



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبدالحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR EN R+7 PLUS SOUS SOL
A USAGE MULTIPLE**

Présenté par :

1. YOUSEF AHMAD ABDALLAH Waleed
2. MAHIEDDINE Mohammed

Soutenu le : 08/07/2019 devant le jury composé de :

Président : Mr. BENANANE ABDELKADER

Examinatrice : Mme. ZELLAT KAOUTAR

Encadreur : Mr. MEHALA TAWFIK

Année Universitaire : 2018 / 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

١٤٣٨

SOMMAIRE

Liste des Tableaux	07
Liste des figures	09
Notations	12
Bibliographie	15
Résumé	16
Conclusion générale	198
Annexe	199

CHAPITRE I	Introduction et Présentation du projet	Page
I-1/ INTRODUCTION		22
I-2/ PRESENTATION DU PROJET		22
I.2.1) Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit		23
I-3/ CONCEPTION DE LA STRUCTURE		23
I.3.1) Superstructure		23
I.3.2) Infrastructure		24
I-4/ CARACTERISTIQUI MECANIQUE DES MATERIAUX		25
I.4.1) Béton		25
I.4.2) Acier		27
I.4.3) Agrégat		28
I-5/ MATERIAUX DE CONSTRUCTION		29
I-6/ COMBINAISON DE CALCUL		30
I-7/ LES REGLEMENT UTILISENT		30
I-8/ LES LOGICIELS UTILISENT		30

CHAPITRE II	Pré dimensionnement	Page
II-1/ INTRODUCTION		32
II-2/PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES		32
II.2.1) Poutres principales		33
II.2.2) Poutres secondaires		33
II-3/PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS		34
II.3.1) Plancher à corps creux		34
II.3.2) Planchers dalle pleine		35
II-4/DESCENTE DE CHARGE		36
II.4.1) Plancher terrasse inaccessible		36
II.4.2) Plancher étage courant		37
II.4.3) Plancher haut du sous-sol (Type D.P).....		38
II.4.4) Plancher haut du sous-sol (Type C.C).....		38
II-5/ LES POTEAUX		39
II.5.1) Exemple de calcul		41
II-6/ PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES		45
II.6.1) Voile de contreventement		46
II.6.2) Voile périphérique de sous- sol		46
II.6.3) Voile d'ascenseur.....		46

II-7/PRE DIMENSIONNEMENT D'ACROTERE	47
II-8/PRE DIMENSIONNEMENT DES MURS EN MACONNERIE	47

CHAPITRE III	Etude des planchers	Page
---------------------	----------------------------	-------------

III-1/ INTRODUCTION	49
III-2/ PLANCHER A CORPS CREUX	49
III.2.1) Pré dimensionnement des poutrelles	50
III.2.2) Ferrailage de la dalle de compression	51
III.2.3) Etude des poutrelles	52
III.2.4) Calcul du ferrailage	60
III.2.5) Calcul des armatures transversales	64
III.2.6) Vérification de la flèche	66
III.2.7) Dessin de ferrailage	70
III-3/ PLANCHER A DALLE PLEINE	71
III.3.1) Méthode de calcul	71
III.3.2) Evaluation des charges et combinaisons fondamentales	72
III.3.3) calcul des moments fléchissant	75
III.3.4) Calcul du ferrailage de la dalle pleine	76
III.3.5) Vérification des contraintes de cisaillement	79
III.3.6) Vérification de la flèche	80
III.3.7) Dessin de ferrailage	80

CHAPITRE IV	Etude des éléments non structuraux	Page
--------------------	---	-------------

IV-1/ LES ESCALIERS	82
IV.1.1) Type1 : Quatre volées à trois paliers intermédiaire	83
IV.1.2) Type2 : Trois volées à deux paliers intermédiaire	91
IV.1.3) Etude de la poutre palière	97
IV-2/ ETUDE DE L'ACROTERE.....	101
IV.2.1) Détermination des sollicitations	101
IV.2.2) Détermination des armatures	102
IV.2.3) Vérification des contraintes de cisaillement	106
IV.2.4) Dessin de ferrailage	107
IV.3/ ETUDE DU BALCON	108
IV.3.1) Vérification si la dalle porte dans un seul sens ou deux sens	108
IV.3.2) Descente de charges	109
IV.3.3) Moment fléchissant	110
IV.3.4) Calcul du ferrailage	110
IV.3.5) Calcul des armatures transversales	112
IV.3.6) Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire	112
IV.3.7) Dessin de ferrailage	113
IV.4/ L'ASCENSEUR	114
IV.4.1) Définition	114
IV.4.2) Choix de l'ascenseur	114

IV.4.3) Pour quoi on a choisi l'ascenseur GT MRT Z3	114
---	-----

CHAPITRE V	Etude Sismique	Page
------------	----------------	------

V-1/ INTRODUCTION	117
V-2/ CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	117
V.2.1) Méthode statique équivalente	117
V.2.2) Méthode dynamique	120
V.2.3) Choix de la méthode à utiliser	120
V.2.4) Etapes de modélisation	121
V-3/ DETERMINATION DES CHARGES	123
V-4/ METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE	124
V.4.1) Calcul de la force sismique totale	124
V.4.2) Résultats de calcul	127
V.4.3) Interprétations des résultats obtenus	128
V.4.4) Les déplacements latéraux inter- étages	130
V.4.5) Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	131

CHAPITRE VI	Etude des portiques	Page
-------------	---------------------	------

VI-1/ INTRODUCTION	134
VI-2/ DEFINITION	134
VI-3/ FERRAILLAGE DES PORTIQUES	134
VI.3.1) Combinaisons d'actions	134
VI.3.2) Ferrailage des poutres	135
Exemple de calcul	136
VI.3.3) Ferrailage des poteaux	142
Exemple de calcul	147

CHAPITRE VII	Etude des voiles	Page
--------------	------------------	------

VII-1/ VOILE DE CONTREVENTEMENT	163
VII.1.1) Introduction	163
VII.1.2) Détermination de Ferrailage des voiles de contreventement	165
VII.1.2.a) Ferrailage des voiles.....	165
Exemple de calcul	166
VII.1.2.b) Ferrailage des linteaux	170
VII-2/ VOILES PERIPHERIQUES	172
VII.2.1) Introduction	172
VII.2.2) Détermination des sollicitations	173
VII.2.3) Calcul des ferrailages	175

VIII-1/ INTRODUCTION	180
VIII-2/ PRE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES.....	180
VIII-3/ ETUDE DU RADIER	181
VIII.3.1) Généralité	181
VIII.3.2) pré dimensionnement du libage	182
VIII.3.3) Détermination des sollicitations	185
VIII.3.4) Ferrailage du radier	189
VIII.3.5) Ferrailage des poutres	194

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :	INTRODUCTION ET PRESENTATION DU PROJET	Page
	Tableau I.1. Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques	27
	Tableau I.2. Matériaux de construction	29
CHAPITRE II :	PREDIMENSIONNEMENT	
	Tableau II.1. La loi de dégression (charge cumulées).....	39
	Tableau II.2. Dimensionnement des poteaux	44
	Tableau II.3. Evaluation des charges permanentes de mur extérieur	47
CHAPITRE III :	ETUDE DES PLANCHERS	
	Tableau III.1. Tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges	54
	Tableau III.2. Tableau récapitulatif des moments fléchissant..... de (Terrasse)	59
	Tableau III.3. Tableau récapitulatif des moments fléchissant..... de (E.hab)	59
	Tableau III.4. Tableau récapitulatif des moments fléchissant..... de (E.Ser)	60
	Tableau III.5. Tableau récapitulatif	70
	Tableau III.6. Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y	75
	Tableau III.7. Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	76
	Tableau III.8. Ferrailage de dalle pleine	79
CHAPITRE IV :	ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	
	Tableau IV.1. Effort tranchant et moment fléchissant à état limite ultime(volée 2)	87
	Tableau IV.2. Effort tranchant et moment fléchissant à état limite service(volée 2)	88
	Tableau IV.3. Effort tranchant et moment fléchissant à état limite ultime(volée 3)	88
	Tableau IV.4. Effort tranchant et moment fléchissant à état limite service(volée 3)	89
	Tableau IV.5. Effort tranchant et moment fléchissant à état limite ultime(volée 1et4)	90
	Tableau IV.6. Effort tranchant et moment fléchissant à état limite service(volée 1et4)	90
	Tableau IV.7. Effort tranchant et moment fléchissant à état limite ultime(volée 2)	93
	Tableau IV.8. Effort tranchant et moment fléchissant à état limite service(volée 2)	94
	Tableau IV.9. Effort tranchant et moment fléchissant maximums	95
	Tableau IV.10. Tableau récapitulatif du ferrailage	95
	Tableau IV.11. Moments fléchissant maximaux	98
	Tableau IV.12. Tableau récapitulatif du ferrailage (poutre palière)	99
	Tableau IV.13. Tableau récapitulatif du ferrailage (balcon)	112
CHAPITRE V :	ETUDE SISMIQUE	
	Tableau V.1. Valeurs des pénalités P_q	126
	Tableau V.2. Tableau récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment	126
	Tableau V.3. période et facteur de participation massique	127
	Tableau V.4. Les forces sismiques à la base	129
	Tableau V.5. Effets de torsion accidentelle d'axe vertical	129

Tableau V.6. La vérification du déplacement	130
Tableau V.7. Vérification de l'effet P- Δ Dans les deux Sens	130

CHAPITRE VI :

ETUDE DES PORTIQUES

Tableau VI.1. Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants (poutre)...	136
Tableau VI.2. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	140
Tableau VI.3. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires	141
Tableau VI.4. Caractéristiques du béton et de l'acier	142
Tableau VI.5. Tableau récapitulatif des sollicitations (poteau)	146
Tableau VI.6. Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux	160

CHAPITRE VII :

ETUDE DES VOILES

Tableau VII.1. Tableau récapitulatif des sollicitations.....	174
Tableau VII.2. Tableau récapitulatif des combinaisons des sollicitations	175

CHAPITRE VIII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII.1. Dimensions des poutres	185
Tableau VIII.2. Tableau récapitulatif des sollicitations maximales (radier)	190
Tableau VIII.3. Tableau ferrailage de la dalle du radier	194
Tableau VIII.4. Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres	195
Tableau VIII.5. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	197

ANNEXES

Annexe 1. Section réelles d'armatures	200
Annexe 2. Table de PIGEAUD	201
Annexe 3. Tableau de coefficients α	202

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :	INTRODUCTION ET PRESENTATION DU PROJET	Page
Fig. I.1. Coupe transversale d'un mur de façade		24
Fig. I.2. Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.U)		26
Fig. I.3. Diagramme contraintes - déformations du calcul du béton à (E.L.S)		26
Fig. I.4. Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers		27
CHAPITRE II :	PREDIMENSIONNEMENT	
Fig. II.1. Section d'une poutre		32
Fig. II.2. Plancher à corps creux		34
Fig. II.3. Dimensions d'un panneau de dalle		35
Fig. II.4. Disposition des matériaux pour Plancher à corps creux de la toiture		36
Fig. II.5. Disposition des matériaux pour Plancher à corps creux de l'étage courant		37
Fig. II.6. Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine		38
Fig. II.7. Disposition des matériaux pour Plancher à corps creux de sous sol		38
Fig. II.8. Schéma de la loi de dégression		39
Fig. II.9. Schéma représentatif d'un étage courant		40
Fig. II.10. Surface afférente au poteau le plus sollicité		41
Fig. II.11. Coupe sur voile en élévation		45
Fig. II.12. Vue en plan des voiles		45
Fig. II.13. Dimensions d'acrotère		47
CHAPITRE III :	ETUDE DES PLANCHERS	
Fig.III.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux		50
Fig.III.2. Dimensions des poutrelles		50
Fig.III.3. Schéma de poutrelle (Section de calcul)		51
Fig.III.4. Disposition constructive des armatures de la table de compression		52
Fig.III.5. Définition des moments		53
Fig.III.6. Moments sur appuis intermédiaires		53
Fig.III.7. Schéma statique de poutrelle		54
Fig.III.8. Représentation de la méthode de Caquot		56
Fig.III.9. Schéma statique d'une poutre continue		56
Fig.III.10. Section de calcul		60
Fig.III.11. Section de calcul en travée		61
Fig.III.12. Section de calcul en appui		63
Fig.III.13. L'influence de l'effort tranchant sur un appui de rive		64
Fig.III.14. L'influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire		64
Fig.III.15. Coupe transversale sur poutrelle.....		65
Fig.III.16. Coupe transversale de plancher a corps creux		70
Fig.III.17. Hypothèse de calcul		71
Fig.III.18. Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement		72
Fig.III.19. Enrobage		72
Fig.III.20. Schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant		74

Fig.III.21. Section de calcul en travée sens x-x	76
Fig.III.22. Section de calcul en appui sens x-x	77
Fig.III.23. Section de calcul en travée sens y-y	78
Fig.III.24. Section de calcul en appui sens y-y	78
Fig.III.25. Schéma de ferrailage de la dalle pleine	80

CHAPITRE IV :	ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES
----------------------	---------------------------------------

Fig. IV.1. Schéma d'un escalier	82
Fig. IV.2. Vue en plan d'escalier (type1)	83
Fig. IV.3. Coupe au niveau de l'escalier(type1)	84
Fig. IV.4. Schéma statique (volée2)	86
Fig. IV.5. Schéma statique (volée3).....	88
Fig. IV.6. Schéma statique (volée1 et 4)	89
Fig. IV.7. Vue en plan d'escalier (type2)	91
Fig. IV.8. Coupe au niveau de l'escalier (type2)	92
Fig. IV.9. Schéma statique (volée2)	92
Fig.IV.10. Diagrammes des sollicitations E.L.U	93
Fig. IV.11. Diagrammes des sollicitations E.L.S	94
Fig. IV.12. Section de calcul	95
Fig. IV.13. Ferrailage de l'escalier	96
Fig. IV.14. Croquis de ferrailage d'escalier	97
Fig. IV.15. Schéma statique de la poutre palière	97
Fig. IV.16. Schéma de ferrailage de la poutre palière	100
Fig. IV.17. Dimensions et schéma statique de l'acrotère	101
Fig. IV.18. Section de calcul	102
Fig. IV.19. Position du point d'application de l'effort normal	103
Fig. IV.20. Position du point d'application de l'effort normal Nser	104
Fig. IV.21. Schéma de ferrailage de l'acrotère	107
Fig. IV.22. balcon le plus défavorable	108
Fig. IV.23. Coupe sur balcon	108
Fig. IV.24. Schéma statique du balcon	110
Fig. IV.25. Section de calcul	110
Fig. IV.26. Schéma de ferrailage du Balcon	113
Fig. IV.27. Dimensions de l'ascenseur	114

CHAPITRE V :	ETUDE SISMIQUE
---------------------	-----------------------

Fig. V.1. Limites des décrochements en plan	119
Fig. V.2. Interface du Robot Bat	123
Fig. V.3. Disposition des voiles.....	127

CHAPITRE VI :	ETUDE DES PORTIQUES
----------------------	----------------------------

Fig.VI.1. Section de calcul	136
Fig.VI.2. Section de calcul	138
Fig.VI.3. Schéma de ferrailage des poutres principales	141
Fig.VI.4. Schéma de ferrailage des poutres secondaires	142
Fig.VI.5. Direction des moments et effort normal dans un poteau	143

Fig.VI.6. Schéma de La zone nodale	144
Fig.VI.7. Espacement entre les armatures longitudinales	145
Fig.VI.8. Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	146
Fig.VI.9. Section réduite du béton	147
Fig.VI.10. Position de N1 et M1 sur la section transversale	148
Fig.VI.11. Position de N1 et M1 sur la section transversale	151
Fig.VI.12. Position de N1 et M1 sur la section transversale	153
Fig.VI.13. Position de N1 et M1 sur la section transversale	155
Fig.VI.14. Position du Point d'application de l'effort normal Nser	157
Fig.VI.15. Zone courante	159
Fig.VI.16. Zone nodale	159
Fig.VI.17. Schéma de ferrailage des poteaux.....	160

CHAPITRE VII :

ETUDE DES VOILES

Fig. VII.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles	164
Fig. VII.2. Sollicitations sur les voiles	165
Fig. VII.3. Voile le plus défavorable	166
Fig. VII.4. Section de calcul suivant l'axe X-X	166
Fig. VII.5. Position du point d'application de l'effort normal de compression (N')	166
Fig. VII.6. Section de calcul suivant l'axe Y-Y	168
Fig. VII.7. Position du point d'application de l'effort normal de compression (N')	168
Fig. VII.8. Disposition des armatures	170
Fig. VII.9. Armatures de linteaux	170
Fig. VII.10. Contrainte du voile.(voile périphérique)	173
Fig. VII.11. Panneau de dalle appuie sur 4 coté	173
Fig. VII.12. Section de calcul en travée (x-x)	175
Fig. VII.13. Section de calcul en travée (y-y)	177

CHAPITRE VIII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Fig. VIII.1. Dimension d'une semelle isolée	180
Fig. VIII.2. Schéma du radier général	182
Fig. VIII.3. Dimensionnement du feuillet moyen	184
Fig. VIII.4. Dimension du radier	185
Fig. VIII.5. Dimensions des poutres	185
Fig. VIII.6. Schéma des contraintes du sol	187
Fig. VIII.7. Encrage de la structure	189
Fig. VIII.8. Enrobage	190
Fig. VIII.9. Section de calcul dans le sens x-x	190
Fig. VIII.10. Section de calcul dans le sens y-y	191
Fig. VIII.11. Ferrailage de la dalle du radier	194
Fig. VIII.12. Schéma statique de la poutre principale	195
Fig. VIII.13. Schéma de ferrailage des poutres principales	197

Notations

A'	Aire d'une section d'acier comprimée
A	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t	Aire d'une section d'acier transversale.
B	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o	Aire d'une section homogène.
E_i	Module de déformation instantané du béton.
E_v	Module de déformation différé du béton.
E_s	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u	Moment ultime.
M_{ser}	Moment de service.
T_u	Effort tranchant ultime.
a, b	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o	Hauteur de la table de compression
d	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e	Limite élastique de l'acier.
L_f	Longueur de flambement.
N	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r	Section réduite du poteau.
M	Moment résistant de la table (section en T _é).
M_o	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t	Moment fléchissant maximal en travée
M_a	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u	Effort normal ultime
N_{ser}	Effort normal de service
I_o	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Charge permanente
P	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_{ser}	Chargement de service
Δf_t	Flèche totale
L	Portée de la travée
δ_t	Espacement des armatures transversales
α	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ	Elancement mécanique d'une pièce.
μ	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$
σ_b	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de poisson

REMERCIEMENT

Nous remercions avant tout ALLAH de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr MEHALA TAWFIK, pour son aide et ces conseils judicieux tout au long de la concrétisation de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, et aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

En fin, Mes vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

DEDICACE

Nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail, fruit de longues années d'études :


Premièrement a mes chers parents qui mon toujours encouragés et soutenus « Grande Amour et Respect a Vous ».


 *A mes chers frères et sœurs.*


 *A toute ma famille de prés ou de loin.*

 *A toutes mes amis*

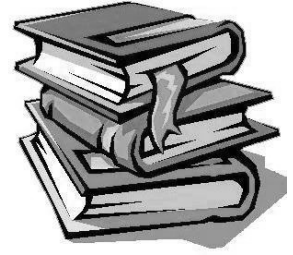
 *Le chef département et tout mes enseignants de génie civil*

 *Notre encadreur*

 *Toute la promotion « 2018-2019» de Master en GENIE CIVIL*

 *Et A tous qui nous ont aidé de pré ou de loin d'achever cette tache*

Bibliographie



- 1 / HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »
- 2 / JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures des bâtiments »
Edition EYROLLES PARIS 1992.
- 3 / M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé »
Edition office des publications universitaires ALGER 1992.
- 4 / Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges d’exploitation »
Edition office des publications universitaires ALGER 1989.
- 5 / Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 »
Edition office des publications universitaires ALGER 1992.
- 6 / Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne RPA 99 »
Edition office des publications universitaires ALGER 2000.
- 7 / Groupe de travail spécialisé (GTS) : « addenda règles parasismique algérienne RPA 99 »
Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة ، تتألف من طابق سفلي ويليه طابق أرضي و 7 طوابق للاستعمال المختلط , و الواقعة في ولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير / RPA99 version2003 المقاومة للزلازل الجزائرية أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية قد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (S-SOL+R+7) contreventée par des portiques et des voiles, à usage mixte.
La structure est implantée à Wilaya de TIPAZA, zone de sismicité élevé (zone III).
L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.
Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEI91

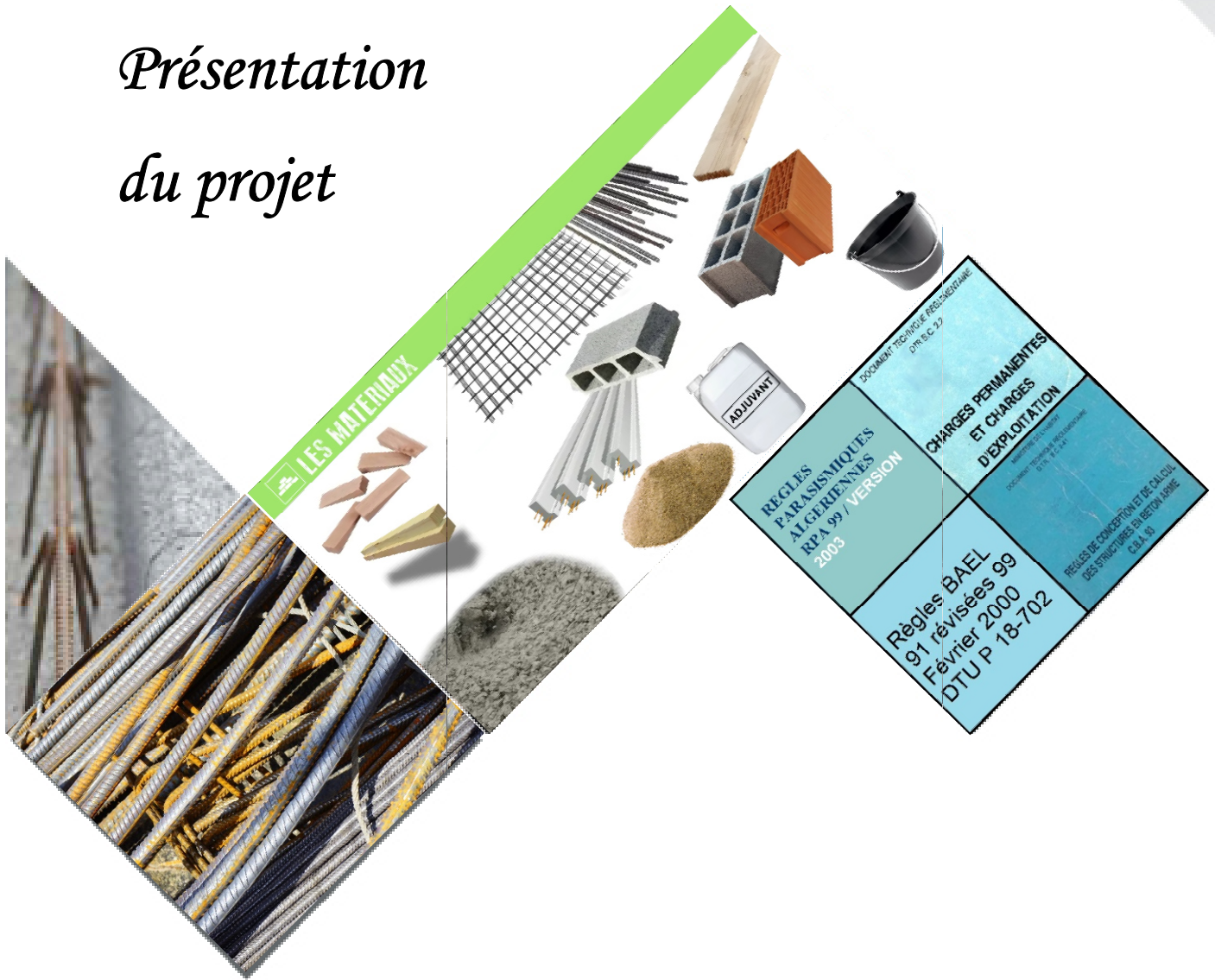
Summary

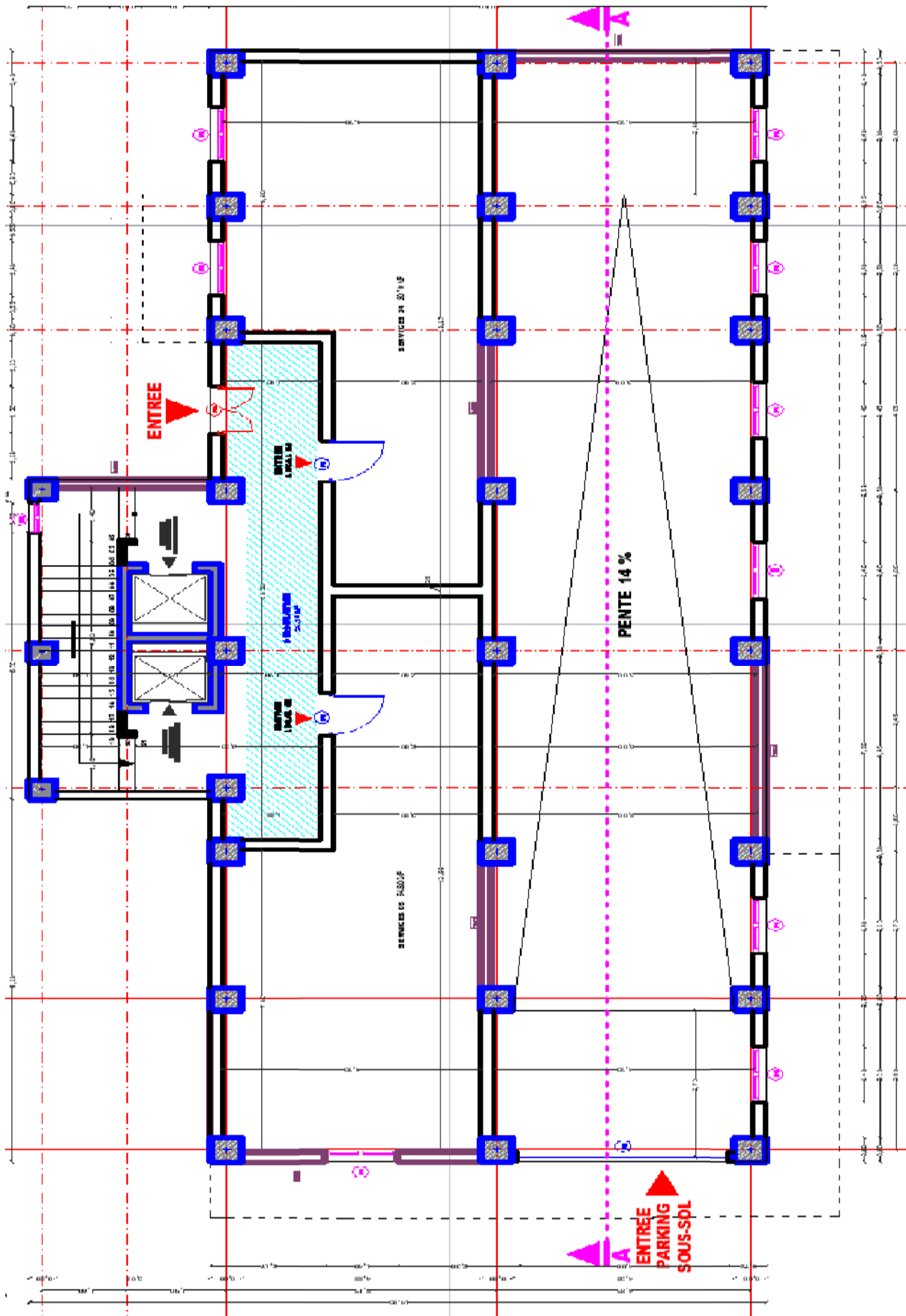
This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (Sub-Soil+R+7) for mixed usage. The structure is located in TIPAZA State which is characterized by an elevated seismicity activity (zone III). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003). The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91)

