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VIII.1.3 principe de calcul du ferrailage

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

Selon les combinaisons suivantes :

- 1) **G + Q ± E (vérification du béton)**
- 2) **0,8G + E (calcul des aciers de flexion)**

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement **R.P.A 99(révisées en 2003)**.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales

- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)

- armatures transversales

03-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (**la formule classique de la R.D.M**) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: **N** : effort normal appliqué. ; **M** : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (révisées en 2003)** $A_{\min} = 0,15.a.L$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des **armatures verticales** :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **R.P.A 99 (révisées en 2003)**.

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

04- Aciers verticaux:

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **R.P.A 99 (révisées en 2003)** exige un pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%**. « **article 7.7.4.1** »

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

05-Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$. 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.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

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 (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a \quad s \leq 30 \text{ cm}$$

Niveau RDC + 2 $S < = 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm}$

$S < = 30 \text{ cm}$ en prend **30 cm**

Niveau étage courant $S < = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ cm}$

$S < = 30 \text{ cm}$ en prend **22.5 cm**

6- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_c}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VIII.1.4 ferrailage des voiles :

Exemple de calcul (d'après les résultats obtenues par SAP 2000) :

.1)- voile sens Longitudinal (N° 39) au niveau du RDC:

$$A = 1.116 \text{ m}^2$$

$$I = 1.132 \text{ m}^4$$

$$V = 2.04 \text{ m}$$

$$N = 22.17 \text{ t}$$

$$M = 0.67 \text{ t.m}$$

$$T = 2.92 \text{ t.}$$

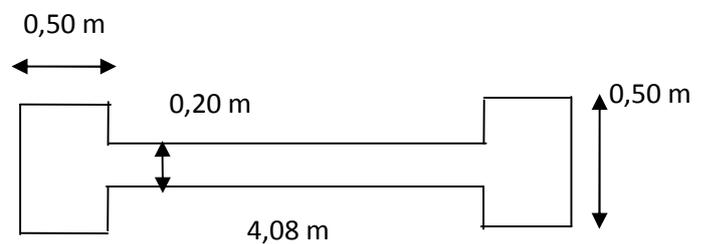


Figure VIII 03 voile sens Longitudinal du RDC:

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{22.17 \cdot 10^{-2}}{1,116} + \frac{0.67 \times 2,04 \cdot 10^{-2}}{1.132} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{22.17 \cdot 10^{-2}}{1,116} - \frac{0.67 \times 2,04 \cdot 10^{-2}}{1.132} = 0.19 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (révisées en 2003)

$$A_{\min} = 0,15 \cdot a \cdot L$$

VIII.1.4.1 Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10).200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : de (1) et (2) $St \leq \min\{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$ **$St \leq 30 \text{ cm}$**

On adopte un espacement de 20 cm pour les barres verticales

Le choix de la section des armatures verticales est **$5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

VIII.1.4.2 Calcul des armatures horizontales

D'après le **R.P.A 99 (révisées en 2003)**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **$5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement de 20 cm

VIII.1.4.3 calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc **$4\phi 6 \text{ par m}^2$** .

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile ; L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{2,92 \times 1,4}{0,20 \times 3,85} = 0,053 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,053 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Deuxième exemple de calcul (d'après les données obtenues par SAP 2000) :

2)- voile sens transversal (N° 50) au niveau de l'étage:

$A = 0.7290 \text{ m}^2$

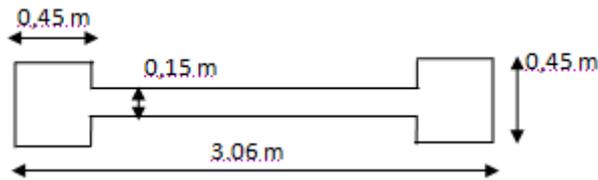


Figure VIII: 04 voile sens transversal de l'étage

$I = 0.3582 \text{ m}^4$; $V = 1.53 \text{ m}$; $N = 17.24 \text{ t}$; $M = 0.41 \text{ t.m}$; $T = 2.3 \text{ t}$.

étermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{17.24 \cdot 10^{-2}}{0.882} + \frac{0.41 \times 1.53 \cdot 10^{-2}}{0.849} = 0.203 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{17.24 \cdot 10^{-2}}{0.882} - \frac{0.41 \times 1.53 \cdot 10^{-2}}{0.849} = 0.188 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**

VIII.1.4.4 .Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on à :

$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$ on calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm) ; On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

-Selon le **BAEL 91**, on à :

$St \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$

$St \leq \min\{30, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$

- Selon le **R.P.A 99 (version 2003)** on à:

$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$

$St \leq \min\{22.5, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$

Donc : $St \leq \min\{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$; $St \leq 22.5 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20 cm

.Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12 = 5,65 cm²/ml**

2- Calcul des armatures horizontales : D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5 T 12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 6 par m²**.

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25$ MPa

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{2.3.x1,4}{0,15.x3,85} = 0.0558 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,0558$ MPa < $0,05f_{c28} = 1,25$ MPa**condition vérifiée.**

Disposition des armatures :

1-armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm on à $St=20$ cm $\rightarrow St/2 = 10$ cm < 15 cm**vérifiée ;** $L=385$ cm $\rightarrow L/10 = 38.5$ cm

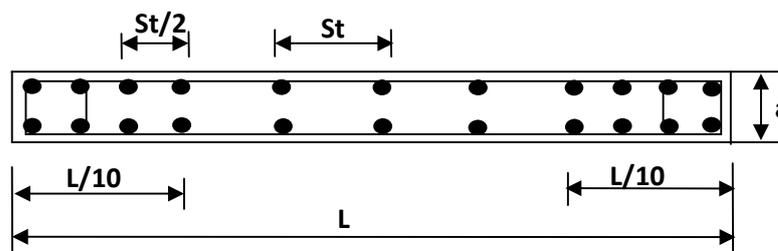


Figure VIII. 05 Disposition des armatures verticales dans les voiles

2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournée aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

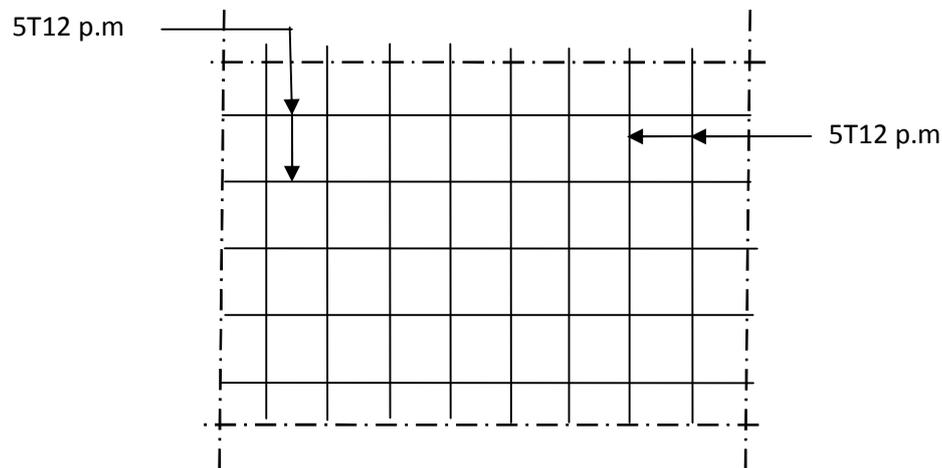


Figure VIII:06 disposition du ferrailage du voile

Chapitre IX : Etude des fondations

IX .1 Calcul du voile périphérique :

IX.1.1 Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le **R.P.A 99 (révisées en 2003) (art-10-1.2)**, le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes : - L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimal des armatures est de $0,1\%$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.

- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{KN/m}^3$

- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) = K_a / 1$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$

$K_a' = K_a = 0,271$

IX.1.2 le Dimensionnement

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$.