Chapitre

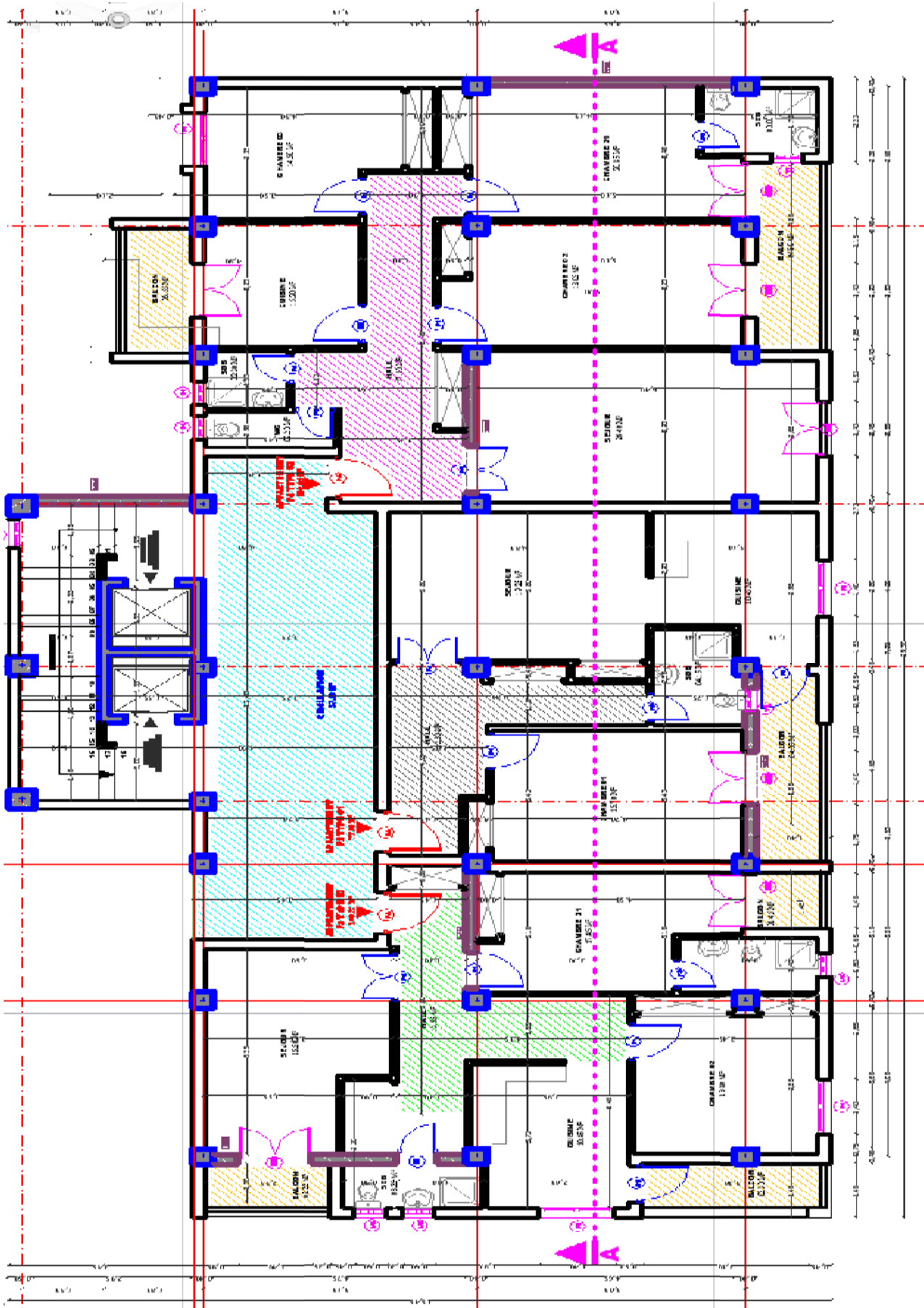
I

*Introduction et
Présentation
du projet*

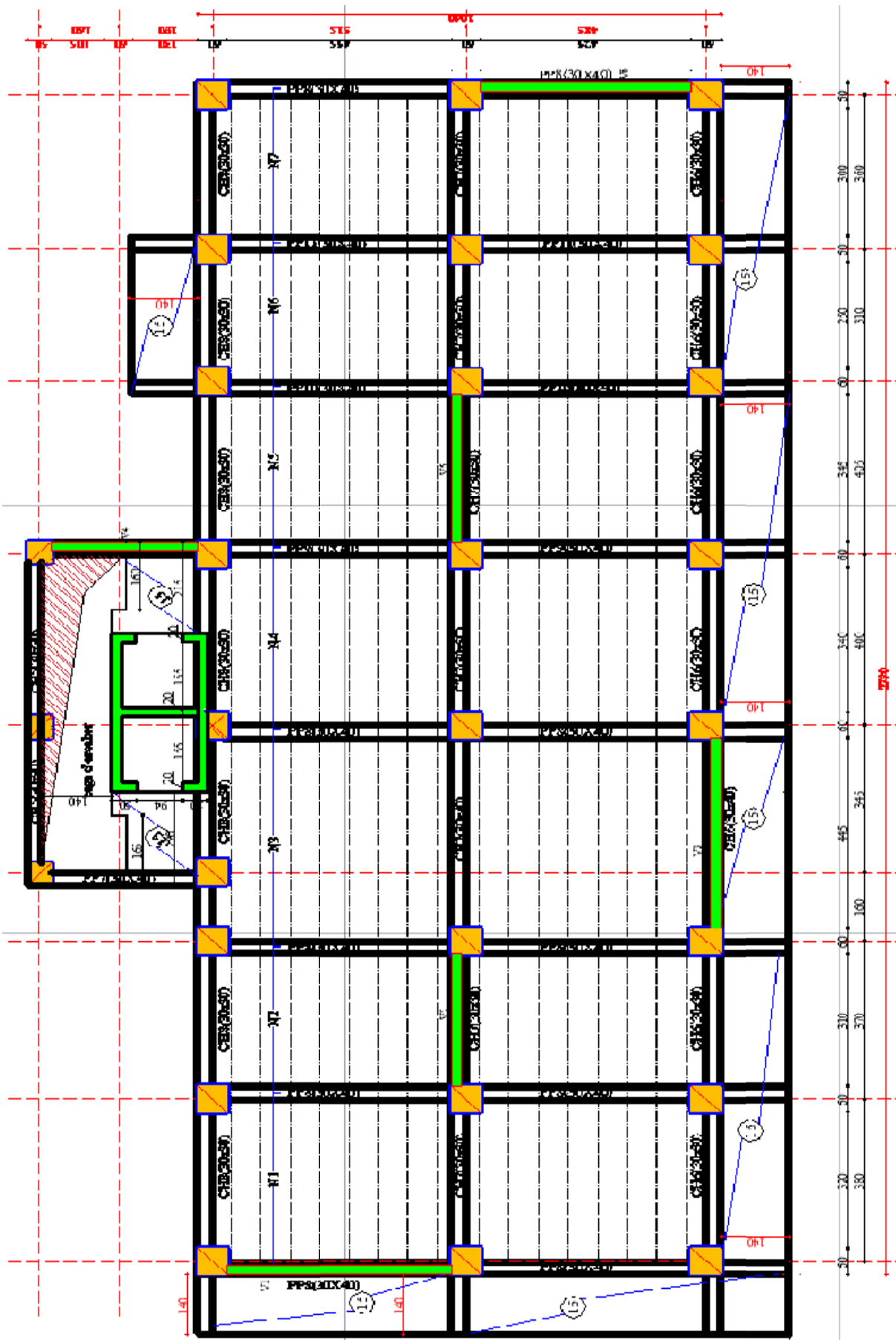




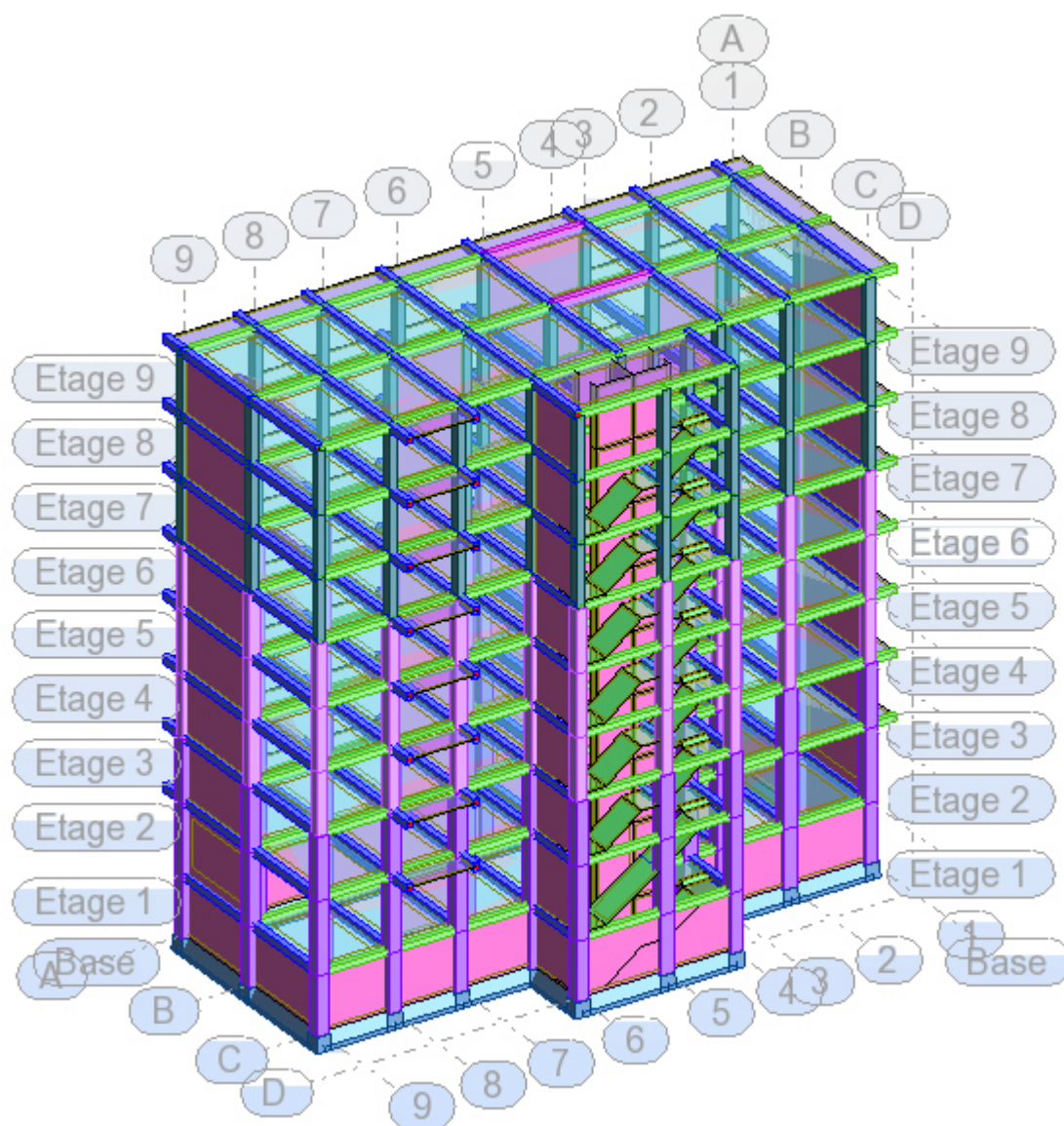
PLAN HAUT DU SOUS-SOL



PLAN DU 5-6-7eme ETAGE



PLANCHER HAUT NIV +3.57 éch 1/50
PLANCHER RDC



CHAPITRE I

Introduction et Présentation du projet

▪ I-1/INTRODUCTION:

L'étude des structures est toujours l'une des premiers soucis de l'ingénieur et l'une de ses occupations distinctives. Cette étude est un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages, donc il est visant à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation pour le master II.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière:

- ✓ Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- ✓ Elle ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines ;
- ✓ Elle doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous en Algérie, on se réfère au **RPA99**/version 2003, **BAEL 91**'modifié99' et **DTR BC 2.2**).

Ce projet consiste principalement en l'étude statique et dynamique d'une structure contreventée par voiles à usage d'habitation. L'étude est conforme aux **RPA99**/version 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé, en appliquant le **CBA93** et **BAEL91**.

▪ I-2/PRESENTATION DU PROJET:

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'1 sous-sol, RDC et 7 étages, dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC à usage de service et le reste des étages sont à usage d'habitation.

L'ouvrage est considéré d'après le règlement parasismique Algérien « **RPA 99**(version2003)» dans le groupe d'usage 2. Il sera implanté à Wilaya de Tipaza, zone de sismicité élevée (zone III).

▪ **I.2.1) Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :**

● **Dimensions en élévation**

- ✓ la hauteur de niveau sous- sol est : 2,89m.
- ✓ la hauteur de niveau de RDC est : 3,57m.
- ✓ la hauteur de chaque niveau d'habitation est : 3,06m.
- ✓ la hauteur totale du bâtiment est : 27,88m.

● **Dimensions en plans**

- ✓ la longueur totale du bâtiment en plan est : 27,90m.
- ✓ la largeur totale du bâtiment en plan est : 14,10m.

▪ **I-3/CONCEPTION DE LA STRUCTURE:**

▪ **I.3.1) Superstructure:**

La structure de notre construction est considérée comme étant une structure mixte (portiques auto stable + voiles de contreventement).

Selon l'article 2.5.4 du RPA99/version2003 : les ouvrages doivent en général comporter :

● **Les contreventements qui doivent être disposés de façon à :**

- ✓ Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité ;
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations ;
- ✓ Minimiser les effets de torsion ;
- ✓ Résisté à la force séismique.

● **Les planchers dans notre structure sont deux types :**

- ✓ Dalle pleine au niveau de sous-sol.
- ✓ Plancher à corps creux dans tous les niveaux.

● **Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :**

- ✓ Ascenseur : Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.
- ✓ Escaliers : Dans notre structure on a cage d'escalier s'enroule sur l'ascenseur.

● **Maçonneries :**

● **Murs extérieurs :** ils seront composés en double parois

- ✓ Briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;
- ✓ L'âme d'air d'épaisseur 5 cm qui joue un rôle d'isolant thermique et acoustique ;
- ✓ Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.

Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

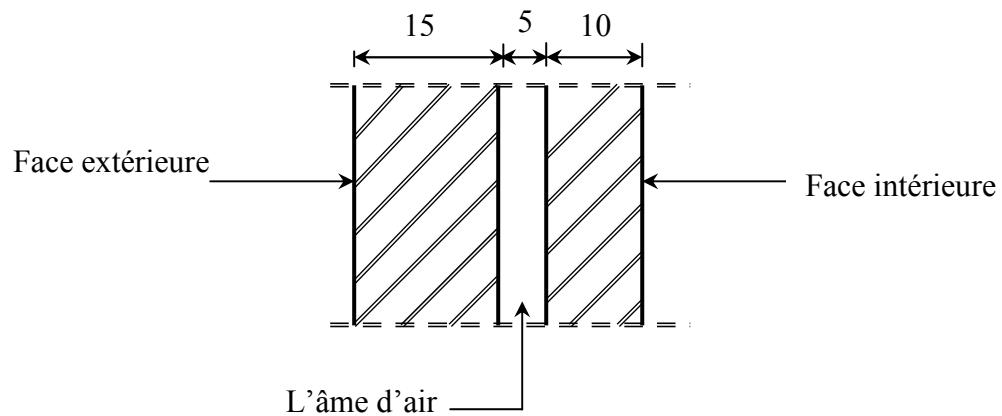


Fig.I.1: Coupe transversale d'un mur de façade

- **Mus intérieurs :** seront composés de briques creuses d'épaisseur de 10 cm, les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.
- **Les balcons :** Dans notre structure les balcons sont représentés par une forme rectangulaire en béton armée.

▪ **I.3.2) Infrastructure :**

A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

- ✓ Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17,00 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement interne: $\varphi = 35^\circ$
- ✓ Contrainte admissible du sol: $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$
- ✓ Site ferme (S2).
- Condition de la nappe phréatique :
Aucune nappe d'eau n'a été trouvée.

- Type de fondations :

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ Le site du bâtiment (site urbain, existence d'une nappe d'eau ...)
- ✓ Les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol ;
- ✓ La structure de l'ouvrage (bâtiment haut ou bas, rigide ou souple ...).

▪ I-4/CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX:

▪ I.4.1) Béton :

- ✓ *Dosage de ciment en béton armé : 350kg/m³*
- ✓ *Dosage de ciment en béton de propreté et gros béton : 250kg/m³*
- ✓ *Résistance caractéristique à la compression :*

$$f_{c28} = 25\text{MPa (béton à usage courant)}$$

- ✓ *Résistance caractéristique à la traction :*

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa.}$$

- ✓ *La masse volumique du béton armé : 25KN/m³*
- ✓ *Module de déformation longitudinal du béton :*

Le module de déformation longitudinal instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa, on a } E_{i28} = 32164\text{MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa, on a } E_{v28} = 10819\text{MPa.}$$

- ✓ *Coefficient de poisson:*

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

$$\nu = 0 \Rightarrow \text{pour le calcul des sollicitation (béton fissuré)}$$

$$\nu = 0,2 \Rightarrow \text{pour le calcul des déformations (béton non fissuré).}$$

- ✓ *Contraintes limites:*

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

1) Etat limite ultime(E.L.U) :

La contrainte limite ultime du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : γ_b coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ 1,5 & \text{pour la situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

$\Rightarrow \theta = 1$ (Par se que la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure a 24h)

Pour les sections constantes ou croissantes vers les fibres les plus comprimées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa (situations durables et transitoires).} \\ \sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,15} = 18,5 \text{ MPa (situations accidentelles).} \end{array} \right.$$

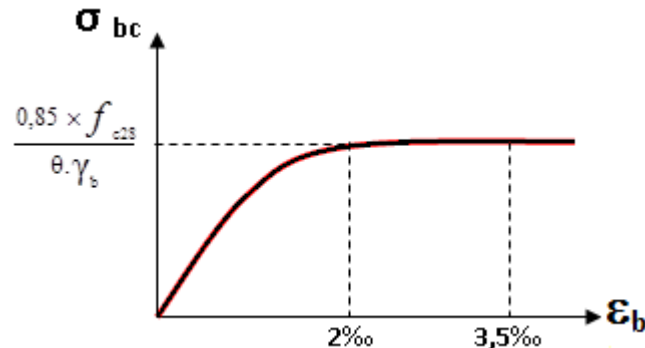


Fig.I.2 : Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.U)

2) Etat limite de service(E.L.S) :

A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton à :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

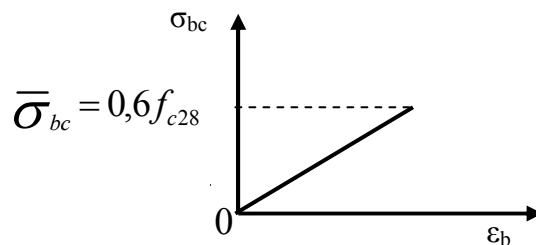


Fig.I.3: Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S)

✓ **Contrainte limite de cisaillement :**

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau} = \min(0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

▪ **I.4.2) Acier :**

a) Les types d'aciers utilisés :

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués sur le tableau I.1.

Tableau.I.1:Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	FeE235	235	
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses)	TLE520 $\varphi \leq 6$	520	Emplois courants pour : Radiers, voiles, planchers et dallage.

b) Contraintes de calcul de l'acier (σ_s) :

➤ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.) :**

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini ci après :

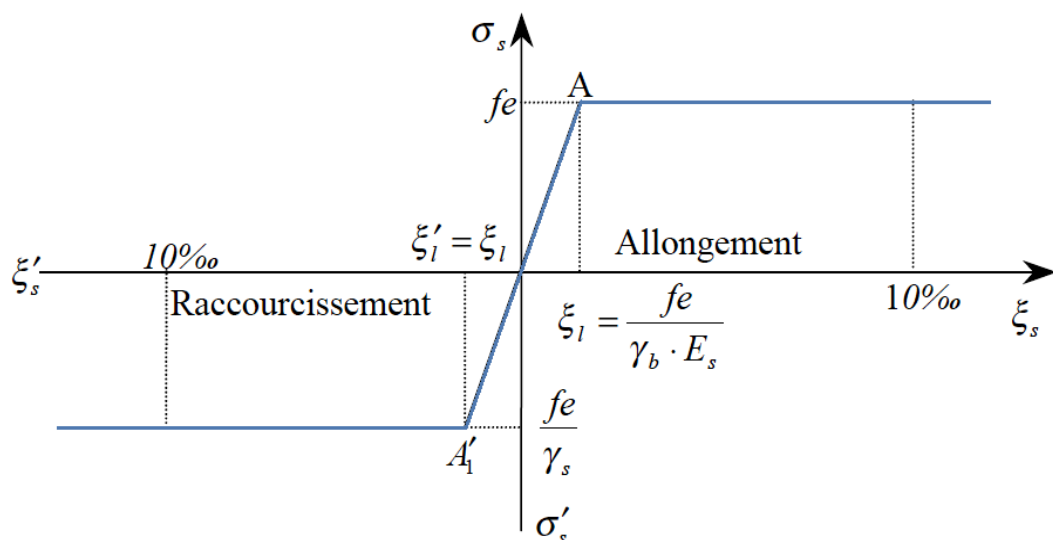


Fig.I.4:diagramme contrainte déformation pour tous les aciers

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ($\sigma_s = fe/\gamma_s$)

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \longrightarrow \text{Situation courante} \\ 1,00 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier ($\epsilon_s = \Delta L/L$)

$$\sigma_s = \frac{FeE400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Situation courante}$$

$$\sigma_s = \frac{FeE400}{1} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Situation accidentelle}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S):**

Selon leCBA93

✓ Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;

✓ Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

✓ Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2} fe ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 & \longrightarrow \text{Acier rond lisse.} \\ 1,6 & \longrightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

c) Module d'élasticité longitudinal de l'acier:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

▪ **I.4.3) Agrégat :**

- Le gravier doit être lave avant utilisation ;
- Sable bien tamisé.