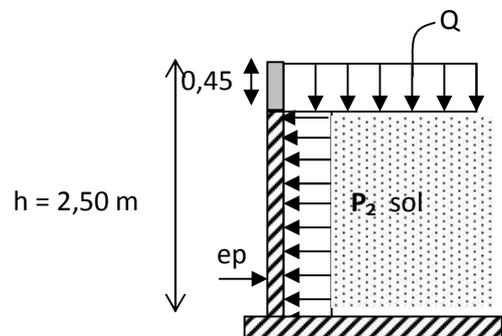


Figure IX.1 voile périphérique

IX.1.3 Calcul des charges

IX.1.3.1 Poussée des terres

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h \quad \text{avec} \quad \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0,271 \times 1,7 \times 2,50 = 1,15 \text{ t/ml}$$

IX.1.3.2 Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \times 0,15 \times 2,50 = 0,10 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

IX.1.3.3 La charge pondérée

$$Q = 1,35P_1 + 1,5P_2 = 1,35 \times 1,15 + 1,5 \times 0,10 = 1,703 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 1,703 \text{ t/ml.}$$

IX.1.4 Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,00 - 0,45 = 2,55 \text{ m} ; \quad L_y = 4,80 - 0,5 = 4,30 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,55}{4,30} = 0,61 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \alpha = 0,61 \\ v = 0(\text{E.L.U}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0808 \\ \mu_y = 0,3075 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0808 \times 3,20 \times (2,55)^2 = 1,68 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{oy} = 0,3075 \times 1,57 = 0,48 \text{ t.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 1,26 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,36 \text{ t.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 1.18 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1.18 \cdot 10^4}{100(13.5)^2 \cdot 14,17} = 0.045 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,057.$$

$$Z = d(1 - 0,416 \alpha) = 13,18 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{1.18 \cdot 10^4}{13,18 \times 348} = 2.57 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens y

$$M_{ty} = 0.36 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13.5 - 1 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0.36 \cdot 10^4}{100(12.5)^2 \cdot 14,17} = 0,006 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0.020 .$$

$$Z = d(1 - 0,416 \alpha) = 12.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z\sigma_s} = \frac{0,36 \cdot 10^4}{12.39 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité :

Sens-y :

D'après R.P.A 99 (révisées en 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 15 = 1.50 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_o = 8.0 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}}\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{0,83; 1.5 ; 1,2\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 1.50 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (revisées en 2003) : on à: $A_{x \min} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,5 \left(\frac{3 - 0,61}{2} \right) = 1,43 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{2.57; 1.50 ; 1.43\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.57 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/ml** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

IX.1.5 Les vérifications

IX.1.5.1 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = q \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1.703x \cdot \frac{3.00}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,61}{2}} = 1.96t$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{2.86x \cdot 10^4}{100 \cdot x \cdot 13.5 \cdot 10^2} = 0,212 \text{MPa.}$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,17 \phi \tau_u = 0,212 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IX.1.5.2 Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 1.15 + 0,10 = 1,25 \text{t/ml.}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,303 \text{t.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,093$$

$$M_{\text{tx}} = 0,23 \text{t.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,07 \text{t.m}$$

Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 0,31 \text{t.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \cdot 100}{100 \cdot 13.5} = 0,218.$$

abaque $\rightarrow K = 51,67 ; \beta = 0,29.$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{0,31 \cdot x 10^4}{0,925 \cdot x 135 \cdot x 3,93} = 63,17 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa.}$$

$\sigma_s = 63.17\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{63.17}{51,67} = 1,22\text{MPa}.$$

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

$\sigma_{bc} = 1,22\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$condition vérifiée.

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Sens y :

$$M_{ser} = 0,07\text{t.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.13,5} = 0,218$$

$$\text{d'ou } k = 51,67 ; \beta = 0,925.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,07.10^4}{0,925.13.5.3,93} = 14.26\text{MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

$\tau_s = 14.26\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$condition vérifiée.

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{14.26}{51,67} = 0,27\text{MPa}.$$

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

$\sigma_{bc} = 0,27\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$condition vérifiée

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10 = 3,93 cm²/ml** chacune et avec un espacement

S_t=20cm

IX .2- Calcul des fondations :

IX.2.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 2.50 m.