▪ I-5/MATERIAUX DE CONSTRUCTION :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- ✓ Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- ✓ La compatibilité des différents produits entre eux ;
- ✓ L'économie globale du projet ;
- ✓ La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc...

Dans notre projet on utilise :

Tableau. I. 2 : Matériaux de construction

Matériaux	Poids surfacique/volumique
Sable	17-19 KN/m ³
Gravier	17 KN/m ³
Acier	78,5 KN/m ³
Béton non armé	22 KN/m ³
Béton armé	25 KN/m ³
Ciment	18 KN/m ³
<u>Briques creuses :</u>	
ep=10cm	0,9 KN/m ²
ep=15cm	1.3 KN/m ²
Etanchéité multicouche	6 KN/m ³
Carrelage ou dallage collés	20 KN/m ³
Mortier de ciment	20 KN/m ³

▪ **I-6/COMBINAISON DE CALCUL:**

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- ✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P4 = 0,8 G \pm E.$$

- ✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q.$$

Avec : **G** : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

▪ **I-7/LES REGLEMENT UTILISENT :**

- ✓ B.A.E.L 91 Modifié 99.
- ✓ R.P.A 99 Version 2003.
- ✓ C.B.A 93.
- ✓ D.T.R BC 2.2.

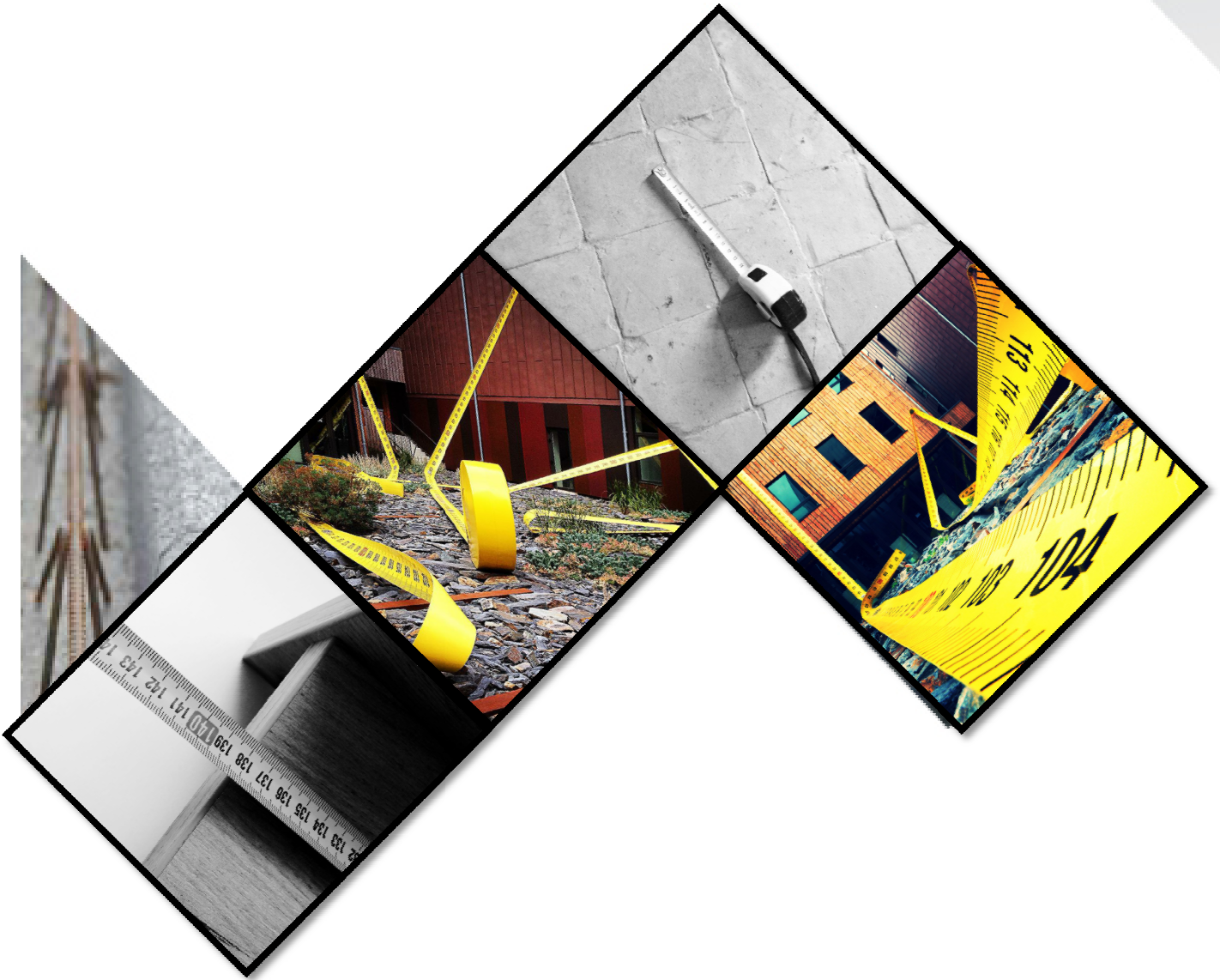
▪ **I-8/LES LOGICIELS UTILISENT :**

- ✓ ROBOT 2014 : Pour le calcul et la vérification de ferrailage.
- ✓ AUTOCAD 2013 : Pour les dessins des plans.
- ✓ RDM 6 : Pour déterminer les sollicitations.
- ✓ EXCEL 2007 : Pour déterminer les calculs

Chapitre

II

Pré dimensionnement



CHAPITRE II

Pré dimensionnement

▪ II-1/INTRODUCTION :

Le pré-dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants.

Il doit respecter le **RPA99 (version 2003)** ainsi que le règle **CBA93**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

▪ II-2/PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition suivante :

➤ Critère de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots [\text{Formulaire du CBA P257}]$$

Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles données par :

➤ l'article 7.5.1 du **RPA 99**(version 2003) :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h / b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

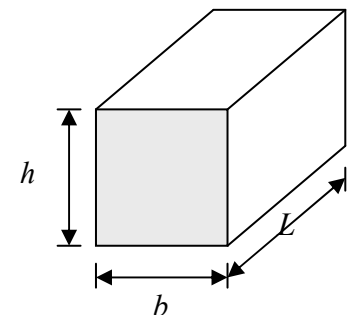


Fig.II. 1: Section d'une poutre.

Avec : L : la plus grande portée de la poutre ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre ;

b_1 : longueur du poteau ;

b_{\max} : largeur max de la poutre.

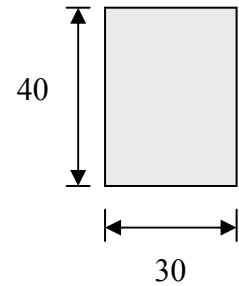
▪ **II.2.1) Poutres principales :**

$$L = L_{max} = 5,15m$$

$$\text{Par CBA 93 : } \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34,33 \leq h \leq 51,5 \\ 0,4h < b \leq 0,8h \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \end{cases} \Rightarrow \text{On prend } \begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 30cm > 20cm \longrightarrow \text{C.V} \\ h = 40cm > 30cm \longrightarrow \text{C.V} \\ \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \longrightarrow \text{C.V} \end{cases}$$



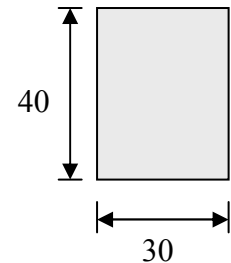
⇒ Donc on choisi une poutre de section **(30x40) cm²**

▪ **II.2.2) Poutres secondaires :** On a deux types : **1^{er} type :** $L = L_{max} = 5,05m$

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33,67 \leq h \leq 50,5 ; \text{ On prend : } h = 40cm \text{ et } b = 30cm$$

✓ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 30cm > 20cm \longrightarrow \text{C.V} \\ h = 40cm > 30cm \longrightarrow \text{C.V} \\ \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \longrightarrow \text{C.V} \end{cases}$$



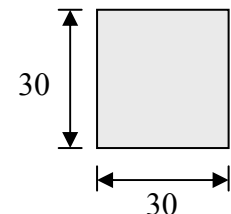
⇒ Donc on choisi une poutre de section **(30x40) cm²**

2^{eme} type : $L = 4,30m$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,67 \leq h \leq 43 ; \text{ On prend : } h = 30cm \text{ et } b = 30cm$$

✓ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 30cm > 20cm \longrightarrow \text{C.V} \\ h = 30cm \geq 30cm \longrightarrow \text{C.V} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \longrightarrow \text{C.V} \end{cases}$$



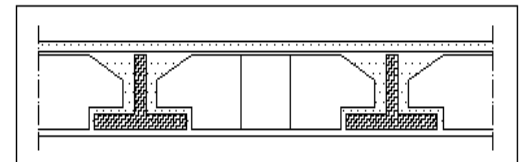
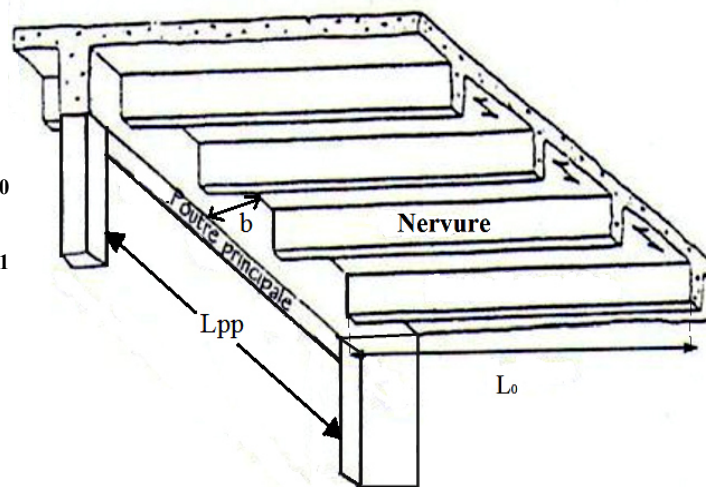
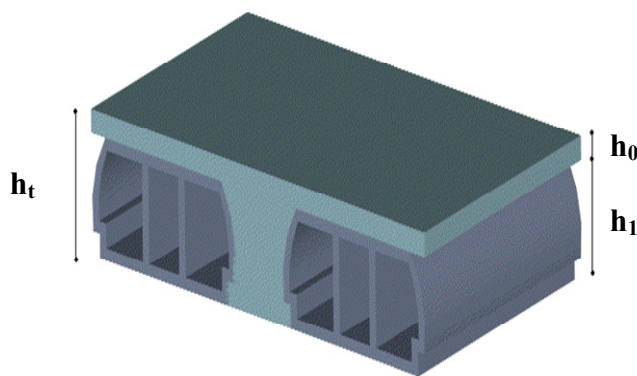
⇒ Donc on choisi une poutre de section **(30x30) cm²**

▪ **II-3/ PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; il sépare les différents niveaux d'un bâtiment et a deux fonctions principales, l'une de résister car ils supportent la totalité des charges permanentes et d'exploitation ; et l'autre d'isolation en isolant thermiquement et acoustiquement les différents étages.

▪ **II.3.1) Plancher à corps creux :**

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux (voir fig. II.2.)



Avec :

- h_t : épaisseur total du plancher ;
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;
- h_1 : épaisseur de corps creux.

✓ **Condition de flèche :**

La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

$$\frac{L_0}{25} \leq h_t \leq \frac{L_0}{20} \dots\dots\dots[\text{BAEL 91 / 7.6.8,424}]$$

L_0 : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus d'appuis.

Dans notre cas : $L_0 = 5,05 - 0,30 = 4,75 \text{ m} = 475 \text{ cm}$

$$\frac{475}{25} \leq h_t \leq \frac{475}{20} \Rightarrow 19\text{cm} \leq h_t \leq 23,75\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{h_t = 20 \text{ cm}}$$

✓ **Conclusion :**

On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

Fig.II. 2:Plancher à corps creux.

II.3.2) planchers dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous sol pour un seul panneau afin de supporter le passage des voitures.

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine, on doit prendre en compte les paramètres suivants :

a. Le type de la dalle :

- Dalle porte suivant un seul sens (dalle pleine sur 2 appuis) :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \dots\dots\dots [\text{CBA 93}]$$

- Dalle porte suivant deux directions (dalle pleine sur 4 appuis) :

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \dots\dots\dots [\text{CBA93}]$$

Avec :

l_x et l_y sont les dimensions entre nus des appuis d'un panneau de dalle le plus sollicité avec :

$l_x < l_y$ (voir fig. II.3.)

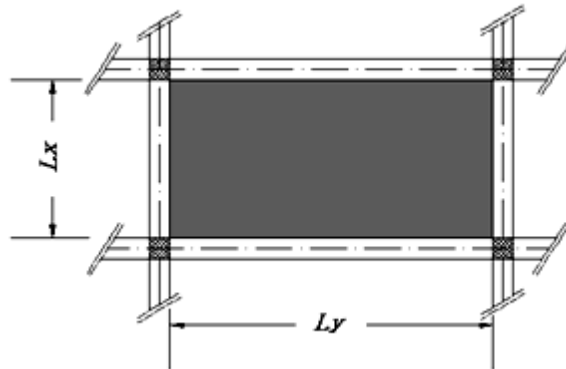


Fig.II.3:Dimensions d'un panneau de dalle.

✓ *Vérification si la dalle porte dans un seul sens :*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{380}{485} = 0,78 \implies \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

b. Résistance a la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

L_x étant la plus grande portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée L_x égale à 3,80m.

Selon BAEL : $\frac{L_x}{50} \leq ed \leq \frac{L_x}{40}$

$$\frac{380}{50} \leq ed \leq \frac{380}{40} \rightarrow 7,6 \text{ cm} \leq e_d \leq 9,5 \text{ cm} \rightarrow e_d = 9 \text{ cm}$$

• Condition d'isolation acoustique :

✓ Contre les bruits ariens : $2500xh_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm.}$

✓ Contre les bruits impacts : $2500xh_d \geq 400\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm.}$

• Conditions de sécurités en matière d'incendie :

✓ Pour une heure de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 7 \text{ cm.}$

✓ Pour deux heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 11 \text{ cm.}$

✓ Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 17,5 \text{ cm.}$

✓ **Conclusion :**

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine : **$h_d = 16 \text{ cm.}$**

▪ **II-4/DESCENTE DE CHARGE :**

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir de « D.T.R.B.C 2.2 »

▪ **II.4.1)Plancher terrasse inaccessible :**

L'épaisseur de la forme de pente :

$$\tan \alpha = \frac{h}{l} = 0,015$$

$$h = 0,015 \times 534 = 8 \text{ cm}$$

$$hm = \frac{h}{2} + 5 = 4 + 5 = 9 \text{ cm}$$

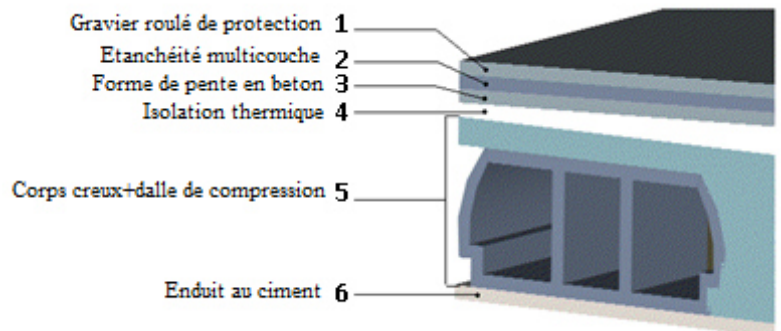


Fig.II.4: Disposition des matériaux pour Plancher à corps creux de la toiture.

a. Charges permanentes

1- Gravier roulé de protection (5 cm)	(0,05 x 2000) = 100daN/m ²
2- Etanchéité multicouche (2cm).....	12daN/m ²
3- Forme de pente en béton (h moy=5+4=9cm)	(0,09 x 2200) = 198daN/m ²
4- Isolation thermique (ep= 4cm).....	(0,04x250) = 10daN/m ²
5- Corps creux + dalle de compression (16+4).....	280daN/m ²
6- Enduit au ciment (1,5cm) (18 daN/m ² /cm).....	27daN/m ²

⇒ **$G = 627\text{daN/m}^2$**

b. Surcharge d'exploitation :

-Terrasse inaccessible \implies

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

✓ **Combinaison fondamentale :**

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 P = 1,35 \times 627 + 1,5 \times 100 = 996,45 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS} : G + P = 627 + 100 = 727 \text{ daN/m}^2$$

▪ **II.4.2) Plancher étage courant :**

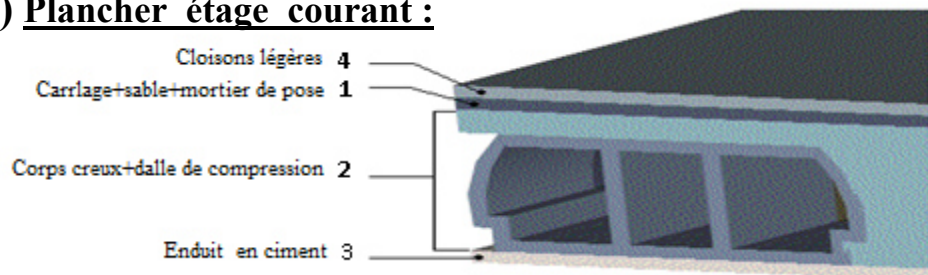


Fig.II.5:Disposition des matériaux pour Plancher à corps creux de l'étage courant.

a. Charges permanentes

1- Carrelage+sable+mortier de pose	104 daN/m ²
2- Corps creux+dalle de compression (16+4)	280daN/m ²
3- Enduit au ciment (1,5cm) ,(18daN/m ² /cm).....	27 daN/m ²
4- Cloisons légères	75 daN/m ²



$$G = 486 \text{ daN/m}^2$$

b. surcharge d'exploitation :

- Puisque on a le planché à usage d'habitation \implies

$$Q = 150 \text{ daN/m}^2$$

✓ **Combinaison fondamentale :**

$$\text{ELU}_{d'hab} : 1,35 G + 1,5 P = 1,35 \times 486 + 1,5 \times 150 = 881,1 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS}_{d'hab} : G + P = 486 + 150 = 636 \text{ daN/m}^2$$

▪ **II.4.3)plancher haut du sous sol :(Type D.P)**

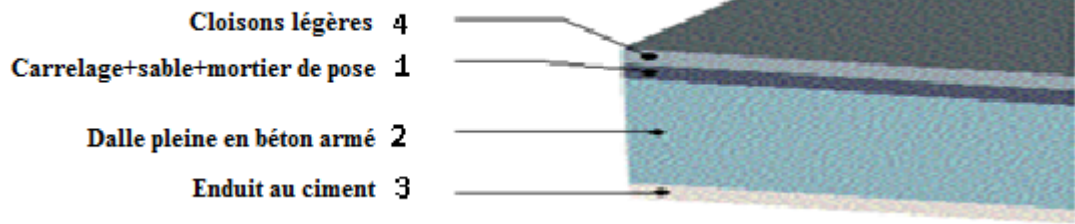


Fig.II.6: Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine.

a- Charges permanentes :

- 1- Carrelage+sable+mortier de pose104 daN/m²
- 2- Dalle pleine en béton armé(16 cm) 2500×0,16400 daN/m²
- 3- Enduit au ciment (1.5cm),(18daN/m²/cm).....27 daN/m²
- 4- Cloisons légères.....75 daN/m²

⇒ **G = 606daN/m²**

b- surcharge d'exploitation :

- Passage des voitures ⇒ **Q = 250daN/m²**

✓ **Combinaison fondamentale :**

ELU : 1,35 G + 1,5 P = 1,35x606 + 1,5x250 = **1193,1daN/m²**

ELS : G + P = 606 + 250 = **856 daN/m²**

➤ **plancher haut du sous sol :(Type C.C)**

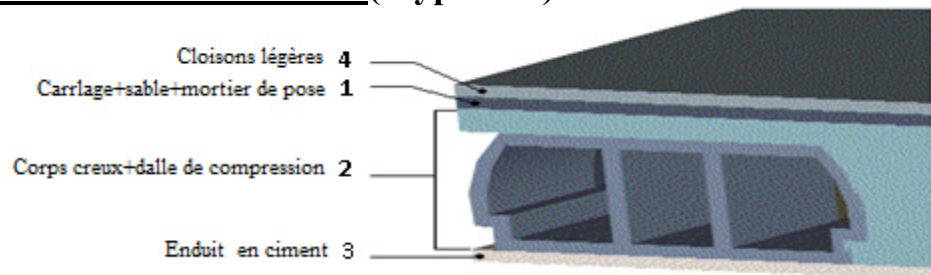


Fig.II.7: Disposition des matériaux pour Plancher à corps creux de sous sol.

a. Charges permanentes :

- 5- Carrelage+sable+mortier de pose104 daN/m²
- 6- Corps creux+dalle de compression (16+4)280daN/m²
- 7- Enduit au ciment (1,5cm) ,(18daN/m²/cm).....27 daN/m²
- 8- Cloisons légères75 daN/m²

⇒ **G = 486 daN/m²**

b. surcharge d'exploitation :

- Puisque on a le plancher à usage de service \implies

$Q_1 = 250 \text{ daN/m}^2$

✓ **Combinaison fondamentale :**

ELU : $1,35 G + 1,5 P = 1,35 \times 486 + 1,5 \times 250 = 1031,1 \text{ daN/m}^2$

ELS : $G + P = 486 + 250 = 736 \text{ daN/m}^2$

▪ **II-5/ LES POTEAUX :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

- Q_1, Q_2, \dots, Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2...n à partir du sommet du bâtiment.

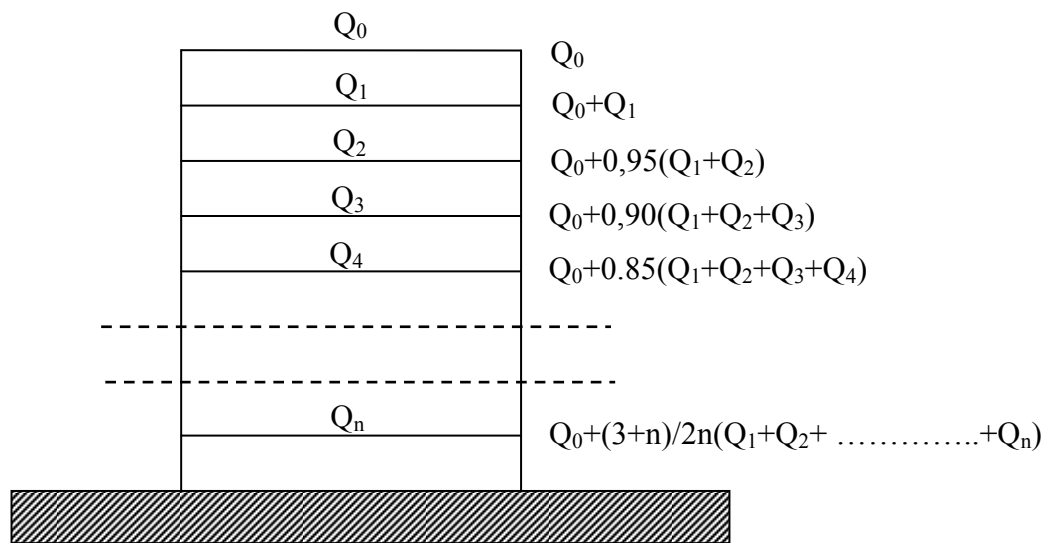


Fig.II. 8: schéma de la loi de dégression.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

✓ **Distribution des charges :**

Tableau.II.1: la loi de dégression (charge cumulées).

CHARG PLAFOND	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
07 ^{ème} étage	627	100
06 ^{ème} étage	1113	250
05 ^{ème} étage	1599	385
04 ^{ème} étage	2085	505
03 ^{ème} étage	2571	610
02 ^{ème} étage	3057	700
01 ^{er} étage	3543	775
RDC	4029	850
Sous sol	4515	993.75
Fondation		

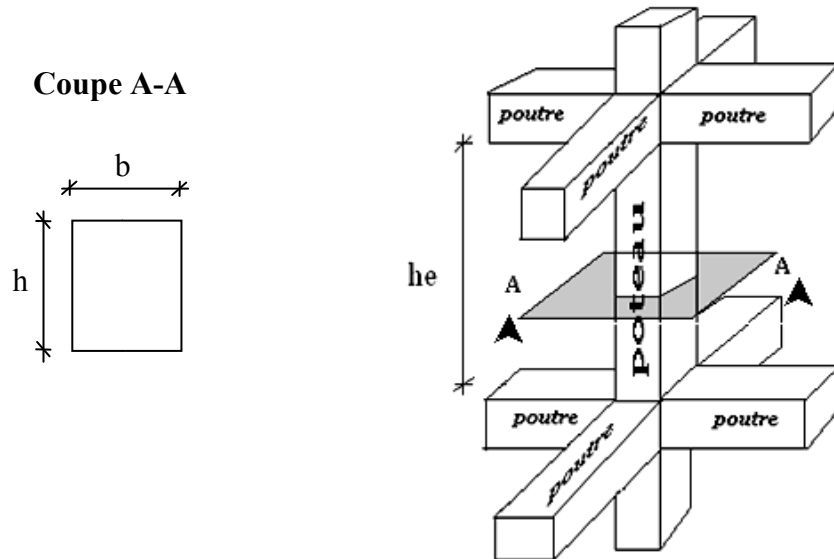


Fig.II.9:schéma représentatif d'un étage courant.

$$\begin{cases} \text{Min (a,b)} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone III} \\ \text{Min (a,b)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

avec : **he** : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles CBA93 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq Br \cdot f_{bc} + A \cdot \sigma_s$$

On doit vérifier que : $N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c_{28}}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93}$

Soit : **Nu** : effort normal apporté par les différents niveaux ;

Br : section réduite du béton d'où $Br = (b-2) \times (a-2)$ en cm² ;

γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$;

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$;

fe : nuance de l'acier $f_e = 400$ MPa ;

A : section d'armature longitudinale ;

α : coefficient dépend de l'élanement .