- Pour qu'il n'y ai pas de chevauchement entre deux fondation, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

IX.2.2 Dimensionnement à l' E.L.S

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

$$N_{\text{ser}} = G+Q. \quad ; \quad N_{\text{ul}} = 1,35 G+ 1,5 Q$$

IX.2.2.1 Radier

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Blocs : A et C

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

Pré dimensionnement

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale. Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i = 5\,265.23 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{12} Q_i = 4\,076.93 \text{ t}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 13\,223.45 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 9\,342.16 \text{ t.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 9\,342.16 \text{ t.} ; S \geq N/\sigma_{sol} = 9\,342.16 \text{ t.}/1.5 = 6\,228.11 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 682.70 \text{ m}^2$.

- Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$; L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4.80 \text{ m}$

$Q_u = N_u / S = 13\,223.45 / 682.70 = 19.37 \text{ t/m}^2$. Par ml: $Q_u = 19.37 \cdot 1 \text{ ml} = 19.37 \text{ t/ml}$.

$$V_u = 19.37 \times 4.80 / 2 = 46.49 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{46.49 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,30 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 4.80 \text{ m}$$

$$0.19 \leq d \leq 0.24 \text{ m}$$

$$h = d + c = 24 + 5 = 29 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 35 \text{ cm} ; d = 30 \text{ cm}$$

- Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 53 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend : $d = 72 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$.

- Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[(0,35 \times 682.70) + (0,80 \times 0,45 \times 149.43)] = 731.85 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 731.85 + 9342.16 = 10074.01 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{10074.01}{682.70} = 14.76 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Inerties du radier :

$$I_{\text{XG}} = 20666.67 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{YG}} = 49651.67 \text{ m}^4 ;$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3/12 = 0,0192 \text{ cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,45\text{m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0192}{500 \times 0,45}} = 5,756\text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 4.35 \text{ m} < \frac{\pi}{2} . L_e = 9,037\text{m} \dots\dots\dots \text{conditi on vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

IX.2.2.2 Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 19.37 - 0,875 = 18.49 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 18.49 \text{ t/m}^2.$$

IX.2.2.3 Ferrailage du radier :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas : Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

Les moments sont données par : $M_{\text{ox}} = \mu_x . q . L_x^2$; $M_{\text{oy}} = \mu_y . M_{\text{ox}}$.

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{ appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas : Si: $\alpha = l_x / L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x / L_y = 2.90 / 4,35 = 0,66 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,66 \Rightarrow \mu_x = 0,0573 ; \mu_y = 0,5786.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0573 \times 18,49 \times (2.90)^2 = 8.91 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,5786 \times 8.91 = 5,15 \text{ t.m}$$

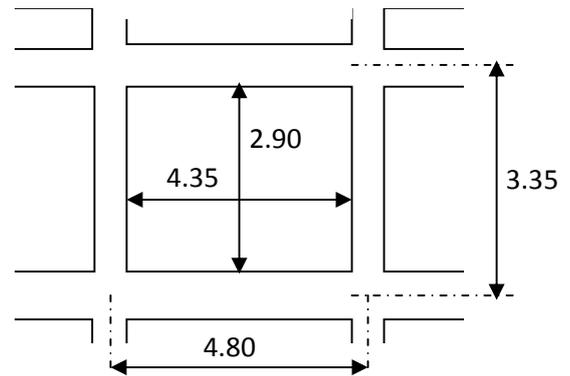


Figure IX.2 radier

-En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 8.91 = 7.57 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.57 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,059 \quad \pi \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,053.$$

$$z = d(1 - 0,416 \alpha) = 0.979 \text{ m}$$

$$A = \frac{M}{z\sigma_s} = \frac{8,09 \cdot 10^4}{28,98 \times 348} = 6.14 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T14 / ml** , **A = 7.70 cm²/ml**, **S_t = 20 cm**

Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 \times 5,15 = 4,37 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0238; \alpha = 0,030 ; z = 0.988 \text{ m}$$

$$A = 3.53 \text{ cm}^2 .$$

On adopte **4T12 / ml** , **A = 4.52 cm²/ml**, **S_t = 25 cm**

-En appuis :

Sens x:

$$M_{\max} = 0,5 M_{\text{ox}} = 0,5 \cdot 8,91 = 4,45 \text{ t.m} \quad ; \quad \mu = 0,0243 \quad ; \quad \alpha = 0,031 \quad ; \quad z = 0,988\text{m}$$

$$A = 3,50\text{cm}^2$$

On adopte 4T12 / ml , A = 4.52 cm²/ml , S_t = 25 cm

Sens y:

$$M_{\text{ay}} = 0,5 M_{\text{oy}} = 0,5 \cdot 5,15 = 2,57 \text{ t.m} \quad ; \quad \mu = 0,014 \quad ; \quad \alpha = 0,018 \quad ; \quad z = 0,993\text{m}$$

$$A = 2,05\text{cm}^2$$

On adopte 5T10 / ml , A = 3,93 cm²/ml , S_t = 20 cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

IX.2.2.3 Ferrailage des poutres de libages : Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinal (y) :

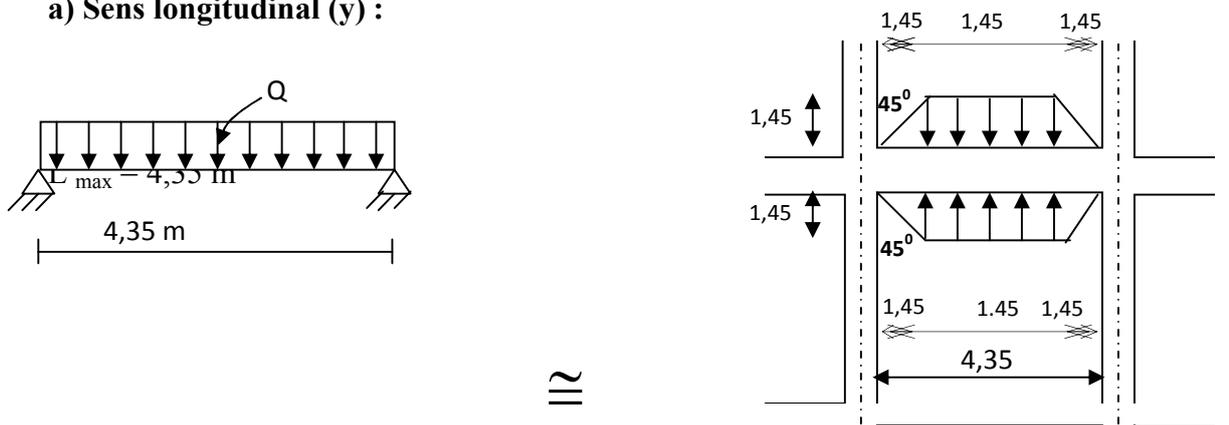


Figure IX.3 schema statique poutre libage

Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 2,90\text{m}$; $Ly_1 = 4,35\text{m}$; $Lx_2 = 2,90\text{m}$; $Q = 18,49 \text{ t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{18.49}{2} \left[\left(1 - \frac{2.90^2}{3 \times 4.35^2} \right) \cdot 2.90 + \left(1 - \frac{2.90^2}{3 \times 4.35^2} \right) \cdot 2.90 \right] = 45.68 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{45.68 \times 4.80^2}{8} = 131.59 \text{ t.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage : En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 131.59 = 111.85 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{111.85 \cdot 10^4}{45 \cdot (72)^2 \cdot 14,2} = 0,259 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,383$$

$$z = d(1 - 0,416 \alpha) = 0.847 \text{ m}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{111.85 \cdot 10^4}{61,71 \cdot 348} = 45.86 \text{ cm}^2.$$

on adopte :

$$\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 5T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 5T20 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 5T20 \end{cases} ; A = 47.13 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 131.59 = 65.79 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,1526 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,208, \quad z = 0.917 \text{ m}, \quad A_s = 24.92 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil+ (4T20) chap. ; A = 25,13 cm².**

Appuis de rive: $M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \cdot 131.59 = 26.32 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0611 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,079; z = 0.968 \text{ m}; A_s = 9.44 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T16) Fil+ (2T16) chap. ; A = 12,06 cm².**

b- Sens transversal(x) : L_{max} = 2.90 m.

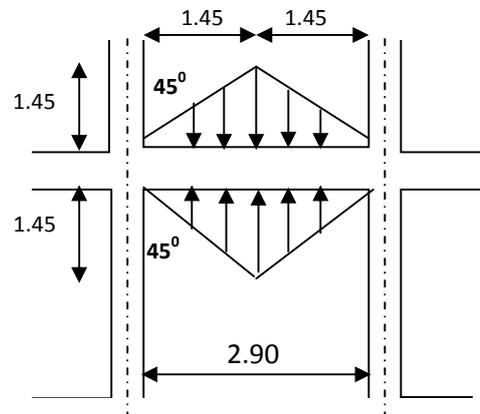
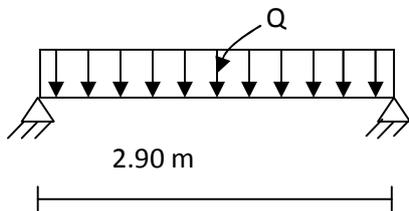


Figure IX.4 Répartition des charges sur les poutres

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 18.49 \text{ t/m}^2$; $Lx_1 = 2.90 \text{ m}$; $Q' = 2/3 \times 18.49 \times 2.90 = 35.75 \text{ t/m}$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{35.75 \times 2.90^2}{8} = 37.58 \text{ t.m}$$

b.1- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 37.58 = 31.943 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{46,28 \cdot 10^4}{45 \cdot (72)^2 \cdot 14,2} = 0,0741 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}) = 0.096$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 0.961 \text{ m}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{46 \times 28 \times 10^4}{96 \times 348} = 11.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \left\{ \begin{array}{l} \text{lit 4T20} \\ \phantom{\text{lit 4T20}} ; A = 12.56 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5 \cdot M_o = 0,5 \cdot 37.58 = 18.79 \text{ t.m}, \quad \mu = 0,0436 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,056,$$

$$z = 0.978 \text{ m}, \quad A_s = 6.67 \text{ cm}^2, \quad \text{On adopte : } \mathbf{(2T16) Fil + (2T14) chap ; A = 7.10 \text{ cm}^2.}$$

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \cdot 37.58 = 7.52 \text{ t.m}; \quad \mu = 0,0174 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,022; \quad z = 0.991 \text{ m}; \quad A_s = 2.63 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } \mathbf{(2T14) Fil ; A = 3.08 \text{ cm}^2.}$$

- Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 fe) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque coté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,45) \text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0+h) [\text{cm}^2] ; \quad A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 +0,80) = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T 16 Fil; $A = 8,04\text{cm}^2$.

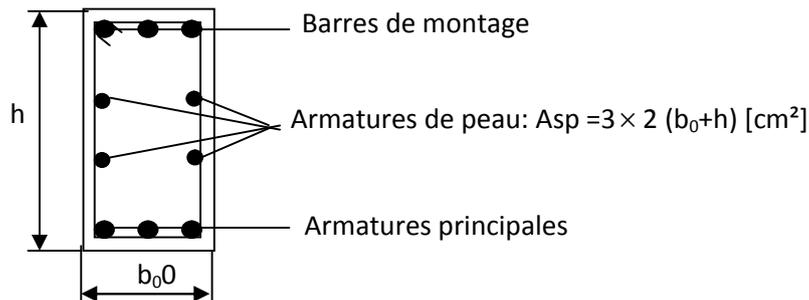


Figure IX.5 Armature de peau

- Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 28.76 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{28.76}{0,45 \cdot 0,72 \cdot 100} = 0.89 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

Diamètre: $\phi_t \leq \min(h/35; \phi_1 ; b/10) = \min(22,86;12;50) = 12 \text{ mm}$
 on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(20, 14,4) = 14,4\text{cm}$$

on prend $S_t = 15\text{cm}$.