β : coefficient de correction dépend de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- Pour $\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \dots\dots\dots [\text{BAEL 91}]$

- Avec $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

Suivant les règles **BAEL91** : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$
avec élancement mécanique par exemple $\lambda = 35$:

$$\implies \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \right]$$

On peut prendre $\frac{A}{B_r} = 1\% = \frac{1}{100}$ **BAEL91**

$$\sigma_s : \text{contrainte d'acier} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_b : \text{résistance de calcul du béton} : \sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{MPa}$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$\beta_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,0064 N_u \implies \beta_r \geq 0,0064 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que $B_r = (a - 2)(b - 2) \text{cm}^2$ d'après le critère de résistance on a :

$$P_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 P_u$ D'après les règles **CBA93**.

Pour notre bloc, on va dimensionner les poteaux suivant le poteau le plus défavorable c à d le poteau intermédiaire et on va prendre la section suivante :

$$a=b \implies (axa) \text{cm}^2$$

▪ **II.5.1) Exemple de calcul (4^{ème} étage) :**

✓ **La surface afférente de plancher :**

$$S_{\text{aff}} = 5 \times 4,525 = 22,625 \text{m}^2$$

✓ **Poids propre des poutres principales et secondaire :**

$$P_p = 2500 \times 0,3 \times 0,4 = 300 \text{ daN/ml}$$

$$P_{s1} = 2500 \times 0,3 \times 0,4 = 300 \text{ daN/ml}$$

$$P_{s2} = 2500 \times 0,3 \times 0,3 = 225 \text{ daN/ml}$$

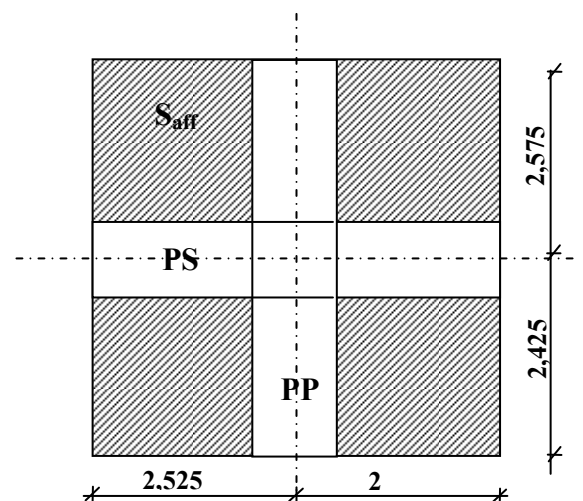


Fig.II.10: Surface afférente au poteau le plus sollicité.



- La longueur afférente de la poutre principale : $L_{aff}=(2,425+2,575)=5\text{m}$
- La Longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{aff}=(2,525+2)=4,525\text{ m}$
- Poids totales des poutres principales et secondaires :

$$P_t=P_p \times L_{aff}+P_s \times L_{aff}=(300 \times 5)+(225 \times 2)+(300 \times 2,525) \Rightarrow P_t=2707,5\text{daN}$$

$$N_p=1,35 \times P_t \times n=1,35 \times 2707,5 \times 4 \quad \Longrightarrow \quad N_p=14620,5\text{daN}$$

Avec: n : nombre d'étage a partir du sommet.

✓ **Poids propre du plancher : $Br \geq 0,0064N_u$**

$$G_{cumulé}=2085\text{daN/m}$$

$$P_{cumulé}=505\text{daN/m}^2$$

$$N_{plancher}=(1,35 \times G_{cumulé}+1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$N_{plancher}=(1,35 \times 2085+1,5 \times 505) \times 22,625 \quad \Longrightarrow \quad N_{plancher}=80822,16\text{daN}$$

$$N_u=1,15 \times (N_{plancher}+N_p)$$

$$N_u=1,15 \times (80822,16+14620,5) \quad \Longrightarrow \quad N_u=109759,06\text{daN}$$

$$Br \geq 0,0064N_u \quad \Longrightarrow \quad Br=(a-2)^2 \geq 702,46\text{cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad a=50$$

La Section de poteau au niveau de 4^{ème} étage est : $(50 \times 50)\text{ cm}^2$

✓ **Vérification des conditions imposées par (RPA99 v.2003) :**

Vérification des dimensions : dans notre cas on a $(a=b=50\text{ cm})$

1. $\text{Min}(a,b) \geq 30\text{cm}$zone III \longrightarrow Condition vérifiée.
2. $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20 \rightarrow (h_e/20 = 266/20 = 13,3) \rightarrow 50 > 13,3 \longrightarrow$ Condition vérifiée.
3. $1/4 < a/b < 4$ ($a/b=1$) \longrightarrow Condition vérifiée.

✓ **Vérification au flambement :**

$L_f = 0,7 l_0 \longrightarrow$ pour les bâtiments d'étages multiples.

avec : $l_0 = 2,66\text{ m} \Rightarrow L_f = 1,862\text{m}$

l_0 : la longueur libre du poteau

Elancement : On a : $\lambda = \frac{Lf}{i}$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} Lf : \text{longueur de flambement} \\ i : \text{rayon de giration} \end{array} \right.$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} I : \text{moment d'inertie} \\ B : \text{l'aire de la section du béton seul} \end{array} \right.$$

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} I = \frac{a^4}{12} = \frac{0,50^4}{12} = 0,0052 \text{ m}^4 \\ B = a^2 = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0,0052}{0,25}} = 0,1442 \text{ m}$$

D'où : $\lambda = \frac{1,862}{0,1442} = 12,91 < 35 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

▪ **II-6/ PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :**

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA99**(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99**version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

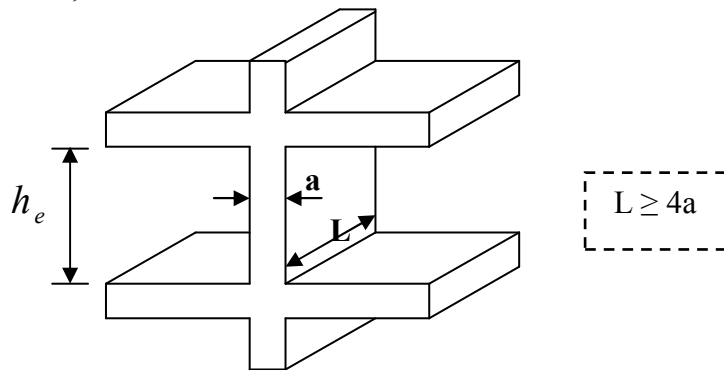


Fig.II.11: Coupe sur voile en élévation

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right]$$

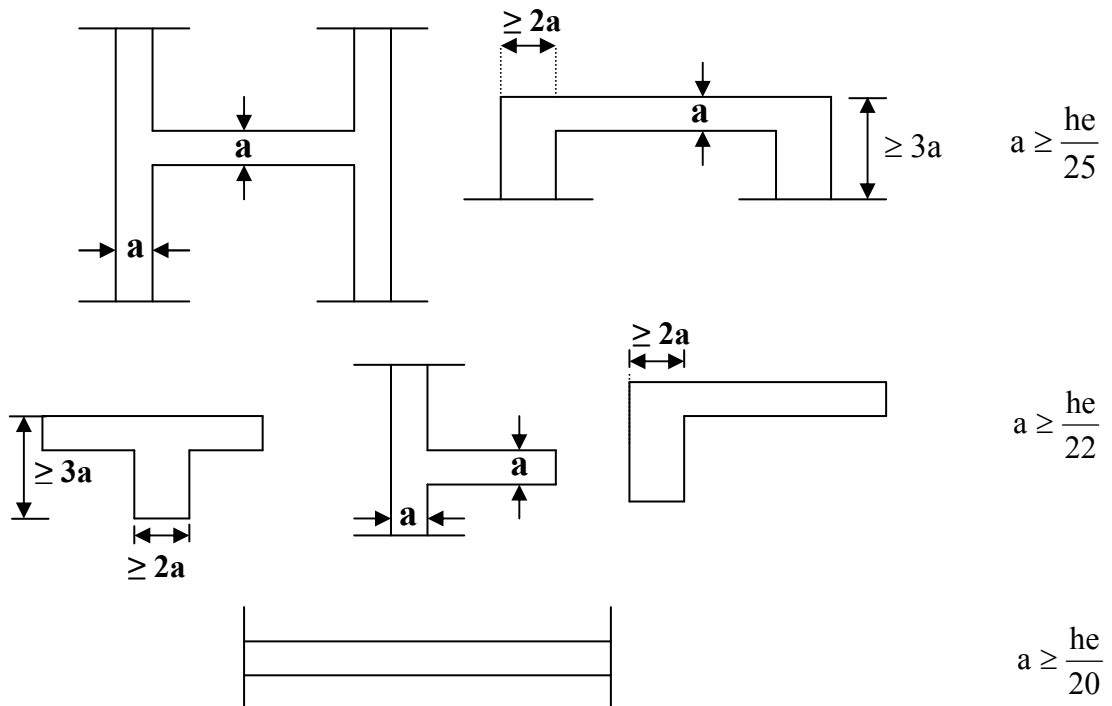


Fig.II.12: Vue en plan des voiles

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

D'après l'article 7.7.1 ; **RPA99** (version2003) « 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 indiquée sur la figure (II.12)

▪ **II.6.1) Voile de contreventement :**

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = h - h_{p_s} = 357 - 30 = 327 \text{ cm.}$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

h_p : Hauteur de la poutre.

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{327}{20} = 16,35 \text{ cm.} \implies \boxed{a = 20 \text{ cm}}$$

▪ **II.6.2) Voile périphérique de sous- sol :**

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{259}{25} = 10,36 \text{ cm.} \implies \boxed{a = 15 \text{ cm}}$$

$$\text{avec : } h_e = h - h_{p_s} = 289 - 30 = 259 \text{ cm.}$$

▪ **II.6.3) Voile d'ascenseur :**

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{327}{25} = 13,08 \text{ cm.} \implies \boxed{a = 15 \text{ cm}}$$

✓ ***vérification de la largeur : (Art 7.7.1)***

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$$L_{\min} > 4a.$$

Dans le cas ou il y aura des bout de voile la longueur min sera $L_{\min} > 4 \times 20 = 80 \text{ [cm]}$

▪ **II-7/PRE DIMENSIONNEMENT D'ACROTERE:**

L'acrotère est un élément décoratif en béton Armé qui coiffe le bâtiment tout en chaînant le mur façade; son rôle est :

- ♦ La protection des joints d'étanchéité.
- ♦ Sécurité des gens (garde de corps).
- ♦ Empêche l'écoulement de l'eau.
- ♦ A un aspect esthétique.

Quand la terrasse est inaccessible, on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure II.13.

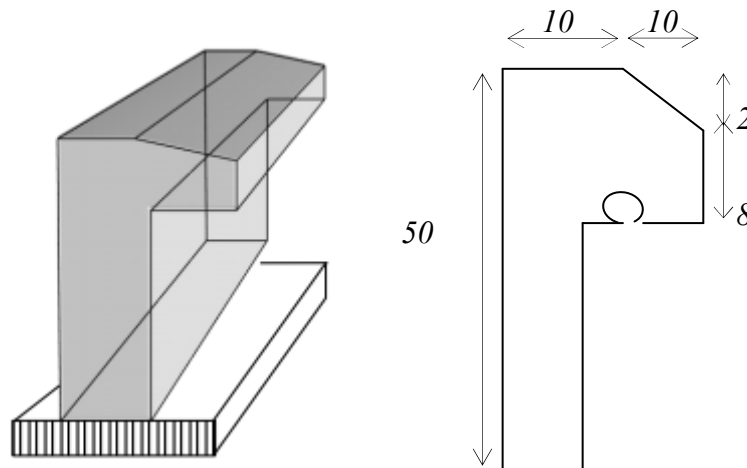


Fig.II.13 : Dimensions d'acrotère Pour terrasse inaccessible

▪ **II-8/PRE DIMENSIONNEMENT DES MURS EN MACONNERIE :**

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison).

Tableau.II.3: Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Mur extérieur 30cm			
Matériaux	d (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	G (kg/m ²)
Enduit en ciment extérieur	1800	2	36
Brique creuses	900	15	135
L'âme d'air	/	5	/
Briques creuses	900	10	90
Enduit en plâtre intérieur	1000	2	20
			G = 281 daN/m²

Tableau II.2: dimensionnement des poteaux.

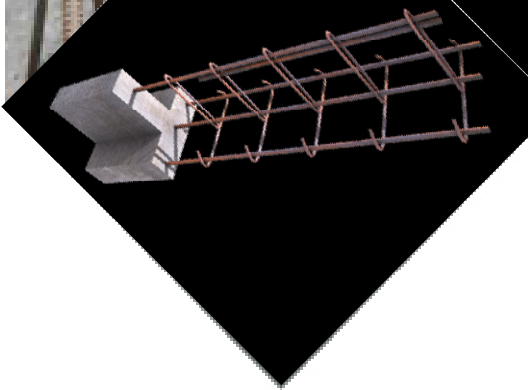
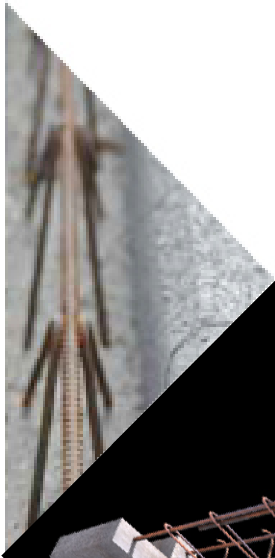
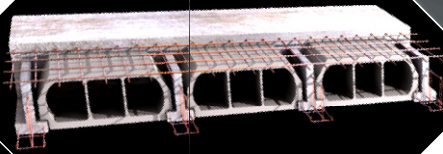
Niveau	Nombre d'étage (n)	Plancher				Poutre P N _{pp} (30*40) KN	Poutre S		Nu [KN]	Br [cm ²]	a [cm]	Condition de RPA 99	L ₀ [cm]	L _f [cm]	I [cm ⁴]	Condition de flambement		
		G KN/m ²	Q KN/m ²	S _{aff} m ²	N _{PLANCHER} KN/m ²		N _{ps1} (30*40) KN	N _{ps2} (30*30) KN								B [cm ²]	i [cm]	λ
7 ^{ème} étage	1	6,27	1,00	22,625	222,45	20,25	10,23	6,08	301,30	193	40	vérifiée	276	193,2	213333	1600	11,55	16,73<35
6 ^{ème} étage	2	11,13	2,50	22,625	424,80	40,50	20,45	12,15	572,58	366	40		276	193,2	213333	1600	11,55	16,73<35
5 ^{ème} étage	3	15,99	3,85	22,625	619,05	60,75	30,68	18,23	838,01	536	40		276	193,2	213333	1600	11,55	16,73<35
4 ^{ème} étage	4	20,85	5,05	22,625	808,22	81,00	40,91	24,30	1097,59	702	50	vérifiée	276	193,2	520833	2500	14,43	13,39<35
3 ^{ème} étage	5	25,71	6,10	22,625	992,30	101,25	51,13	30,38	1351,31	865	50		276	193,2	520833	2500	14,43	13,39<35
2 ^{ème} étage	6	30,57	7,00	22,625	1171,28	121,50	61,36	36,45	1599,18	1023	50		276	193,2	520833	2500	14,43	13,39<35
1 ^{er} étage	7	35,43	7,75	22,625	1345,18	141,75	71,58	42,53	1841,20	1178	60	vérifiée	276	193,2	1080000	3600	17,32	11,15<35
RDC	8	40,29	8,50	22,625	1519,08	162,00	81,81	48,60	2083,21	1333	60		327	228,9	1080000	3600	17,32	13,22<35
S-SOL	9	45,15	9,93	22,625	1754,06	182,25	92,04	54,68	2395,47	1533	60		259	181,3	1080000	3600	17,32	10,47<35
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-

Chapitre

III

Etude des planchers

PLANCHERS



CHAPITRE III: Etude des planchers

▪ III-1/INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- ✓ résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;
- ✓ reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs ;
- ✓ séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique ;
- ✓ protection des personnes contre les risques d'incendie.

▪ III-2/PLANCHER A CORPS CREUX :

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.

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- ✓ **L'élément résistant (porteur) :** poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- ✓ **L'élément de remplissage (de coffrage) :** les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig. III.1).

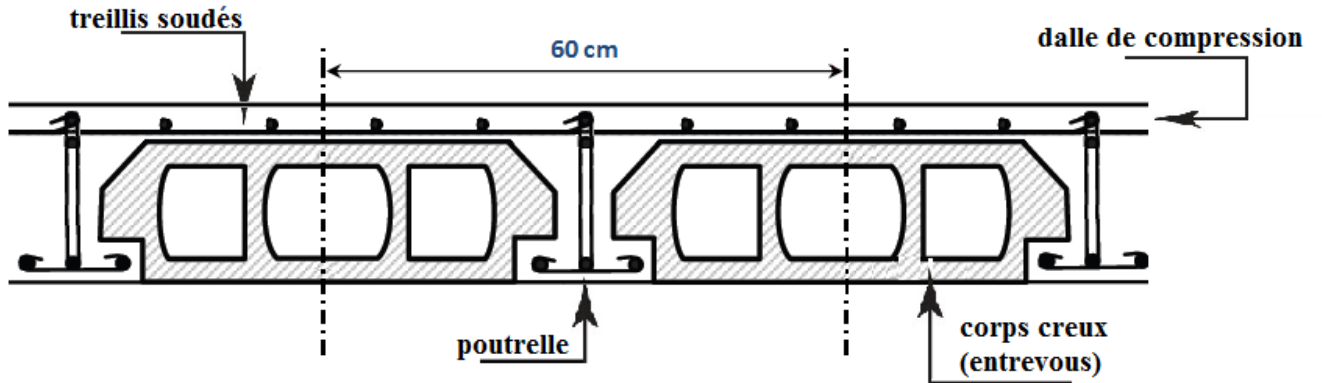


Fig.III.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

▪ III.2.1) pré dimensionnement des poutrelles :

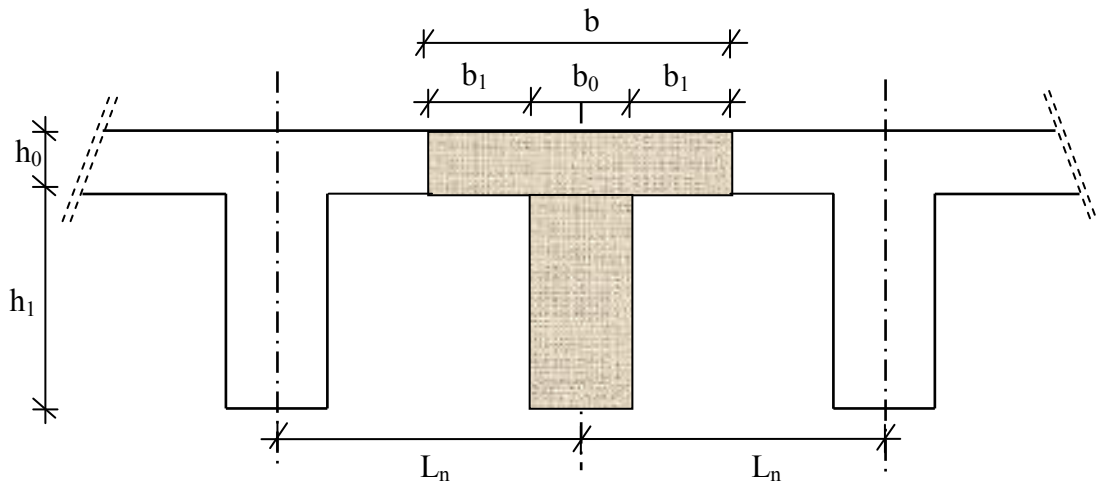


Fig.III.2: Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} h_t = 20\text{cm} \\ h_1 = 16\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq (L_n - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : la portée maximale entre nus d'appuis ($L = 475\text{ cm}$) ;

h_0 : la hauteur maximal de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{ cm}$) ;

b_0 : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 47,5\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend : $\implies b_1 = 24 \text{ cm}$.

donc La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 24) + 12 = 60 \text{ cm}$$

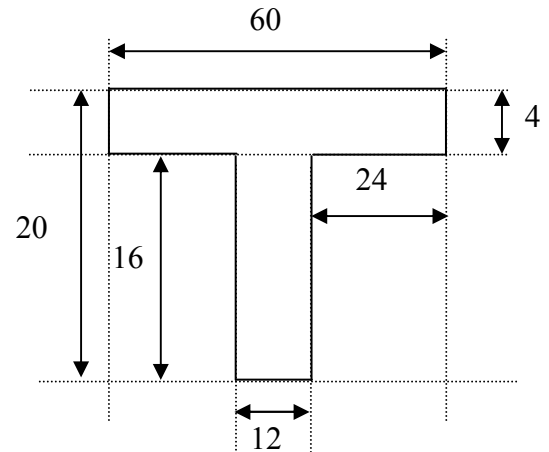


Figure III.3 : Schéma de poutrelle.
(Section de calcul)

III.2.2) Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 / m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- ✓ 33 cm (3/ m) pour les armatures parallèles aux poutrelles ;

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$L_n \leq 50 \text{ cm} \implies \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} ; \quad 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \implies \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

Avec :

L_n : écartement entre axes des nervures en [cm] ;

f_e : limite d'élasticité en MPa ($f_e = 520 \text{ MPa}$) ;

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures en [cm^2 / ml] ;

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervures en [cm^2 / ml].

a. Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \implies 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \implies A_{\perp} = 0,46\text{cm}^2 / \text{ml}$$

b. Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Leftrightarrow A_{//} \geq \frac{0,46}{2} = 0,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Choix des armatures :

On prend : 5Ø6/ml $\Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 5Ø6/ml $\Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

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

\Rightarrow Le treillis soudé adopté est : TS Ø6 (200x200) mm².

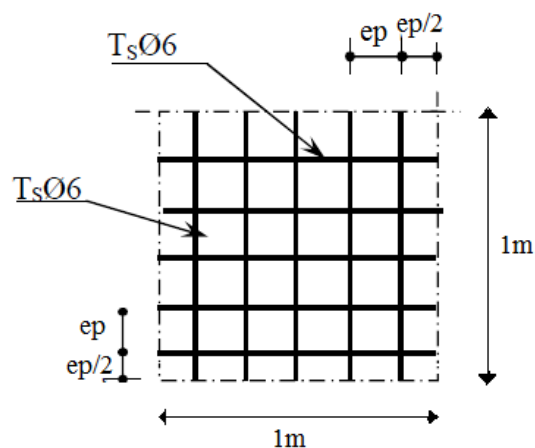


Figure III.4 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

▪ **III.2.3) Etude des poutrelles :**

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

- ✓ méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;[CBA93/B6.2,21]
- ✓ méthode d'Albert Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2,22]

❖ **Méthode de calcul :**

a. Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition :

$$Q(\text{KN} / \text{m}^2) \leq \max\{2G ; 5\text{KN} / \text{m}^2\}$$

- 2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
- 3- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 et
- 4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

b. Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.5) ;

M_w et M_e : valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : le moment maximum en travée.

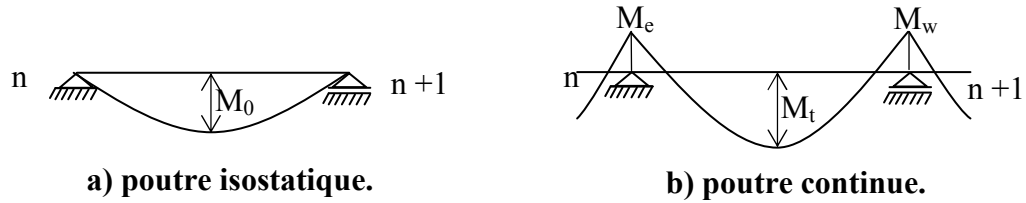


Fig.III.5: Définition des moments.