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_c}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{45 \cdot (0,89 - 0,3 \times 2,1)15}{0,8 \times 3,14} = 69,86\text{MPa}$$

Donc on utilise des armatures, Fe325, soit 4T10, $A=3,14\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,44 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 325}{45 \cdot 15} = 1,51 \phi 0,44 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

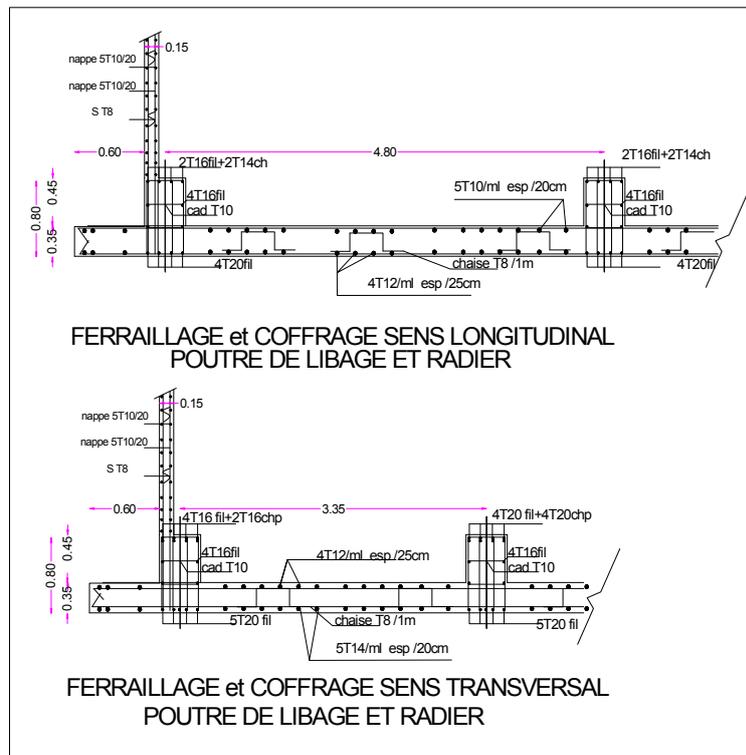


Figure IX.6 ferrailage poutre libage et radier

IX.3 Bloc B

1) Semelle sous poteau central:



Figure IX.7 Semelle sous poteau

sollicitation :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.S :} \\
 \text{E.L.U :}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 N_{\text{sermax}}=680,4 \text{ KN} \\
 M_{\text{corresp}}=5,66 \text{ kn.m} \\
 N_{\text{umax}}=935,00 \text{ KN} \\
 M_{\text{corresp}}=7,55 \text{ kn.m}
 \end{array} \right.$$

IX.3.1 Dimensionnement (à l'E.L.S)

L'excentricité :

$$e_0 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 5,66 / 680,4 = 0.8 \text{ cm}$$

Les dimensions de la semelle

on doit avoir une homogénéité entre les dimension de la semelle celle du poteau

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{50} = 1 \Rightarrow A=B$$

les dimensions A et B sont tel que :

$$N_{\text{ser}}/S \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow N/A.B \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = 213 \text{ cm} ; \quad \text{on prend } A=B=220 \text{ c m}$$

Type de répartition ; $e_0=0.8 \text{ cm}$

$$B/6 = 36.67 \text{ cm} \quad e_0 < B/6 \quad \dots\dots\dots \text{Répartition trapézoïdale}$$

Vérification des contrainte :

pour avoir une bonne répartition des efforts dans les armatures par l'intermediare des bielles on a :

$$d_b \geq \frac{A-a}{4} = \frac{2.20-0,50}{4} = 43 \text{ c m}$$

on prend $d_b = 43 \text{ cm}$

-la hauteur totale de la semelle $ht = db+c=43+3=46 \text{ cm}$

-la hauteur moyenne de la semelle : $h_m=(h_t + E)/2 = (46+15)/2 = 30.25$

-l'ancrage de la semelle $D = 250 \text{ cm}$

calcul des charges : Poids propre de la semelle :