➤ **Moments en travées :**

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

➤ **Moments sur appuis de rive : M_{ar}**

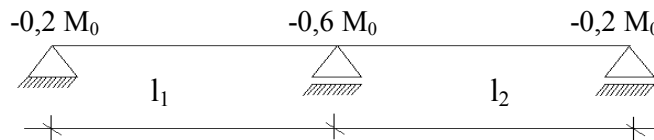
$M_{ar} = 0 \rightarrow$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0,2 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement partiel;

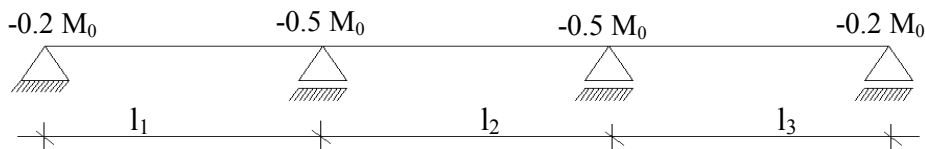
$M_{ar} = -0,4 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement ;

➤ **Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (fig. III.6)**

- $M_{ai} = -0,6 M_0 \rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées.



- $M_{ai} = -0,5 M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,



- $M_{ai} = -0,4 M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

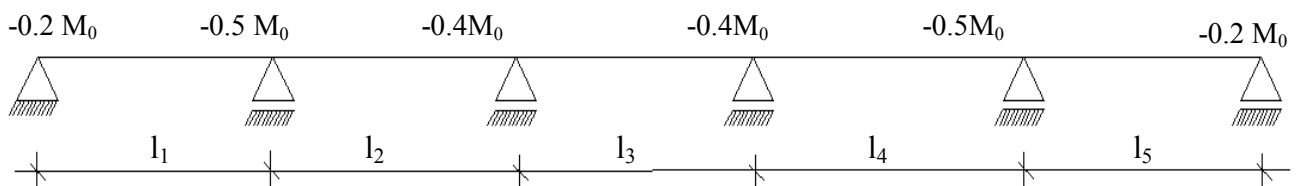


Fig.III.6: Moments sur appuis intermédiaires.

Tableau.III.1: Tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges.

Charge Plancher	Destinations	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	E L S $q_s = G + Q$ (daN/m ²)	E L U $q_u = 1.35G + 1.5Q$ (daN/m ²)	Bond [e] (m)	$\overline{q_s} = q_s \times e$ (daN/mL)	$\overline{q_u} = q_u \times e$ (daN/mL)
Plancher terrasse	Terrasse inaccessible	627	100	727	996,45	0,6	436,2	597,87
RDC au 6 ^{eme} étage	habitation	486	150	636	881,1	0,6	381,6	528,66
Sous Sol (CC)	service	486	250	736	1031,1	0,6	441,6	618,66

➤ **Types des poutrelles :**

On distingue les poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

Type 01 :

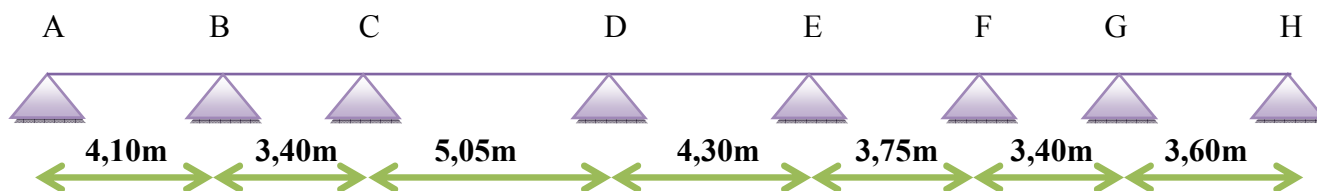
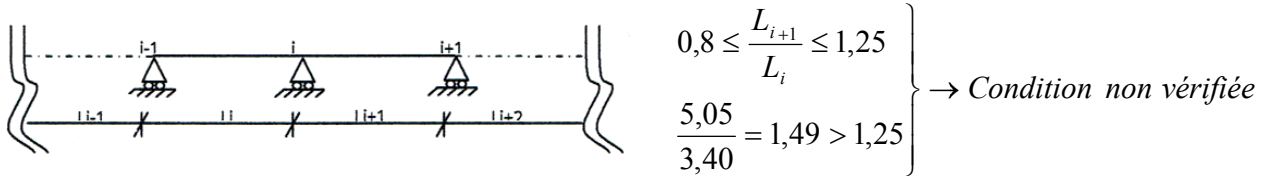


Fig.III.7: schéma statique de poutrelle.

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- ✓ $Q = 100 \text{ daN} / \text{m}^2 < \min(2 \times 627 ; 500) \text{ daN} / \text{m}^2 = 500 \text{ daN} / \text{m}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée ;**
- ✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées \longrightarrow **Condition vérifiée ;**

- ✓ Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25



- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow **Condition vérifiée.**

✓ **Conclusion :**

On remarque que la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée \Rightarrow la méthode forfaitaire n'est pas applicable

\Rightarrow On applique la méthode de calcul des plancher à charge d'exploitation relativement élevée dite méthode de **Caquot minoré**.

➤ **Application de la méthode Caquot minoré :**

❖ **Principe de la méthode de CAQUOT minoré:**

a. Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot minoré, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

b. Principe de la méthode : [CBA93/ B6.2.2.2.1]

A.CAQUOT a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projecteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

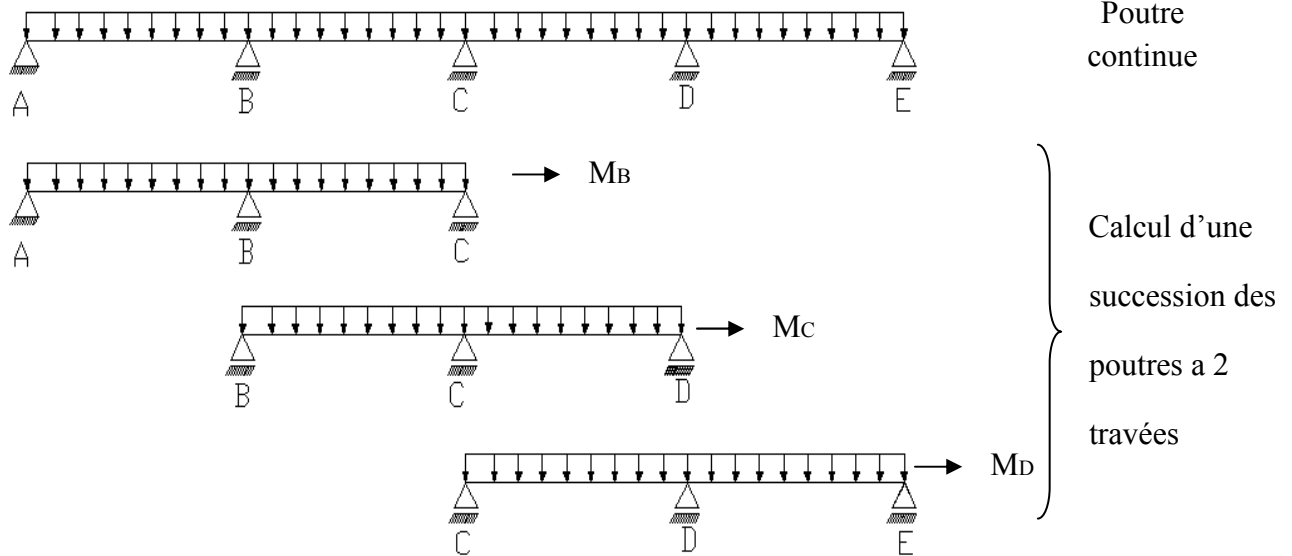


Fig.III. 8: Représentation de la méthode de Caquot.

Moments sur appuis intermédiaires:

$$M_i = - \frac{q_g l_g^3 + q_d l_d^3}{8.5(l_g + l_d)}$$

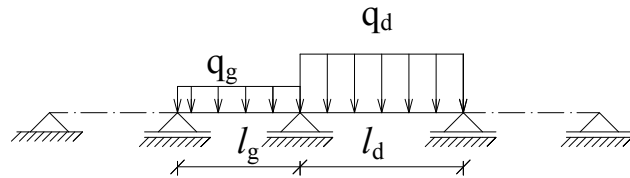


Fig.III. 9: Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l' = l$ pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$ pour une travée intermédiaire;

l_g' et l_d' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui ;

l : la portée réelle de la travée ;

- On prend le plancher terrasse comme exemple de calcul.
- On prend le coefficient de minoration $\frac{2}{3} G$

1/- Détermination des moments :

❖ La charge ultime réduite :

$$q_u^r = [1,35 \times (\frac{2}{3} \times 627) + 1,5 \times 100] \times 0,6 = 428,58 \text{ daN / m}$$

❖ La charge de service réduite :

$$q_{ser}^r = \left(\frac{2}{3} \times 627 + 100 \right) \times 0,6 = 310,8 \text{ daN / m}$$

➤ Appuis de rive :

- Le moment sur appui A est donc :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_A = -0.2 \times M_0$$

$$M_0 = \frac{q_u^r \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{428,58 \times 4,1^2}{8} \Rightarrow M_0 = 900,55 \text{ daN.m}$$

$$M_A^U = -0.2 \times 900,55 \Rightarrow M_A^U = -180,11 \text{ daN.m}$$

❖ Etat limite de service (ELS) :

$$M_0 = \frac{q_s^r \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{310,8 \times 4,1^2}{8} \Rightarrow M_0 = 653,07 \text{ daN.m}$$

$$M_A^S = -0.2 \times 653,07 \Rightarrow M_A^S = -130,61 \text{ daN.m}$$

➤ Appuis intermédiaire :

- Le moment sur appui B est donc :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_B^U = -\frac{q_u^r \times [l_g^3 + l_d^3]}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\left[\frac{428,58 [4,1^3 + (0.8 \times 3,4)^3]}{8.5(4,1 + 0.8 \times 3,4)} \right] \Rightarrow M_B^U = -658,32 \text{ daN.m.}$$

❖ Etat limite de service (ELS) :

$$M_B^S = -\frac{q_s^r \times [l_g^3 + l_d^3]}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\left[\frac{310,8 [4,1^3 + (0.8 \times 3,4)^3]}{8.5(4,1 + 0.8 \times 3,4)} \right] \Rightarrow M_B^S = -477,4 \text{ daN.m.}$$

2/- L'effort tranchant :

$$T(x) = \left(\frac{\overline{q_u} l_i}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

➤ Travée de rive (A-B) :

$$T(x) = \left(\frac{\overline{q_u} l_1}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{|M_1| - |M_2|}{l_1} = \left(\frac{597,87 \times 4,1}{2} - 0 \right) + \frac{180,11 - 658,32}{4,1} = 1109 \text{ daN}$$

3/- Calcul de l'abscisse de M_t maximum (x_0) :

$$x_0 = \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2}$$

➤ Travée de rive (A-B) :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q_u} + \frac{l_1}{2} = \frac{-180,11 + 658,32}{4,1 \times 597,87} + \frac{4,1}{2} = 2,25 \text{ m}$$

❖ Etat limite de service (ELS) :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q_s} + \frac{l_1}{2} = \frac{-130,61 + 477,4}{4,1 \times 436,2} + \frac{4,1}{2} = 2,24 \text{ m}$$

4/- Moment fléchissant en travées :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_i}{2} \cdot x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_i} \cdot x_0 - |M_{i-1}|$$

➤ Travée de rive (A-B) :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_1}{2} \cdot x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} \cdot x_0 - |M_1|$$

$$M(2,25) = \left(\frac{597,87 \times 4,1}{2} \cdot 2,25 - \frac{597,87 \times 2,25^2}{2} \right) + \frac{-180,11 + 658,32}{4,1} \cdot 2,25 - 180,11$$

$$M(2,25) = 1326,64 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

❖ Etat limite de service (ELS) :

$$M(2,24) = \left(\frac{436,2 \times 4,1}{2} \cdot 2,24 - \frac{436,2 \times 2,24^2}{2} \right) + \frac{-130,61 + 477,4}{4,1} \cdot 2,24 - 130,61$$

$$M(2,24) = 967,55 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

● **Remarque :**

Les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

♣ **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau.III.2:Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(X_0) :

		A	B	C	D	E	F	G	H
Moment appuis[daN,m]	ELU	-180,11	-658,32	-641,92	-718,88	-530,11	-415,39	-532,77	-138,86
	ELS	-130,61	-477,40	-465,51	-521,32	-384,43	-301,23	-386,36	-100,70
Ef, Tranchant HYPER [daN]		1109,00	819,13	1188,65	1083,2	935,04	769,95	1185,6	
			-1342,27	-807,07	-1226,75	-973,46	-858,57	-856,26	-966,75
Xo [m]	ELU	2,25	1,35	2,05	1,63	1,44	1,43	1,62	
	ELS	2,24	1,35	2,05	1,63	1,44	1,43	1,62	
Moment Travée[daN,m]	ELU	1326,64	-113,58	616,64	73,61	86,36	197,77	248,84	
	ELS	967,55	-79,93	452,55	57,27	65,58	145,85	184,67	

♣ **Plancher étage d'habitation :**

Tableau.III.3:Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(X_0) :

		A	B	C	D	E	F	G	H
Moment appuis[daN,m]	ELU	-167,02	-610,49	-595,28	-666,65	-491,59	-385,21	-494,06	-128,77
	ELS	-119,52	-436,85	-425,97	-477,04	-351,77	-275,65	-353,54	-92,15
Ef, Tranchant HYPER [daN]		975,59	724,57	1050,23	960,18	828,45	678,96	1053,1	
			-1191,91	-713,39	-1085,56	-858,41	-757,53	-759	-850,12
Xo [m]	ELU	2,25	1,35	2,05	1,63	1,44	1,43	1,62	
	ELS	2,25	1,35	2,05	1,63	1,44	1,43	1,62	
Moment Travée[daN,m]	ELU	1176,62	-129,16	519,27	30,26	51,15	159,64	189,46	
	ELS	848,83	-89,37	378,31	26,52	40,31	117,28	140,86	

♣ Plancher étage de service :

Tableau.III.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(X_0) :

		A	B	C	D	E	F	G	H
Moment appuis[daN,m]	ELU	-204,85	-748,73	-730,08	-817,61	-602,91	-472,44	-605,94	-157,93
	ELS	-144,73	-529,01	-515,84	-577,68	-425,99	-333,80	-428,13	-111,59
Ef, Tranchant HYPER [daN]		1135,60	848,23	1228,03	1126,5	971,48	792,3	1238	
			-1400,91	-834,52	-1271,36	-1001,68	-884,5	-890,46	-989,14
Xo [m]	ELU	2,26	1,35	2,05	1,62	1,43	1,44	1,60	
	ELS	2,26	1,35	2,05	1,62	1,43	1,44	1,60	
Moment Travée[daN,m]	ELU	1381,28	-185,88	576,25	-6,70	29,37	168,40	184,80	
	ELS	985,26	-127,18	416,30	1,88	25,79	123,12	137,75	

● Remarque :

Pour les calculs de ferrailage, on prendra les valeurs des sollicitations maximales.

▪ III.2.4) Calcul du ferrailage :

a. En travée :

1- Etat limite ultime (ELU) :

$$M_t^u = 1326,64 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

✓ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots\dots[\text{BAEL91}]$$

$$M_T = 14,2 \cdot 60 \cdot 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_t^u = 13266,4 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

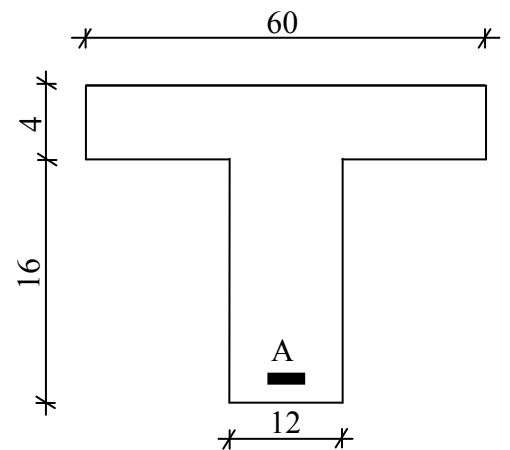


Fig.III.10: Section de calcul.

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13266,4}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,048$$

$$\mu < \mu_L = 0,392 (\text{Acier FeE 400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000 \xi_S > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

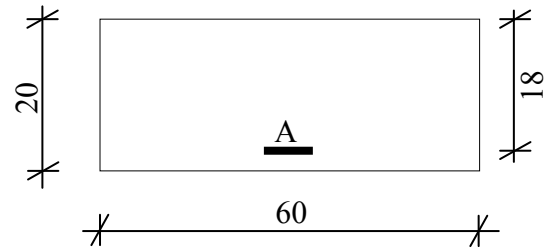


Fig.III.11: Section de calcul en travée.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13266,4}{348 \times 0,975 \times 18} = 2,17 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion :**

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,17 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

Remarque :

Pour des raisons pratiques on adopte un ferrailage de **3T12**

$$3T12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

2- Etat limite de service (ELS) :

$$M_t^s = 967,55 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Fissuration peu nuisible \implies il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s).

✓ **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.} ; b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 \cdot A (d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 4) = -231,9 < 0$$

\implies L'axe neutre se trouve dans la nervure \implies la section de calcul est une section en T :

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \cdot 4 + 15 \cdot 3,39}{12} = 20,24 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \cdot 4^2 + 30 \cdot 3,39 \cdot 18}{12} = 216,55 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -20,24 + \sqrt{20,24^2 + 216,55} = 4,78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \cdot 4,78^3 - (60 - 12)(4,78 - 4)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 4,78)^2$$

$$I = 11063,69 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{9675,5}{11063,69} = 0,875$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,875 \times 4,78 = 4,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible :

[Aucune vérification pour (σ_s)]

} ⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

✓ **Choix des armatures:**

$$3\text{T}12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

b. En appui :

1- Etat limite ultime (ELU):

$$M_a^u = -718,88 \text{ daN.m}$$

$M_a^u < 0 \implies$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

✓ **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7188,8}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,130$$

$$\mu < \mu_L = 0.392(\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000\xi_S > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_S} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,175$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93$$

✓ **Détermination des armatures:**

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7188,8}{348 \times 0,93 \times 18} = 1,23 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,23 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$1 \text{ T14} \longrightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2$$

2- Etat limite de service (ELS):

$$M_a^s = -521,32 \text{ daN.m}$$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier
- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$si \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{718,88}{521,32} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,175$$

\Longrightarrow Inégalité vérifiée \longrightarrow aucune vérification pour la contrainte du béton

\Longrightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

✓ **Choix des armatures:**

$$1 \text{ T14} \longrightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2$$

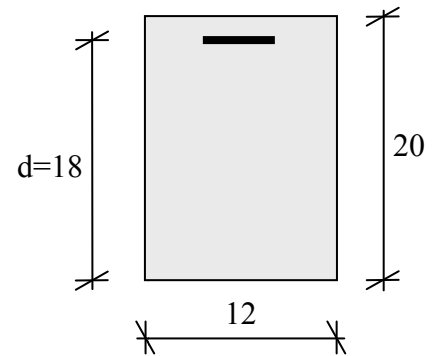


Fig.III.12: Section de calcul en appui.

▪ **III.2.5) Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

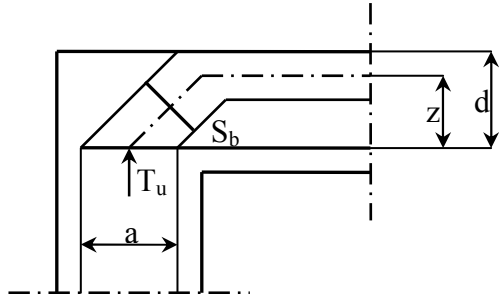


Fig.III.13: L'influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

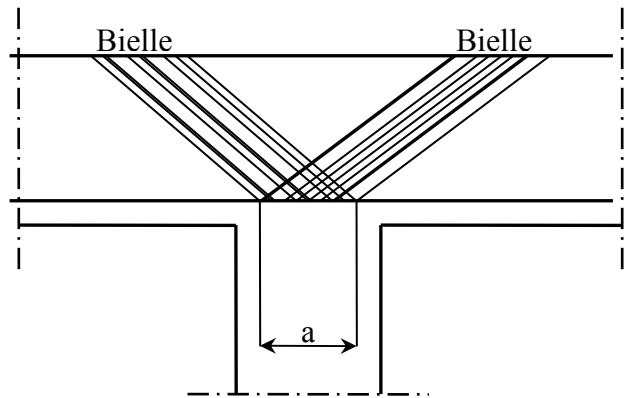


Fig.III.14: L'influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

$$T_u^{max} = 1188,65 \text{ daN.}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots [\text{CBA93/A.5.1.3.1.3}].$$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$T_u = 11886,5 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 16,2 \cdot 12 \cdot 10^2 \cdot 25 = 129762 \text{ N}$$

⇒ il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \cdot d} \right) \dots\dots\dots [\text{BAEL91/H.IV.2}]$$

$$A_l = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(11886,5 - \frac{7188,8}{0,9 \cdot 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,33 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{11886,5}{12 \cdot 18 \cdot 100} = 0,55 \text{ MPa} \dots\dots [\text{BAEL91/H.III.2}]$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \dots\dots\dots[\text{BAEL91/H.III.3}].$$

Avec :

- h : Hauteur totale de la poutrelle.
- ϕ_L : Diamètre des armatures longitudinales.
- b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12\right) = 0,57 \text{ cm}$$

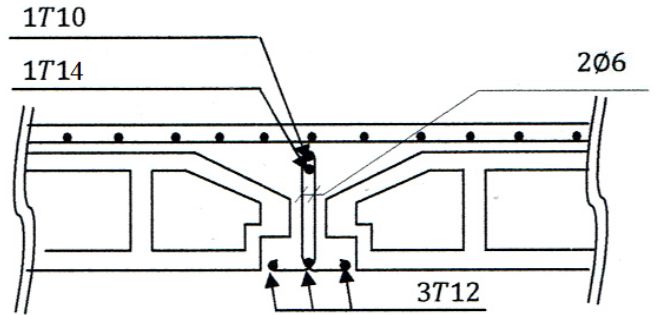


Fig.III.15: coupe transversale sur poutrelle.

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\implies A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

✓ **L'espaceur des armatures transversales :**

Soit δ_t : l'espaceur entre les armatures transversales.

Avec :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}.] \\ \delta_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}.] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0.4 \text{ Mpa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}.] \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} & \Leftrightarrow \delta_{t1} \leq \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{12 \times 1,15 (0,55 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) & \Leftrightarrow \delta_{t2} \leq \min(16,2 ; 40) \text{ cm} \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \times 0,4} & \Leftrightarrow \delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{12 \times 0,4} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq -109,2 \text{ cm} < 0 \Rightarrow \text{cette valeur ne sera pas prise en compte.} \\ \delta_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \delta_t \leq 27,91 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(16,2 ; 27,91) \text{ cm} \Rightarrow \delta_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

\implies On prend $\delta_t = 15 \text{ cm}$

III.2.6) Vérification de la flèche :

D'après les règles CBA 93, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées (La vérification de la flèche se fait à l'ELS):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t^{ser}}{M_a^{ser}} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : L : La portée de la travée entre axe.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

M_t^{ser} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_a^{ser} : Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

a) Vérification des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} = \frac{20}{505} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,063 \rightarrow C.N.V \\ \text{b) } \frac{h}{L} = \frac{20}{505} = 0,04 < \frac{1}{10} \cdot \frac{967,55}{521,32} = 0,19 \rightarrow C.N.V \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N.V \end{array} \right.$$

✓ Conclusion :

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanente après mise en place des cloisons.} \\ P : \text{Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).} \\ J : \text{Charge permanente avant la mise en place des cloisons.} \end{array} \right.$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 627 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 627 + 100 = 727 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 627 - 75 = 552 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } \frac{2}{3}G \quad \begin{cases} G = 418 \text{ Kg}/m^2 \\ P = 627 + 100 = 518 \text{ Kg}/m^2 \\ J = 368 \text{ Kg}/m^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m} \quad \begin{cases} G = 4180 \times 0,60 = 2508 \text{ N/ml} \\ P = 5180 \times 0,60 = 3108 \text{ N/ml} \\ J = 3680 \times 0,60 = 2208 \text{ N/ml} \end{cases}$$

b) Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,70 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{2508 \times (5,05)^2}{8} = 5596,52 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,70 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{3108 \times (5,05)^2}{8} = 6935,4 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,70 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{2208 \times (5,05)^2}{8} = 7038,69 \text{ N.m} \end{cases}$$

✓ **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

✓ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(60 \cdot 4)(2 + 16) + [16 \cdot 12 \cdot 8] + 15 \cdot 3,39 \cdot 2}{(60 \cdot 4) + (16 \cdot 12) + 15 \cdot 3,39}$$

$$y_G = 12,34 \text{ cm}$$

✓ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60 \cdot (12,34)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \cdot (12,34 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,34)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 12,34)^2$$

$$I_g = 31726,95 \text{ cm}^4$$

✓ **Pourcentages des armatures :**

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,39}{12 \times 18} = 1,56 \xrightarrow{\text{TABLEAU de BAEL 91}} \beta_1 = 0,837$$

ρ : le pourcentage ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

c) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5596,52}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 109,58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6935,4}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 135,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7038,69}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 137,81 \text{ MPa.}$$

d) Calcul de μ_g , μ_p , μ_j :

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 109,58 + 2,1} \right] = 0,59$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 135,79 + 2,1} \right] = 0,65$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 137,81 + 2,1} \right] = 0,34$$

e) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

Avec :

I_f = moment d'inertie fictif.

λ_i = pour les déformation instantanées.

λ_v = pour les déformation de long durée.

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,0156} = 2,59$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot 2,59 = 1,036$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,59 \times 0,59)} = 13804,69 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 1,036 \times 0,59)} = 21660,12 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,59 \times 0,65)} = 13005,27 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,59 \times 0,34)} = 18469,44 \text{ cm}^4$$

II Calcul des flèches partielles (total et admissible) :

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{5596,52 \times (505)^2}{10 \times 32164 \times 13804,69} = 0,32 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{5596,52 \times (505)^2}{10 \times 10819 \times 21660,12} = 0,61 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{6935,4 \times (505)^2}{10 \times 32164 \times 13005,27} = 0,42 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^J} = \frac{7038,69 \times (505)^2}{10 \times 32164 \times 18469,44} = 0,30 \text{ cm}$$

✓ **La flèche totale :**

On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) \leq \Delta f_{t \max}$

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0,61 - 0,30) + (0,42 - 0,32)$$

$$\Delta f_t = 0,407 \text{ cm}$$

✓ **La flèche admissible :**

Pour $L = 505 \text{ m} > 5,00 \text{ m}$

$$\Rightarrow \Delta f_{t \max} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{505}{1000} + 0,5 = 1,01 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f_t = 0,407 \text{ cm} < \Delta f_{t \max} = 1,01 \text{ cm} \longrightarrow$ **condition vérifier**

- **Conclusion :** la flèche est vérifiée.

- **Remarque :**

Et pour les autres planchers, les sollicitations maximales et les armatures sont dans le tableau suivant :

Tableau.III.5: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et le ferrailage :

			Plancher étage de service	Plancher étage d'habitation	Plancher terrasse inaccessible
appuis	Moment Max [daN.m]	ELU	- 817,61	- 666,65	-718,88
		ELS	- 577,68	- 477,04	-521,32
	Ferrailage	Calculé	A= 1,42 cm ²	A= 1,14 cm ²	A= 1,23 cm ²
		Choisie	1T14→ A=1,54 cm ²	1T14→ A=1,54 cm ²	1T14→ A=1,54 cm ²
Travées	Moment Max [daN.m]	ELU	1381,28	1176,62	1326,64
		ELS	985,26	848,83	967,55
	Ferrailage	Calculé	A= 2,26 cm ²	A= 1,92 cm ²	A= 2,17 cm ²
		Choisie	3T12→ A=3,39 cm ²	3T12→ A=3,39 cm ²	3T12→ A=3,39 cm ²
Effort tranchant max [daN.m]			1238,03	1053,1	1188,65
Espacement [cm]			15	15	15

♣ **Dessin de ferrailage :**

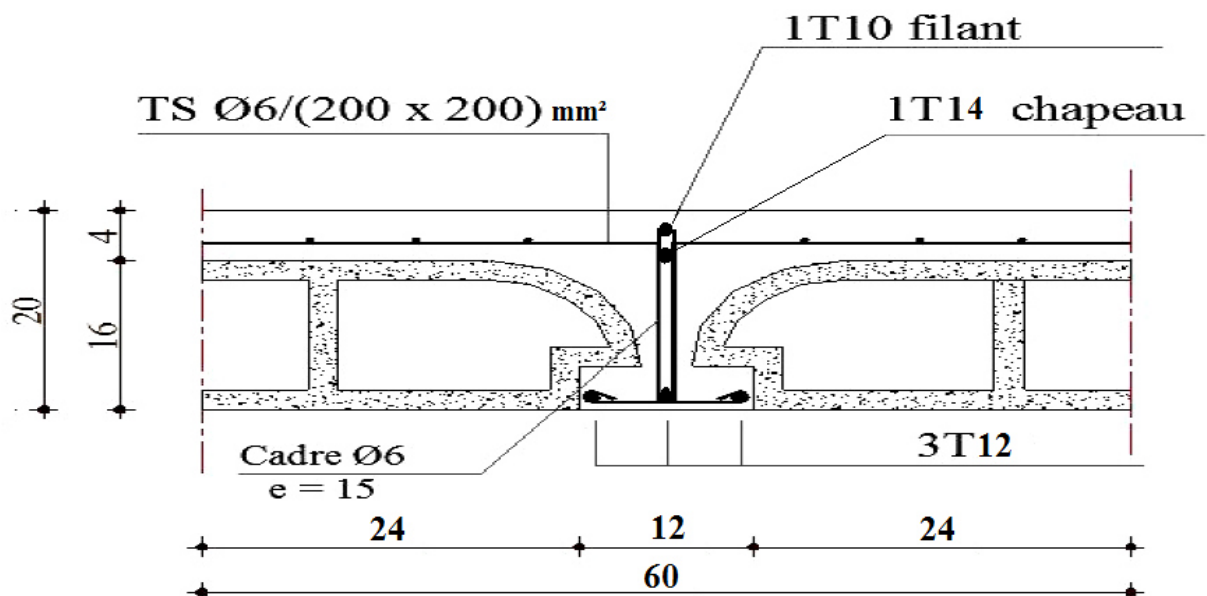


Fig.III.16: Coupe transversale de plancher a corps creux.

▪ III-3/PLANCHER A DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

▪ III.3.1)Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
- Considérons 2 bandes :
 - Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1m et
 - Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1m

Et une charge élémentaire P appliquée sur la partie commune aux deux bandes (voir Fig.III.17).

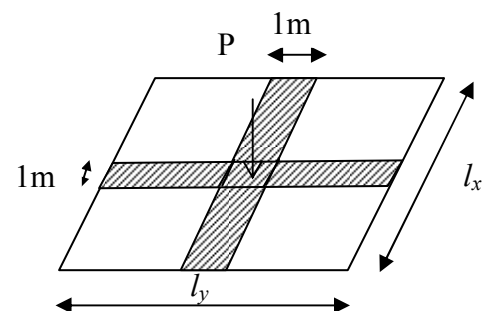
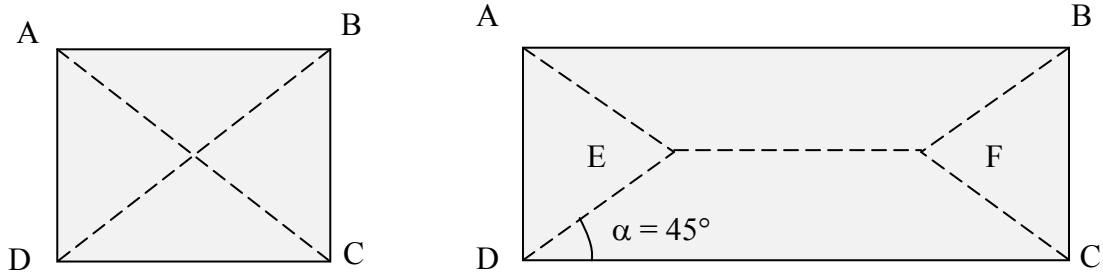


Fig.III.17: Hypothèse de calcul.

✓ Constatations :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.III.18.).



a- Panneau de dalle de forme carrée

b- Panneau de dalle de forme rectangulaire

Fig.III.18: Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.

✓ **Conclusion :**

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[A.7.2,2 BAEL 91].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec : } h_d = 16\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

on prendra $\implies \phi = 10\text{mm}$.

Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91].

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \implies \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

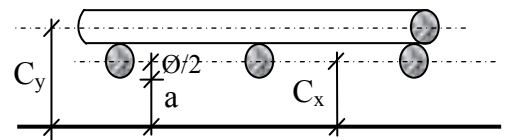


Fig.III.19: Enrobage

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

▪ **III.3.2) Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\begin{cases} G = 606 \text{ daN/m}^2, \\ P = 250 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

a) Combinaisons fondamentales :**1- Etat limite ultime (E L U) :**

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5P$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 606 + 1,5 \times 250 = 1193,1 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = \mathbf{1193,1 \text{ daN/ml.}}$$

2- Etat limite de service (E L S) :

$$\bar{q}_s = G + P$$

$$\bar{q}_s = 606 + 250 = 856 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = \bar{q}_s \times 1,00 = \mathbf{856 \text{ daN/ml.}}$$

b) Calcul des sollicitations :**1- Etat limite ultime (E L U) :**

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \longrightarrow \text{Suivant la direction } l_x. \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \longrightarrow \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases}$$

2- Etat limite de service (E L S) :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \longrightarrow \text{suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \longrightarrow \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Avec :

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu) \text{ et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Coefficient de poisson [A.2.7/ BAEL 91 mod99].

* $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).

* $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

c) Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_x = \frac{q l_x}{2} \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y = \frac{q l_y}{2} \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{cases}$$

d) Mode d'encastrement :

- Pour les panneaux intermédiaires : [BAEL 91 / A.8.2,32]

$$\text{Moments en travée} \begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{ox} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \begin{cases} M_{ax} = - 0,5 M_{ox} \\ M_{ay} = - 0,5 M_{oy} \end{cases}$$

- Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moments en travée} \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{ox} \\ M_{ty} = 0,85 M_{oy} \end{cases}$$

$$\text{Moments sur appuis intermédiaires} \begin{cases} M_{aix} = - 0,5 M_{ox} \\ M_{aiy} = - 0,5 M_{oy} \end{cases}$$

$$\text{Moments sur appuis de rive} \begin{cases} M_{arx} = - 0,3 M_{ox} \\ M_{ary} = - 0,3 M_{oy} \end{cases}$$

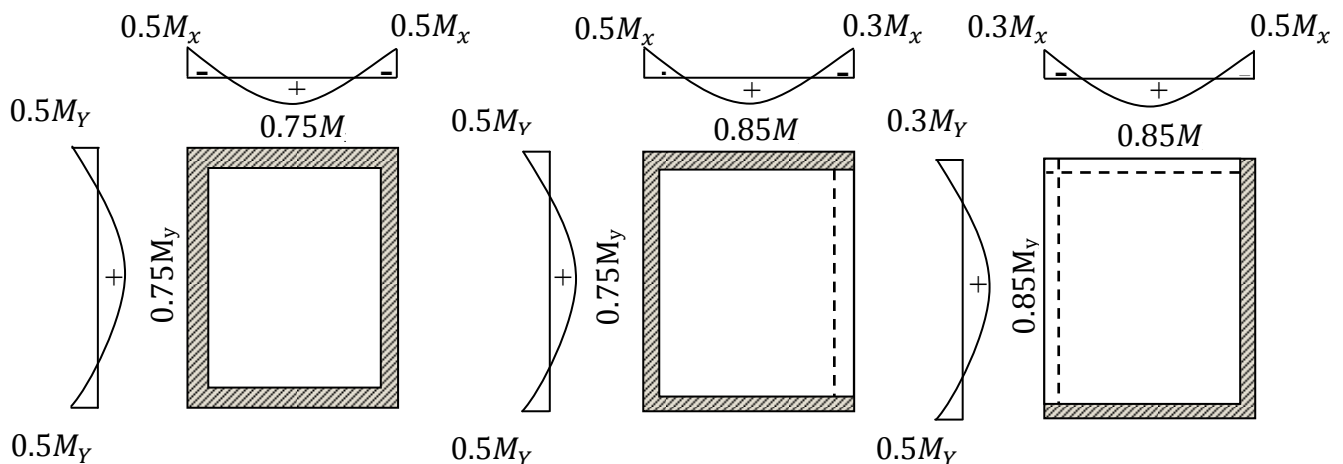
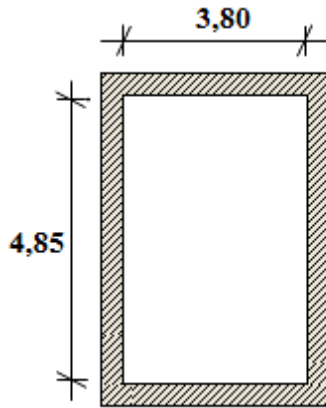


Fig.III.20: schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant

Type 01 :



▪ **III.3.3) calcul des moments fléchissant :**

Le panneau porte dans deux sens l_x et l_y

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q l_x^2 & \text{« sens } l_x \text{ »} & (\text{bande parallèle à } l_x) \\ M_y = \mu_y \times M_{0x} & \text{« sens } l_y \text{ »} & (\text{bande parallèle à } l_y) \end{cases}$$

Tableau.III.6: Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y [art 2.1.2/ BAEL91]

calculs	μ_x	μ_y
Sollicitation à l'E.L.U et à E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)}$	$\alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] \geq \frac{1}{4}$
Déformations à l'E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2 \times \alpha^3)}$	$\alpha^2 [1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2] \geq \frac{1}{4}$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times 0,78^3)} = 0,058$$

$$\mu_y = \alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] = 0,78^3 \times [1,9 - 0,9 \times 0,78] = 0,569 > \frac{1}{4}$$

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,058 \times 1193,1 \times 3,8^2 = 999,25 \text{ daN} \cdot \text{m} \\ M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 0,569 \times 999,25 = 568,57 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,058 \times 856 \times 3,8^2 = 716,92 \text{ daN} \cdot \text{m} \\ M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} = 0,569 \times 716,92 = 407,93 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

● **Remarque :**

Pour les calculs des ferrillages de la dalle plein, on prendre le cas le plus défavorable.

Tableau.III.7: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (daN.m)	-499,63	-358,46	-170,57	-122,38
M_t (daN.m)	849,36	609,38	483,28	346,74

❖ **III.3.4) Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

Sens(X-X) :

a) En travée :

➤ **ELU :**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8493,6}{14,2 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,028$$

FeE400 $\Rightarrow \mu_1 = 0,392$

$\mu = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,986$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{8493,6}{0,986 \times 348 \times 14,5} = 1,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(1,71 ; 1,28) \Rightarrow A = 1,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

4T10/ml $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$)

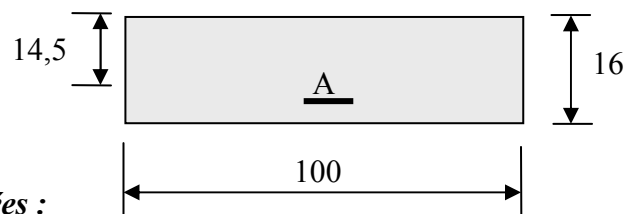


Fig.III.21: Section de calcul en travée sens x-x.

➤ **E.L.S :**

$$M_{tx}^{ser} = 609,38 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{849,36}{609,38} = 1,39$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4 > \alpha = 0,036$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

Inégalité vérifiée \implies aucune vérification pour la contrainte du béton

\implies Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

b) En appuis :

➤ **E.L.U :**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4996,3}{14,2 \times (14,5)^2 \times 100} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,992$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{4996,3}{0,992 \times 348 \times 14,5} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(1 ; 1,28) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e = 25 \text{ cm})$$

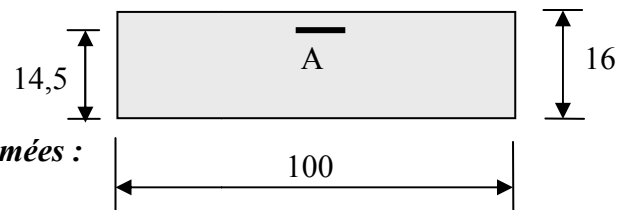


Fig.III.22: Section de calcul en appui sens x-x.

➤ **E.L.S :**

$$M_{ax} = -358,46 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{4996,3}{3584,6} = 1,39$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4 > \alpha = 0,027$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

Inégalité vérifiée \implies aucune vérification pour la contrainte du béton

\implies Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

Sens (Y-Y) :

a) En travée :

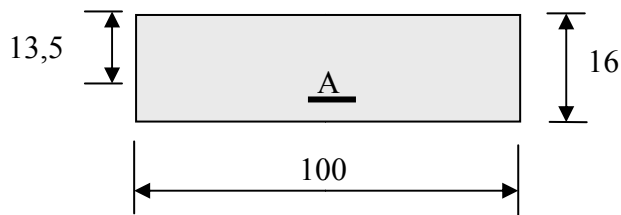


Fig.III.23: Section de calcul en travée sens y-y

b) En appui :

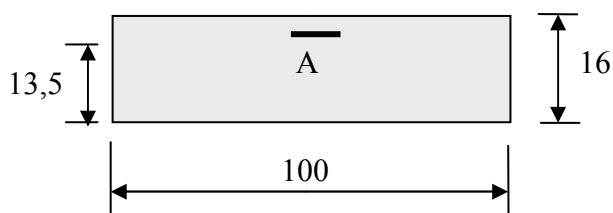


Fig.III.24: Section de calcul en appui sens y-y

● **Remarque :**

Le calcul dans ce sens est similaire à celui dans le sens xx. Pour ce la , nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes ferrailages de la dalle pleine dans les deux sens.

Tableau.III.8: Ferrailage de dalle pleine.

Sens combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y		
	Moments	M _t (daN.m)	M _a (daN.m)	M _t (daN.m)	M _a (daN.m)
E.L.U	849,36	-499,63	483,28	-170,57	
E.L.S	609,38	-358,46	346,74	-122,38	
A calculée (cm ²)	1,71	1,01	1,05	0,37	
A _{min}	1,28				
Choix des armatures	A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml)	A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml)	A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml)	A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml)	
	e = 25 cm				

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

L'effort tranchants suivants sur chacun des 4 cotés est uniforme et à pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{ql_x}{2} \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y = \frac{ql_y}{2} \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{array} \right.$$

$$T_x^u = \frac{1193,1 \times 3,8}{2} \times \frac{4,85^4}{4,85^4 + 3,80^4} = 1646,43 \text{ daN} / m_L$$

$$T_y^u = \frac{1193,1 \times 4,85}{2} \times \frac{3,80^4}{4,85^4 + 3,80^4} = 791,89 \text{ daN} / m_L$$

$$T_{\max}^u = \max (T_x^u ; T_y^u) \Rightarrow T_{\max}^u = 1646,43 \text{ daN} / m_L$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{1646,43 \times 10}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,11 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{mm^2} = \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad [B.6.7,2 / p98 / BAEL 91 R99]$$

$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ Vérification de la flèche :

✓ Condition de vérification de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

Pour la dalle pleine portant sur quatre cote ($0,4 \leq \rho \leq 1$) ; la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si :

- $\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$

On fait vérifier pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{380} = 0,042$$

$$\frac{M_{tx}^{ser}}{20M_x^{ser}} = \frac{609,38}{20 \times 716,92} = 0,04 \Rightarrow \frac{hd}{lx} > \frac{Mt_x}{20 Mx} \Rightarrow C.V$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} = \frac{3,14}{100 \times 14,5} = 0,002$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,002 < 0,005 \Rightarrow C.V$$

⇒ Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

♣ Dessin de ferrailage :

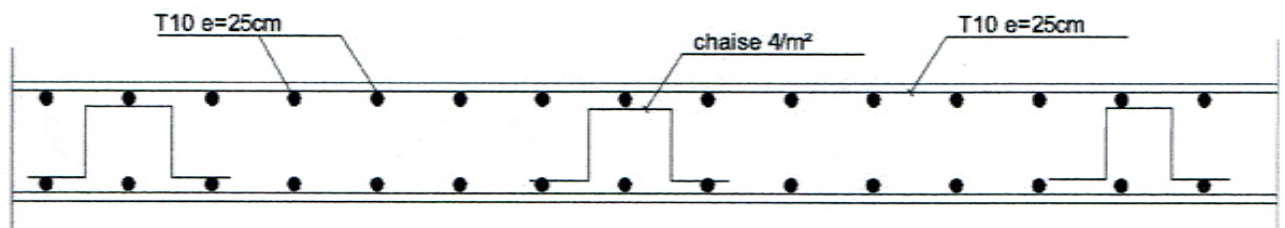
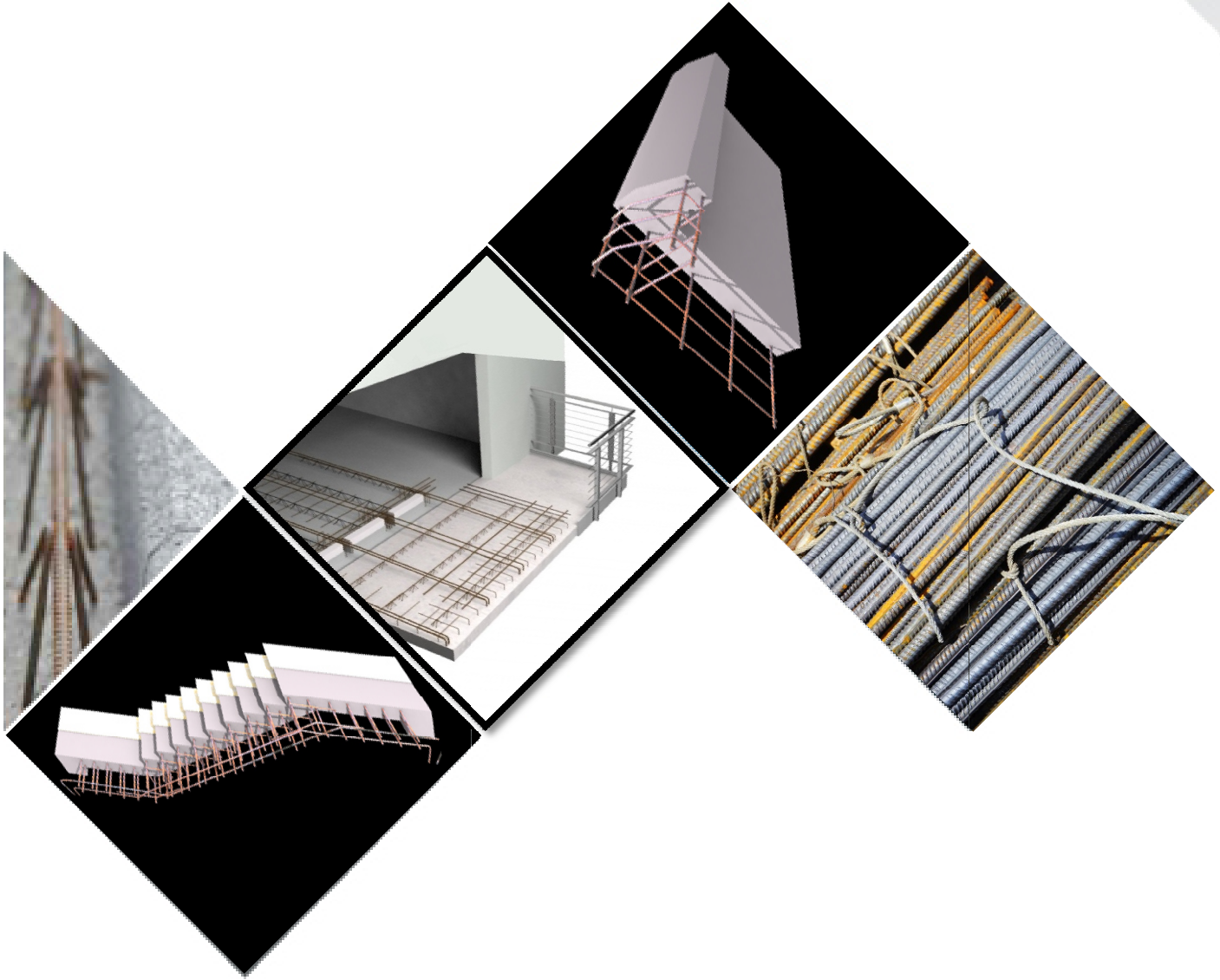


Fig.III.25: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre

IV

Etude des éléments non structuraux



CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

▪ IV-1/ LES ESCALIERS :

Généralités :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment, les composantes d'escalier présenté dans la (**Figure IV-1**), il est soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Ces différentes charges peuvent entraîner les dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation – fissuration ou même la ruine de l'escalier).

Pour éviter ce risque on, doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

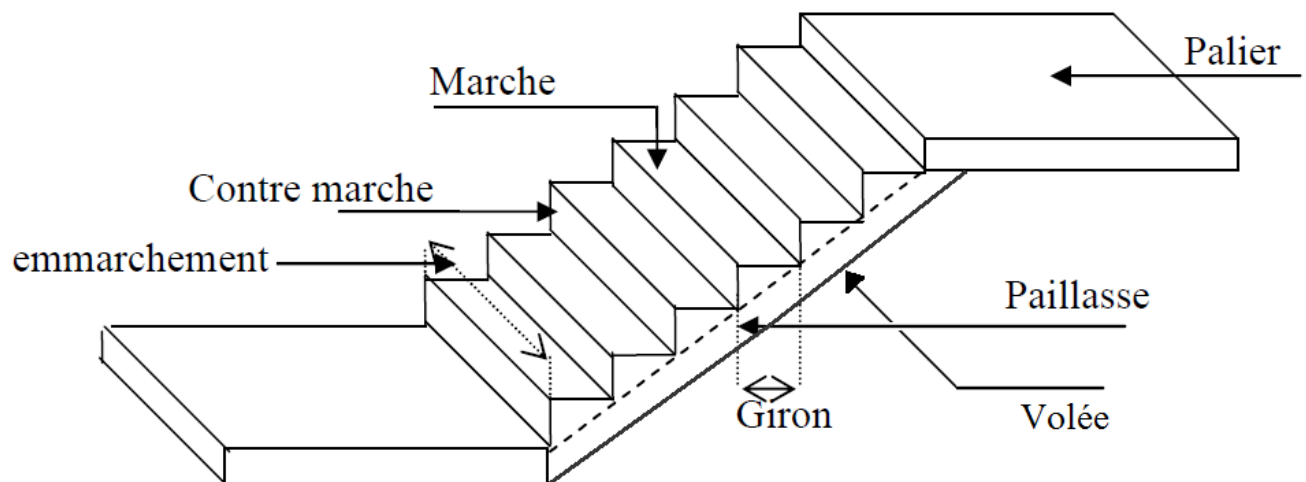


Figure IV-1 : schéma d'un escalier.