$P_s = \gamma_b \cdot V_s$ avec V_s : volume de la semelle

$$P_s = \gamma_b [Ax.B.xh_m]$$

$$P_s = (25 \times 220 \times 220 \times 30.25) / 10^6 = 55.06 \text{ N}$$

poids propre de remblais :

$$P_r = ((B \times A) - (b \times a)) \times (D - ht) \times \gamma_{remblais} = ((220 \times 220) - (50 \times 50)) \times (205 - 19) = 178.34 \text{ N}$$

$$P_T = P_s + P_r = 233.40 \text{ N}$$

$$N_{ser} = 680400.00 + 233.40 = 680633.40 \text{ N}$$

..vérification de la stabilité :

on doit admettre que les contraintes situées aux 3/4 de la semelle du côté (σ) doit être inférieure à la contrainte admissible de sol ($\bar{\sigma}_{sol}$)

$$\sigma_{(3/4)} = \frac{N_{ser}}{A.B} (1 + 3e_0/B) = \frac{680633.40}{220^2} (1 + 3 \times 0.8 / 220) = 14.22 \text{ N / cm}^2$$

$$\sigma_{(3/4)} = 14.22 \text{ N / cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ N / cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IX.3.2 calcul le ferrailage de la semelle (à l'E.L.U) :

$$N_u = N_{u \max} + 1,35P_T = 935.00 + 1.35 \times 0.2334 = 935.32 \text{ KN} ; M_u = 7.55 \text{ KN.m}$$

on applique la méthode des bielles si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_0 \leq B/24 ; \quad e_0 \leq b/6$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = M_u / N_u = 0,008 \text{ m} \\ B/24 = 0,091 \text{ m} \\ b/6 = 0,083 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,008 \text{ m} < B/24 = 0,091 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ e_0 = 0,008 \text{ m} < b/6 = 0,083 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on applique la méthode des bielles pour calculer les sections des armatures

$$A_a = A_b = \frac{N_u (1 + \frac{3e_0}{B})(B - b)}{8.d\sigma_s} = \frac{93,532 \times (1 + \frac{3 \times 0,008}{2,20})(2,20 - 0,50).10^4}{8 \times 43 \times 348} = 13.43 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_a = A_b = 09T14 = 13.85 \text{ cm}^2$ avec $esp = 25 \text{ cm}$

IX.3.3 vérification de l'épaisseur de la semelle :

$$h_1 \geq \max 6\Phi + 6\text{cm} ; 15\text{cm}$$

$$h_1 \geq \max 14,4 ; 15\text{cm} \quad ; \text{ on prend } h_1 = 30\text{cm} > 15,00 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Arrêté des armatures :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{et } \left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1,5 \quad \text{pour (HA)} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mpa} ;$$

$$l_s = 1,6400 / 4 \cdot 2,835 = 56,43 \text{ cm} ;$$

$$l_s = 56,43\text{cm} > A/4 = 55 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle avec des crochets. Le même ferrailage sera appliqué pour les semelles de rive

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir ces dernières en basant sur les documents techniques et l'utilisation des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en voiles.

D'après l'étude qu'on a faite, 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 minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (Aspect économique).

L'utilisation de noyau central, représente un système efficace vis-à-vis des charges horizontales, car il reprend la majorité de ces dernières, grâce à son comportement comme une console verticale à parois en voiles liées entre eux, et encastree à sa base.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ❖ Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », 1999.
- ❖ Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003.
- ❖ Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-41 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME « CBA 93 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
- ❖ - [DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- ❖ Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; REGLES DE CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES, 1991.
- ❖ MEMOIRES POUR ETUDE D'UN BATIMENT: Université de khemis miliana-

Logiciels :

- SAP2000
- Microsoft Excel 2016
- Autodesk AUTOCAD 2015