✓ Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers :

Type 1 : Un escalier à quatre volées et à trois paliers intermédiaire (étage courant).

Type 2 : Un escalier à trois volées et à deux paliers intermédiaire (RDC).

IV.1.1) Type1 : Un escalier à quatre volées et à trois paliers intermédiaire

Dans notre projet, nous avons des escaliers à paillasse porteuse en béton armé. Les dimensions des marches (g) et contre marches (h) sont les suivantes :

$$h_e = n \times h$$

h_e : la hauteur d'étage.

h : la hauteur des contres marches

g : giron de la marche varie de 22 à 33cm.

On prend :

$$g = 30\text{cm.}$$

la projection horizontale de la longueur totale du volée $L = (n - 1) g$

n : nombre de contre marches.

n - 1 : nombre de marches.

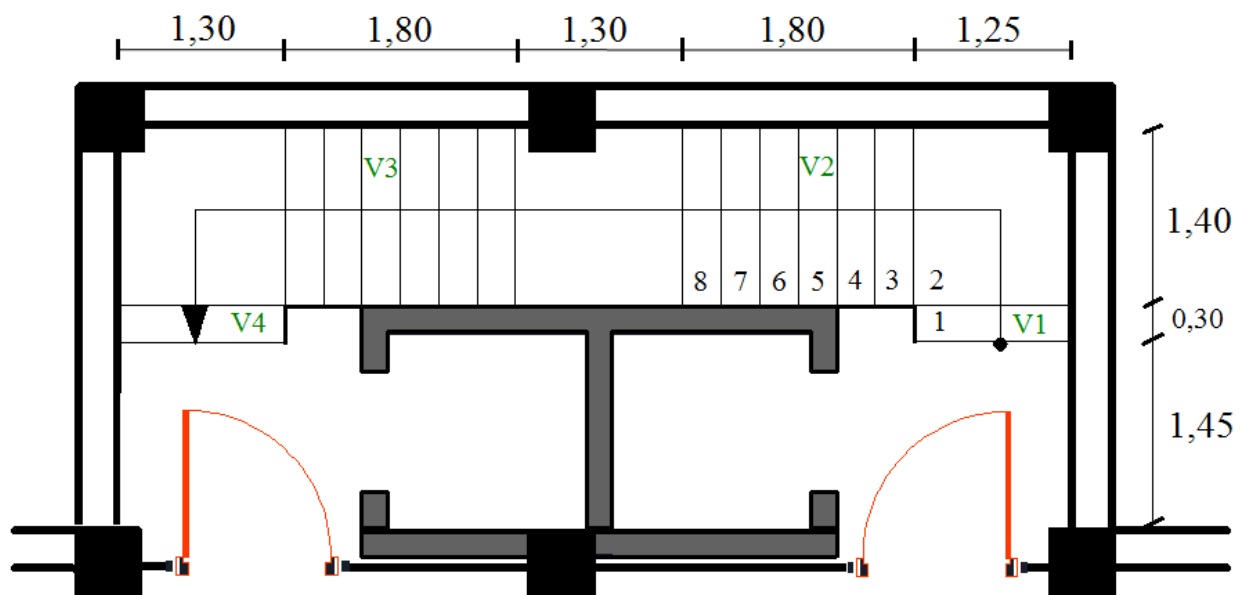


Figure IV-2 : vue en plan de l'escalier des étages courants (type1).

Pré- dimensionnement :

✓ *Calcul du nombre de contre- marches « n » :*

$$h' = h_e / 2 = 3,06 / 2 = 1,53\text{m} = 153 \text{ cm.}$$

On prend : $h = 17\text{cm} \Rightarrow n = h' / h = 153 / 17 = 9$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow n = \mathbf{9} \text{ contre marches.} \\ \Rightarrow n - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8} \text{ marches.} \end{array} \right.$$

✓ **La relation de Blondel** : $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

$g + 2h = 64$ (Bâtiment à usage d'habitation)

Donc : $2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$ et que $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$ D'où la relation de Blondel est vérifiée.

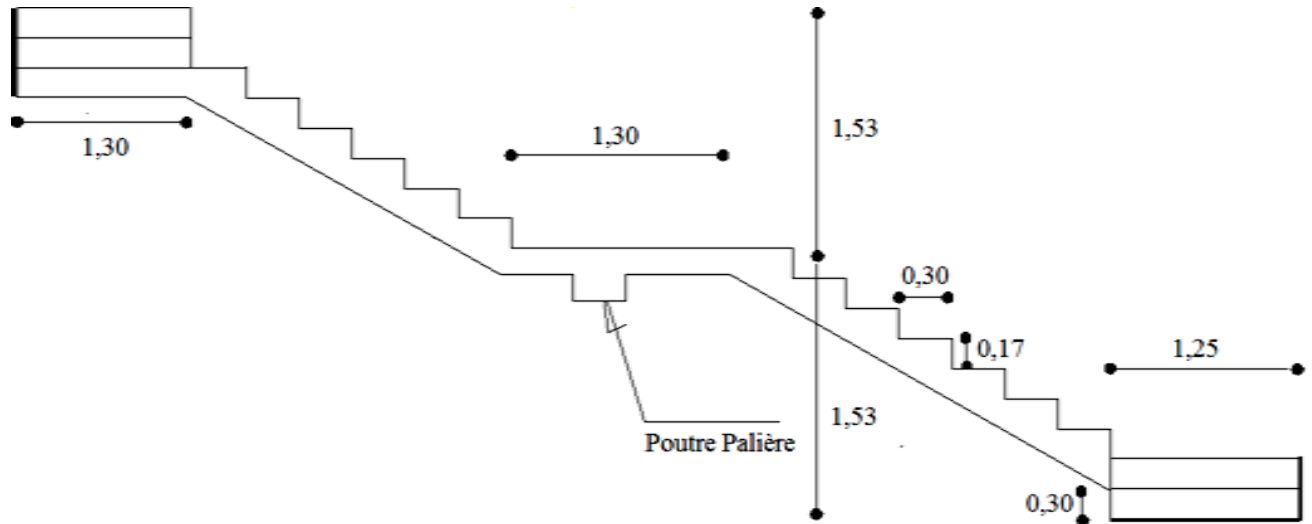


Figure IV-3 : coupe au niveau de l'escalier (type1).

✓ **Emmarchement (E) \leq largeur du palier (l_p)**

$E = 1,40 \text{ m}$ et $l_p = 1,45 \text{ m}$. (bon)

✓ **Pente ($30^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$)**

$\text{Tg } \alpha = \text{tg } \alpha = \frac{119}{180} = 0,661$ alors $\alpha = 33^\circ$ (bon)

✓ **L'inclinaison de la paillasse :**

$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$

✓ **La longueur de la paillasse :**

$L = \frac{1,53}{\sin(29,54)} = 3,10 \text{ m}$

✓ **Épaisseur de la paillasse :**

Condition de résistance : $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{310}{30} < e < \frac{310}{20}$

D'où $e_p = (10,33 < e < 15,5) \text{ cm}$

✓ **Conclusion :**

En prend : $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$

Descente de charge:

Volée :

✓ **Charges permanentes :**

- Poids propre de la paillasse ($2500 \times e_p / \cos \alpha$).....431,03daN/m²
- Poids propre des marches ($2200 \times h/2$).....187daN/m²
- Revêtement horizontale (Carrelage ; mortier de pose ; sable).....104 daN/m²
- Revêtement verticale ($104 \times h/g$)..... 58,93daN/m²
- Enduit au ciment ($18 \times 1,5 / \cos \alpha$).....31,03daN/m²

G₁ = 811,99daN/m²

✓ **Charges d 'exploitation :**

- D'après le DTR $\Rightarrow P_1 = 250 \text{ daN / m}^2$.

✓ **Combinaisons fondamentales :**

- **ELU** : $\bar{Q}_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5P_1 = 1,35 (811,99) + 1,5 (250) = 1471,18 \text{ daN/m}^2$
- **ELS** : $\bar{Q}_{s1} = G_1 + P_1 = 811,99 + 250 = 1061,99 \text{ daN / m}^2$

✓ **Pour une bande de 1m de largeur :**

- $q_{u1} = \bar{Q}_{u1} \times 1 \Rightarrow q_{u1} = 1471,18 \text{ daN/ml}$
- $q_{s1} = \bar{Q}_{s1} \times 1 \Rightarrow q_{s1} = 1061,99 \text{ daN / ml}$.

Palier :

✓ **Charges permanentes :**

- Revêtement horizontale (Carrelage ; matériaux de pose).....104 daN/m²
- Poids propre du palier ($2500 \times e$).....375daN/m²
- Enduit au ciment (1,5 cm) ($1800 \times 1,5$).....27 daN/m²

G₂ = 506daN/m²

✓ **Surcharges d 'exploitation :**

- ✓ - D'après le DTR $\Rightarrow P_2 = 250 \text{ daN / m}^2$.

✓ **Combinaisons fondamentales :**

- **ELU** : $\bar{Q}_{u2} = 1,35 G_2 + 1,5P_2 = 1,35 (506) + 1,5 (250) \Rightarrow \bar{Q}_{u2} = 1058,1 \text{ daN / m}^2$
- **ELS** : $\bar{Q}_{s2} = G_2 + P_2 = 506 + 250 \Rightarrow \bar{Q}_{s2} = 756 \text{ daN / m}^2$

✓ **Pour une bande de 1m de largeur ;**

- $q_{u2} = \bar{Q}_{u2} \times 1 \Rightarrow q_{u2} = 1058,1 \text{ daN / ml}$.
- $q_{s2} = \bar{Q}_{s2} \times 1 \Rightarrow q_{s2} = 756 \text{ daN / ml}$.

Détermination des moments max :

Le calcul d'escalier se fait pour 1 ml :

E.L.U. : (Volée 2)

$$q_{u1} = 1471,18 \text{ daN/ml}$$

$$q_{u2} = 1058,1 \text{ daN / ml}$$

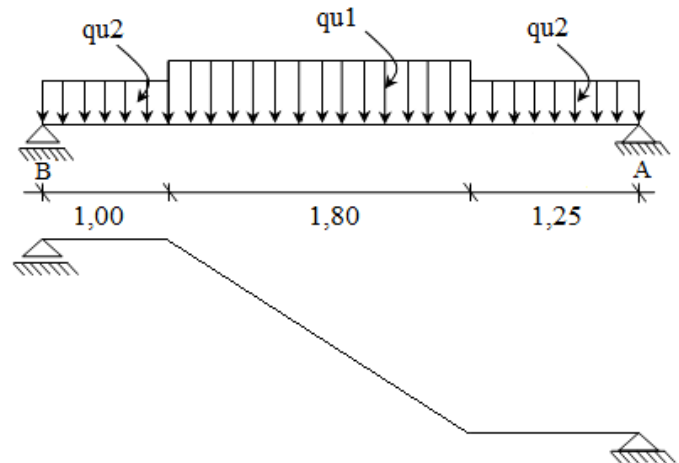


Figure IV-4 : Schéma statique de volée 2.

✓ Equation d'équilibre :

$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times 4,05 = q_2 \times 1 \times \frac{1}{2} + q_1 \times 1,8 \times \left(\frac{1,8}{2} + 1 \right) + q_2 \times 1,25 \times \left(\frac{1,25}{2} + 2,8 \right)$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{10090,48}{4,05} = 2491,48 \text{ daN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4,05 = q_2 \times 1,25 \times \frac{1,25}{2} + q_1 \times 1,8 \times \left(\frac{1,8}{2} + 1,25 \right) + q_2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} + 3,05 \right)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{10276,36}{4,05} = 2537,37 \text{ daN}$$

Vérification :

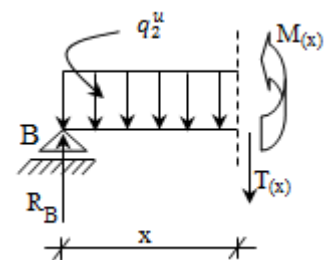
$$\sum F/y = 0 \Rightarrow$$

$$R_A + R_B - q_1 \times 1,80 - q_2 (1,00 + 1,25) = 2491,48 + 2537,37 - 1471,18 \times 1,80 - 1058,1(1,00 + 1,25) = 0$$

✓ Expression de l'effort tranchant et moment fléchissant :

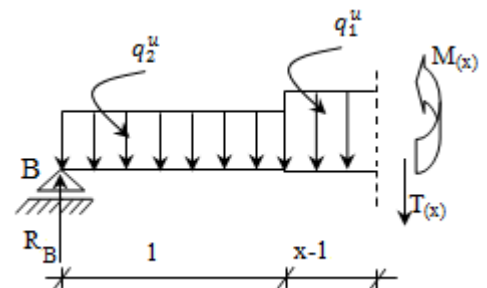
❖ Section: $0 < x < 1$

$$\begin{cases} T(x) = R_B - q_2 x \\ M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases} \quad \text{On a : } \begin{cases} T(x) = \frac{d M(x)}{d x} \end{cases}$$



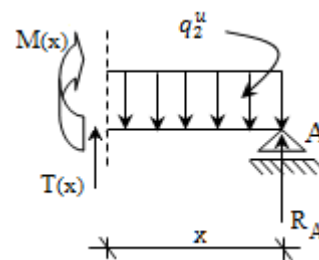
❖ Section: $1 < x < 2,8$

$$\begin{cases} T(x) = R_B - q_2 \times 1 - q_1 (x - 1) \\ M(x) = R_B x - q_2 \times 1 \left(x - \frac{1}{2} \right) - q_1 \frac{(x - 1)^2}{2} \end{cases}$$



❖ **Section: $0 < x < 1,25$**

$$\begin{cases} T(x) = -R_A + q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



❖ **Expression du moment fléchissant maximum :**

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2950,45 - 1471,18 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 2,005m$$

Tableau. IV.1: Effort tranchant et moment fléchissant à état limite ultime (volée 2).

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	2537,37	0
1	1479,27	2008,32
2,005	0	2752,02
2,8	-1168,85	2287,69
4,05	-2491,48	0
Effort tranchant maximum (daN)		2537,37
Moment fléchissant maximum (daN.m)		2752,02

Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.2M_{\max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_{\max}$.

• **Remarque :**

Pour état limite de service (E.L.S) on fait le même calcul mais on change q_1 et q_2 , et même calcul pour les autres volées de type 1 et type 2 ; on obtient les résultats dans les tableaux suivants.

E.L.S: (Volée 2)

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{s1} = 1061,99 \text{ daN / ml} \\ q_{s2} = 756 \text{ daN / ml} \\ R_A = 1789,29 \text{ daN} \\ R_B = 1823,29 \text{ daN} \\ \implies M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 2,005m \end{array} \right.$$

Tableau. IV.2: Effort tranchant et moment fléchissant à état limite de service (volée 2)

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	1823,29	0
1	1067,29	1445,29
2,005	0	1981,59
2,8	-844,29	1645,98
4,05	-1789,29	0
Effort tranchant maximum (daN)		1823,29
Moment fléchissant maximum (daN.m)		1981,59

E.L.U : (Volée 3)

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = 1471,18 \text{ daN/ml} \\ q_{u2} = 1058,1 \text{ daN / ml} \\ R_B = 2167,73 \text{ daN} \\ R_C = 1855,92 \text{ daN} \\ \implies M_{\max} \implies T(x_m) = 0 \implies x_m = 1,626 \text{ m} \end{array} \right.$$

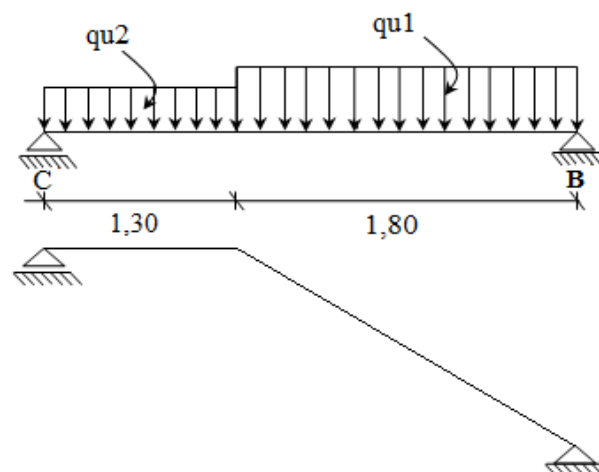


Figure IV-5 : Schéma statique de volée 3.

Tableau. IV.3: Effort tranchant et moment fléchissant à état limite ultime (volée 3)

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	1855,92	0
1,3	480,39	1518,60
1,626	0	1597,04
3,1	-2167,73	0
Effort tranchant maximum (daN)		1855,92
Moment fléchissant maximum (daN.m)		1597,04

E.L.S: (Volée 3)

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{s1} = 1061,99 \text{ daN / ml} \\ q_{s2} = 756 \text{ daN / ml.} \\ R_B = 1562,68 \text{ daN} \\ R_C = 1331,70 \text{ daN} \\ \implies M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 1,628 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau. IV.4: Effort tranchant et moment fléchissant à état limite de service(volée 3)

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	1331,70	0
1,3	348,90	1092,39
1,628	0	1149,71
3,1	-1562,68	0
Effort tranchant maximum (daN)		1331,70
Moment fléchissant maximum (daN.m)		1149,71

E.L.U : (Volées 1 et 4)

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = 1471,18 \text{ daN/ml} \\ q_{u2} = 1058,1 \text{ daN / ml} \\ R_E = 1727,49 \text{ daN} \\ R_A = 1729,45 \text{ daN} \\ \implies M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 1,568 \text{ m} \end{array} \right.$$

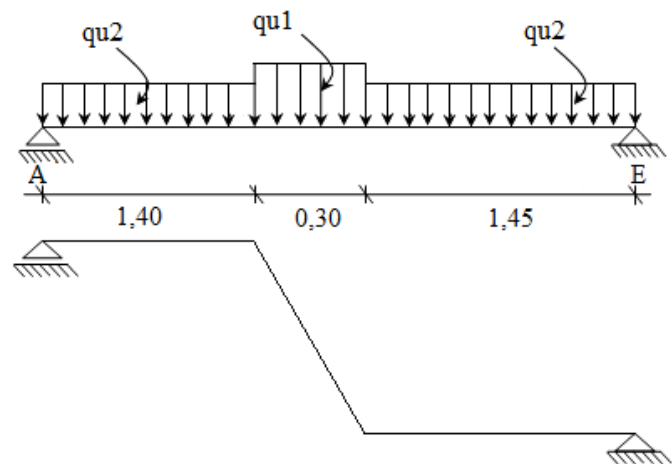


Figure IV-6 : Schéma statique de volées 1 et 4.

Tableau. IV.5: Effort tranchant et moment fléchissant à état limite ultime (volées 1 et 4)

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	1729,45	0
1,4	248,11	1384,29
1,568	0	1405,22
1,7	-193,24	1392,53
3,15	-1727,49	0
Effort tranchant maximum (daN)		1729,45
Moment fléchissant maximum (daN.m)		1405,22

E.L.S : (Volées 1 et 4)

$$\left\{ \begin{array}{l}
 q_{s1} = 1061,99 \text{ daN/ml} \\
 q_{s2} = 756 \text{ daN / ml} \\
 R_E = 1235,87 \text{ daN} \\
 R_A = 1237,33 \text{ daN} \\
 \implies M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 1,568 \text{ m}
 \end{array} \right.$$

Tableau. IV.6: Effort tranchant et moment fléchissant à état limite de service (volées 1 et 4)

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	1237,33	0
1,4	178,93	991,38
1,568	0	1006,45
1,7	-139,67	997,27
3,15	-1235,87	0
Effort tranchant maximum (daN)		1237,33
Moment fléchissant maximum (daN.m)		1006,45

▪ **IV.1.2) Type2 : Un escalier à trois volées et à deux paliers intermédiaire.**

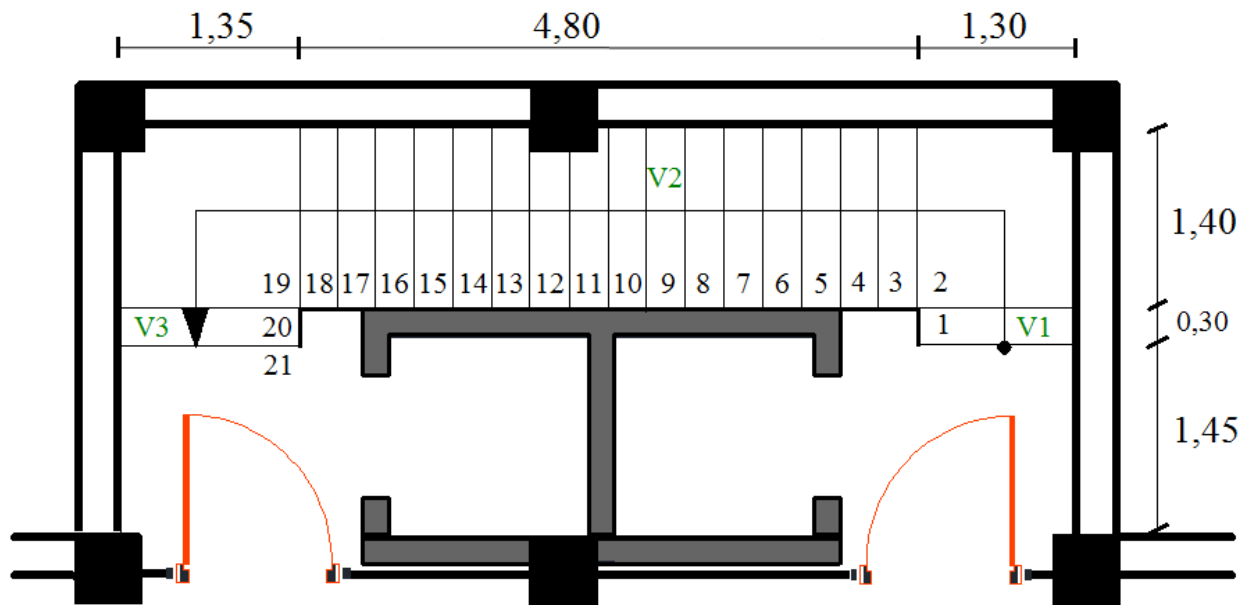


Figure IV-7 : vue en plan de l'escalier RDC (type2).

a. Pré- dimensionnement :

✓ *Calcul du nombre de contre- marches « n » :*

$$n = h_e / 17 = 21.$$

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow n = 21 \text{ contre marches.} \\ \Rightarrow n - 1 = 21 - 1 = 20 \text{ marches.} \end{array} \right.$$

✓ *La relation de Blondel* : $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

$g + 2h = 64$ (Bâtiment à usage d'habitation)

Donc : $2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$ et que $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$ D'où la relation de Blondel est vérifiée.

✓ *Emmarchement (E) ≤ largeur du palier (lp)*

$E = 1,40 \text{ m}$ et $L_p = 1,45 \text{ m}$. (bon)

✓ *Pente ($30^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$)*

$$\text{Tg } \alpha = \text{tg} \alpha = \frac{144,5}{240} = 0,602 \text{ alors } \alpha = 31^\circ \text{ (bon)}$$

✓ *L'inclinaison de la paillasse :*

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

✓ **La longueur de la paillasse (la moitié)**

$$L = \frac{1,53}{\sin(29,54)} = 3,10m$$

✓ **Épaisseur de la paillasse :**

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{310}{30} < e < \frac{310}{20}$$

$$\text{D'où } e_p = (10,33 < e < 15,5)cm$$

✓ **Conclusion :**

En prend : $e_{palier} = e_{paillasse} = 15cm$

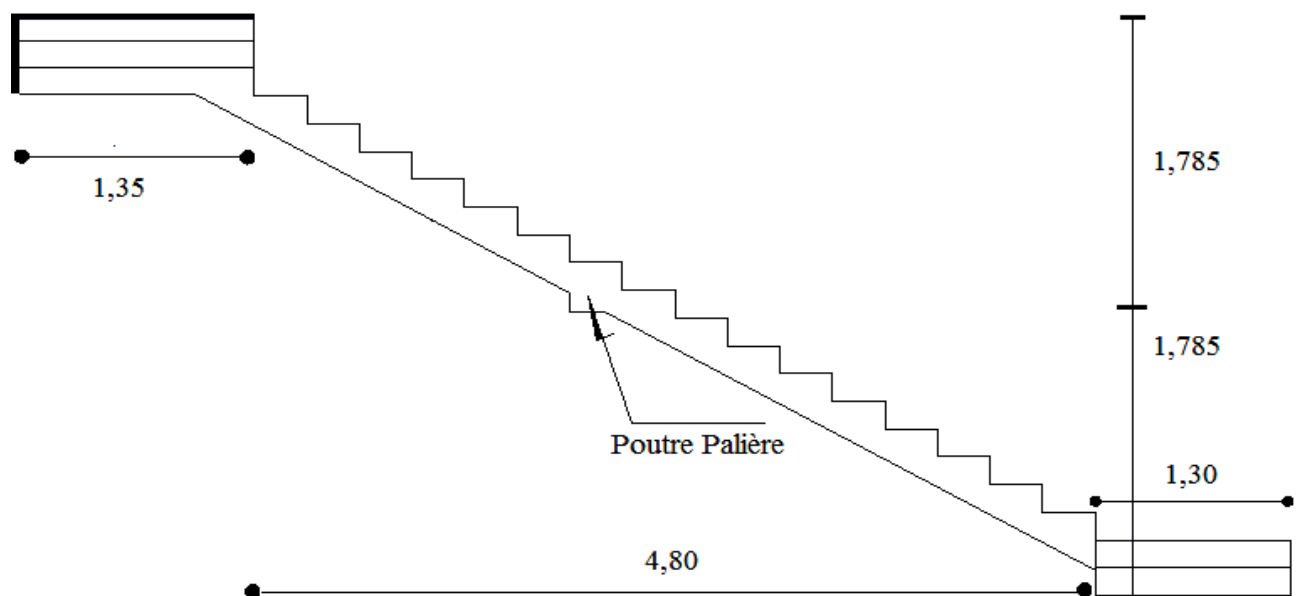


Figure IV-8 : coupe au niveau de l'escalier (type2).

b. Détermination des moments max : Le calcul d'escalier se fait pour 1 ml :

E.L.U : (Volée 2)

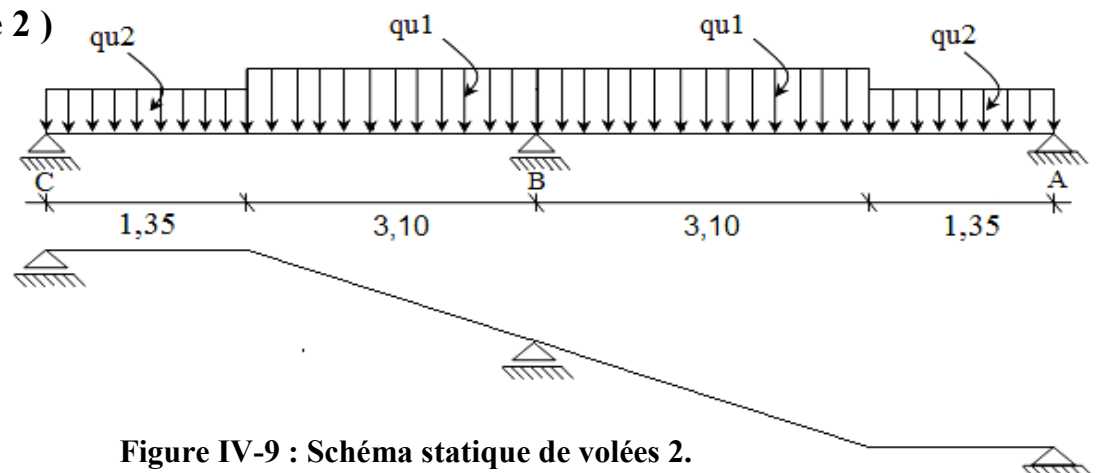


Figure IV-9 : Schéma statique de volées 2.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = 1471,18 \text{ daN/ml} \\ q_{u2} = 1058,1 \text{ daN / ml} \\ R_A = 2528,32 \text{ daN} \\ R_B = 5283,24 \text{ daN} \\ R_C = 2054,06 \text{ daN} \end{array} \right.$$

⇒ Section: $1,35 < x < 3,4$: $M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 1,775m$

⇒ Section: $3,4 < x < 6,15$: $M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 5,06m$

Tableau. IV.7: Effort tranchant et moment fléchissant à état limite ultime (volée 2-type a).

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	2054,06	0
1,35	625,62	1808,79
1,775	0	1941,81
3,4	-2390,29	0
3,4	2892,95	0
5,06	0	3020,70
6,15	-1152,79	2392,72
7,45	-2528,32	0
Effort tranchant maximum (daN)		2892,95
Moment fléchissant maximum (daN.m)		3020,70

✓ Vérification des Réactions :

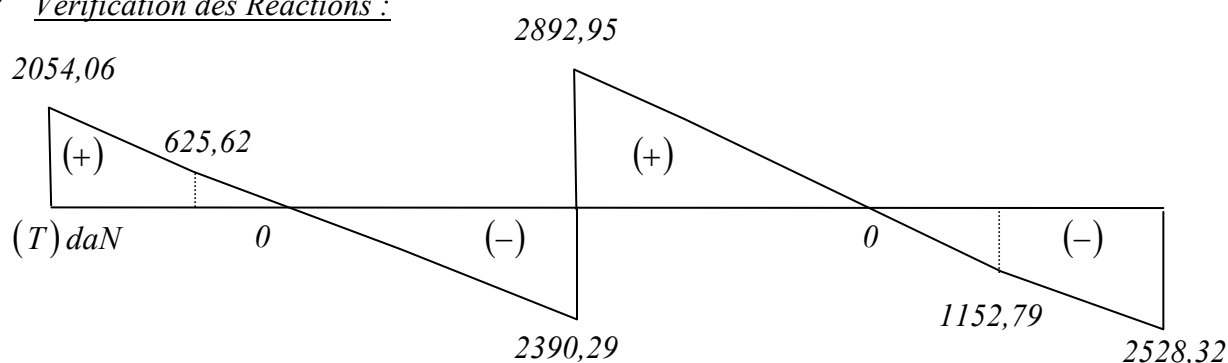


Figure IV-10 : Diagrammes des sollicitations E.L.U.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_C = 2054,06 - 0 = 2054,06 \text{ daN} \\ R_B = 2892,95 - (-2390,29) = 5283,24 \text{ daN} \\ R_A = 0 - (-2528,32) = 2528,32 \text{ daN} \end{array} \right.$$

E.L.S: (Volée 2)

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{s1} = 1061,99 \text{ daN / ml} \\ q_{s2} = 756 \text{ daN / ml.} \\ R_A = 1816,58 \text{ daN} \\ R_B = 3810,06 \text{ daN} \\ R_C = 1474,31 \text{ daN} \end{array} \right.$$

====> **Section: $1,35 < x < 3,4$: $M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 1,777 \text{ m}$**

====> **Section: $3,4 < x < 6,15$: $M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 5,047 \text{ m}$**

Tableau. IV.8: Effort tranchant et moment fléchissant à état limite de service(volée 2-type a).

X(m)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)
0	1474,31	0
1,35	453,71	1301,41
1,777	0	1398,32
3,4	-1723,37	0
3,4	2086,69	0
5,047	0	2182,53
6,15	-833,78	1722,74
7,45	-1816,58	0
Effort tranchant maximum (daN)		2086,69
Moment fléchissant maximum (daN.m)		2182,53

✓ Vérification des Réactions :

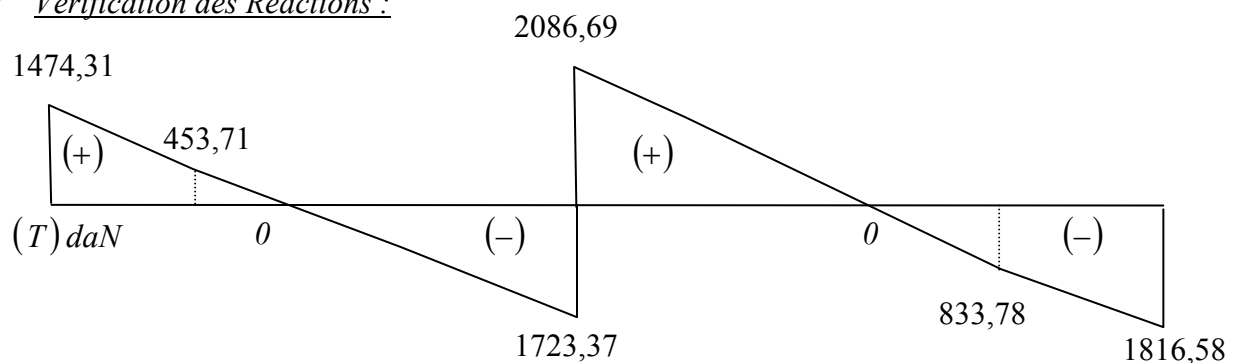


Figure IV-11 : Diagrammes des sollicitations E.L.S.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_C = 1474,31 - 0 = 1474,31 \text{ daN} \\ R_B = 2086,69 - (-1723,37) = 3810,06 \text{ daN} \\ R_A = 0 - (-1816,58) = 1816,58 \text{ daN} \end{array} \right.$$

• **Remarque :**

Pour les volées 1 et 3 c'est des même volées 1 et 4 de type d'escalier 1

Tableau. IV.9: Effort tranchant et moment fléchissant maximums.

	E.L.U	E.L.S
Effort tranchant maximum (daN)	2892,95	2086,69
Moment fléchissant maximum (daN.m)	3020,70	2182,53

IV.1.3) Calcul du ferrailage :

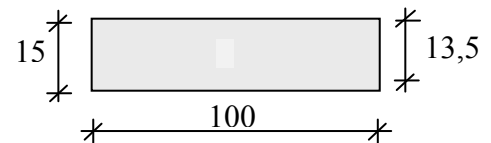


Fig.IV.12: Section de calcul

• **Remarque :**

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple et les résultats sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-10 : Tableau récapitulatif du ferrailage.

Escalier	A_{min} [cm ² /ml]	A_{cal} [cm ² /ml]	Barres choisis	A_{cor} [cm ² /ml]	espacement [cm]	$A_{répartitions}$ [cm ² /ml]	espacement [cm]
Travées	1,63	5,41	5T12	5,65	20	4T8 → 2,01	25
Appuis		1,63	4T8	2,01	25	3T8 → 1,51	33

$$\left\{ \begin{array}{l} 5T12 \rightarrow e = 20\text{cm} \leq \min [3h ; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ 4T8 \rightarrow e = 25\text{cm} \leq \min [3h ; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ 4T8_{rép} \rightarrow e = 25\text{cm} \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = 45\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ 3T8_{rép} \rightarrow e = 33\text{cm} \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = 45\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

vérification les efforts tranchants :

$$\Rightarrow T_{max} = 2892,95 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{2892,95}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise du bétonnage \implies Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

♣ **Dessin de ferrailage :**

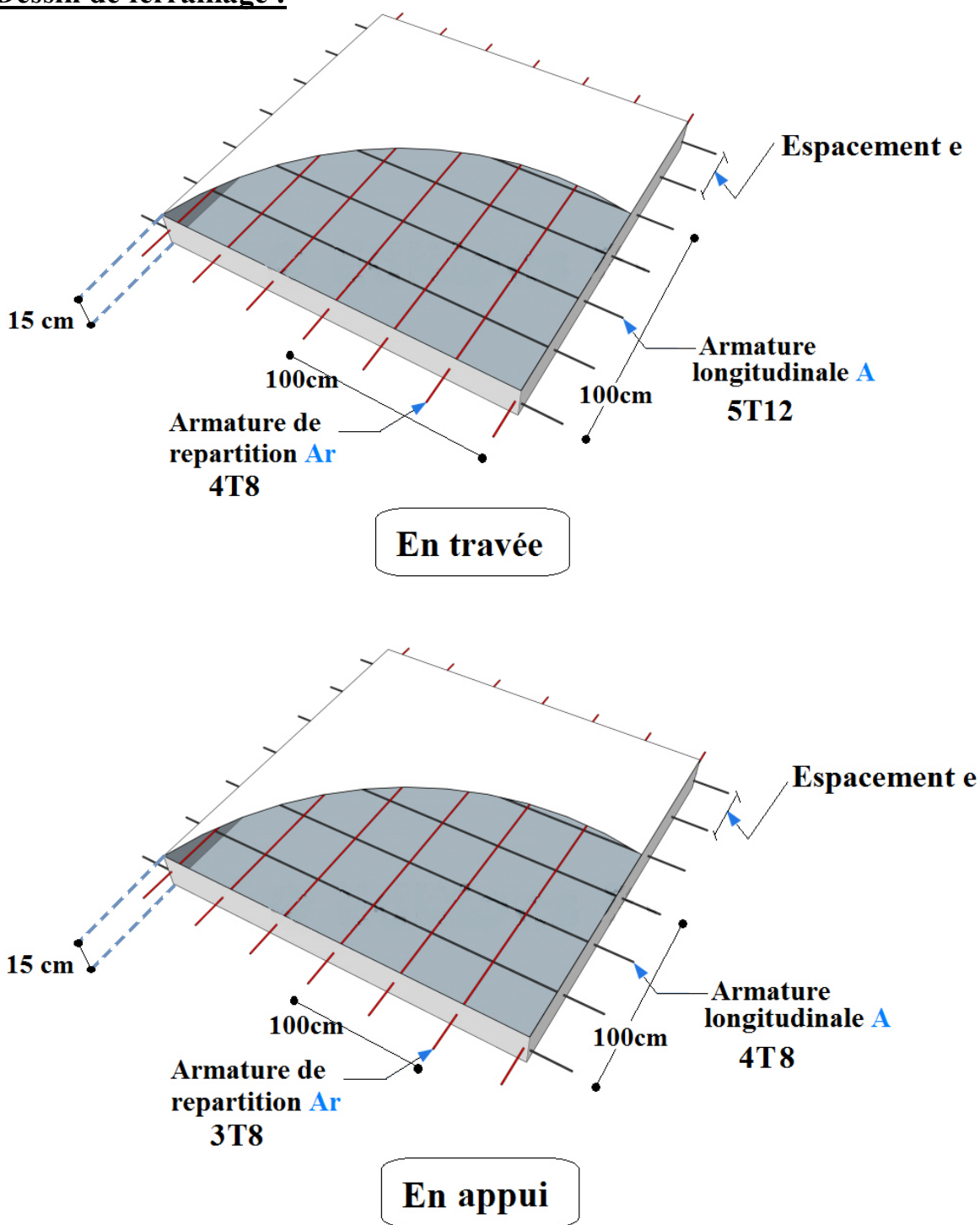


Fig.IV.13: Ferrailage de l'escalier

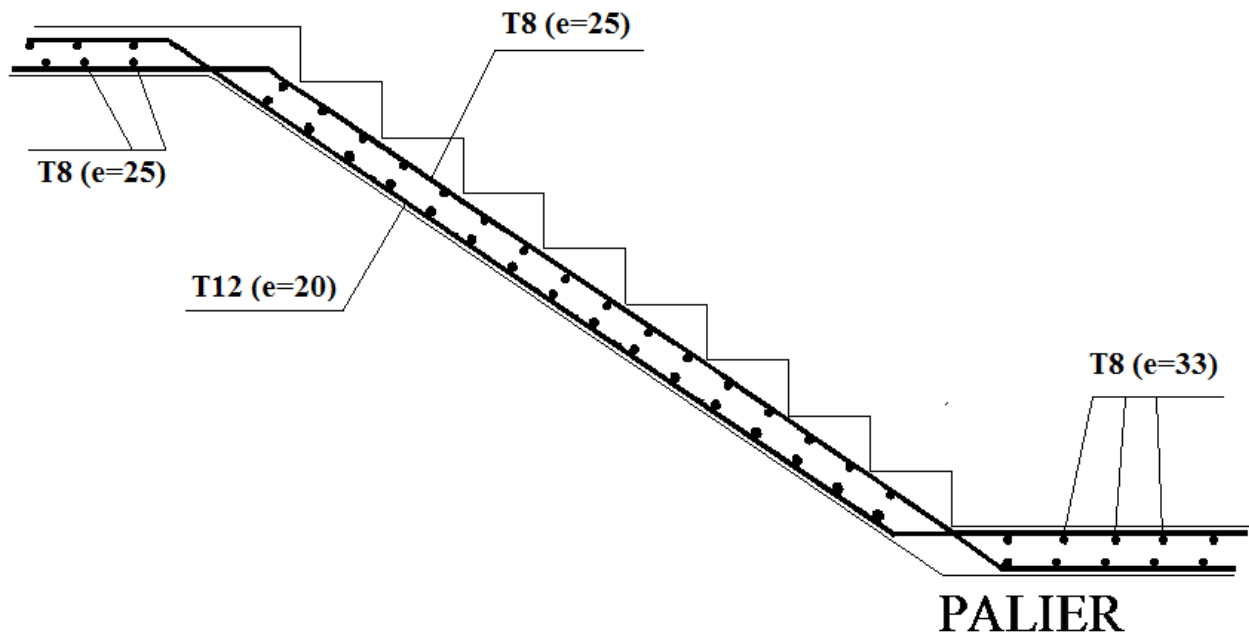


Fig.IV.14: ferrailage d'escalier.

▪ IV.1.3) Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 ou BAEL 91 R 99 et vérifiée en considérant le RPA 99/version 2003. Avec une longueur de 1,90 m, son schéma statique est le suivant :

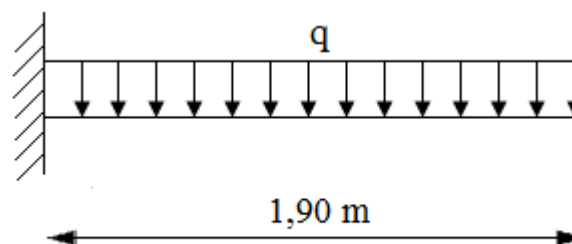


Figure IV-15: Schéma statique de la poutre palière.

✓ *Pré- dimensionnement :*

Selon le CBA 93 : la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{190}{15} \leq h \leq \frac{190}{10} \leftrightarrow 12,67 \leq h \leq 19 \text{ on prend : } h = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/version 2003 : $h = 30$ et $b = 30$

tel que : $h \geq 30$

$b \geq 20$

⇒ Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

✓ **Combinaison des charges :**

➤ **E.L.U :**

- Le poids propre de la poutre : $G = 1 \times 0,3 \times 0,3 \times 2500 = 225 \text{ daN/ml}$

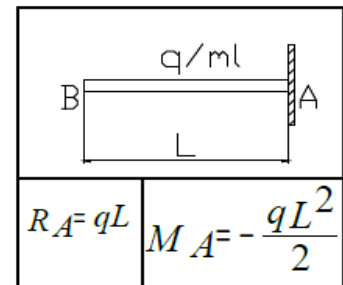
- La réaction du palier due a l'escalier : $q_R = \frac{R}{1ml} = 2892,95 \text{ daN/ml}$

$$q_u = 1,35 G + R^u$$

$$q_u = 1,35(225) + 2892,95 = 3196,7 \text{ daN}$$

$$R = q_u \cdot l = 3196,7 \times 1,90 = 6073,73 \text{ daN}$$

$$M_U = \left(-\frac{q_u \cdot l^2}{2} \right) = -\frac{3196,7 \times 1,90^2}{2} = -5770 \text{ daN.m}$$



➤ **E.L.S :**

- Le poids propre de la poutre : $G = 1 \times 0,3 \times 0,3 \times 2500 = 225 \text{ daN/ml}$

- La réaction du palier due a l'escalier : $q_R = \frac{R}{1ml} = 2086,69 \text{ daN/ml}$

$$q_s = G + R^s$$

$$q_s = 225 + 2086,69 = 2311,69 \text{ daN}$$

$$R = q_s \cdot l = 2311,69 \times 1,90 = 4392,21 \text{ daN}$$

$$M_s = \left(-\frac{q_s \cdot l^2}{2} \right) = -\frac{2311,69 \times 1,90^2}{2} = -4172,6 \text{ daN.m}$$

Tableau IV-11 : Moments fléchissant maximaux.

Moment [daN .m]	
ELU	ELS
-5770	-4172,6

✓ **Ferraillage :**

Remarque :

Le calcul de ferraillage se fait à la flexion simple et les résultats sont données dans le tableau suivant :

✓ **Tableau IV-12 : Tableau récapitulatif du ferraillage.**

Poutre	A_{min} [cm ² /ml]	A_{cal} [cm ² /ml]	Barres choisis	A_{cor} [cm ² /ml]
Palière	0,98	6,85	5T12+1T14	7,19

Vérification au cisaillement :

✓ **Armatures transversales :**

On doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$Tu_{max} = R = 6073,73 \text{ daN}$$

✓ **Contraintes tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b d} = \frac{60737,3}{30 \times 27 \times 100} = 0,74 \frac{N}{mm^2} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

⇒ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{lmin} \right\} = \min \{ 0,86 ; 3 ; 1 \} = 0,86 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } \phi = 8,6 \text{ mm}$$

On prendra : $\phi_t = 8 \text{ mm}$. → de nuance d'Acier FeE 235

$$At = (\pi \times \phi_t^2) / 4 = (3,14 \times 0,8^2) / 4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$At = m_t \times a_{mt} = 4 \times 0,502 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8 → $A = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales : Selon « B.A.E.L. 91 » :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4 \text{Mpa} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \times 0,4} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{2,01 \times 0,9 \times 235}{30 \times 1,15 (0,74 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(24,3 ; 40)\text{cm} \\ \delta_{t3} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,4} \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_t \leq 112 \text{ cm} \\ \delta_t \leq 24,3 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t \leq \min(112 ; 24,30 ; 39,36)\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq 24,30\text{cm} \\ \delta_t \leq 39,36\text{cm} \end{array} \right.$$

⇒ On prend : $\delta_t = 15\text{cm}$

♣ Dessin de ferrailage :

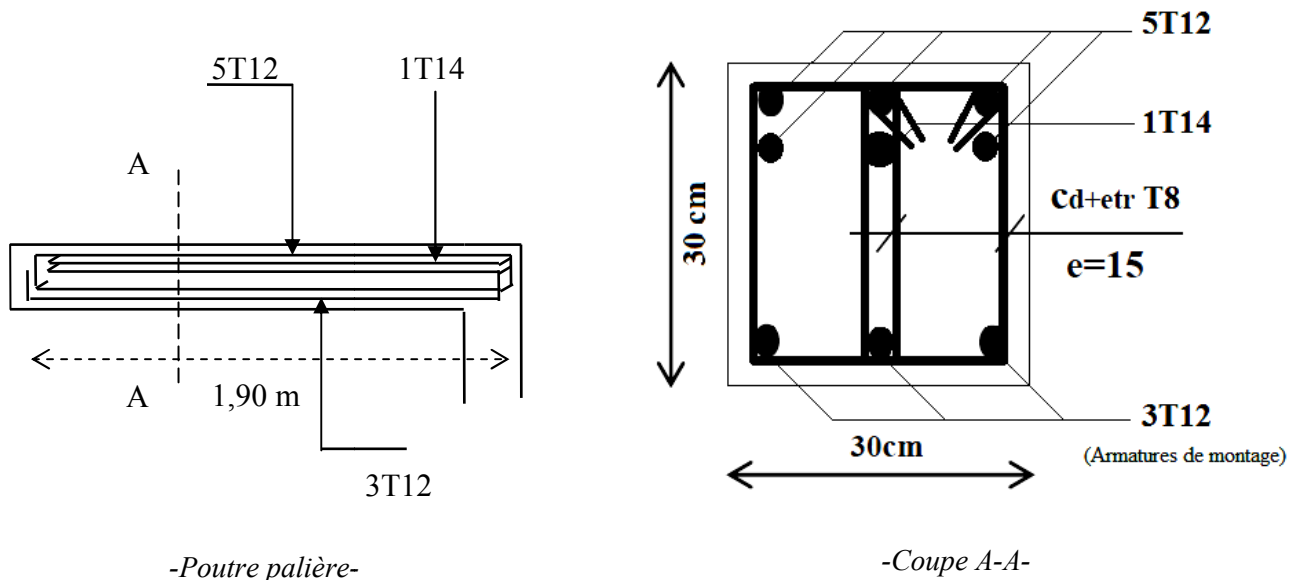


Fig.IV.16: schéma de ferrailage de la poutre palière.

■ IV-2/ ETUDE DE L'ACROTÈRE

■ IV.2.1) Détermination des sollicitations :

L'acrotère dans la plus part des constructions est considéré comme un élément décoratif coulé sur place assurant ainsi la protection du linge conjonctive fissurée entre lui-même d'une part, il joue le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction.

Le calcul est assimilé à un consol encastré dans le plancher terrasse. Cette dernière est sollicitée par deux efforts importants:

- Effort vertical du a son poids propre.

- Effort horizontal du a la main courant, créant un moment fléchissant a le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement il se fera à la flexion composée pour une bande de 1m linéaire, donnée par l'RPA.99 (version 2003).

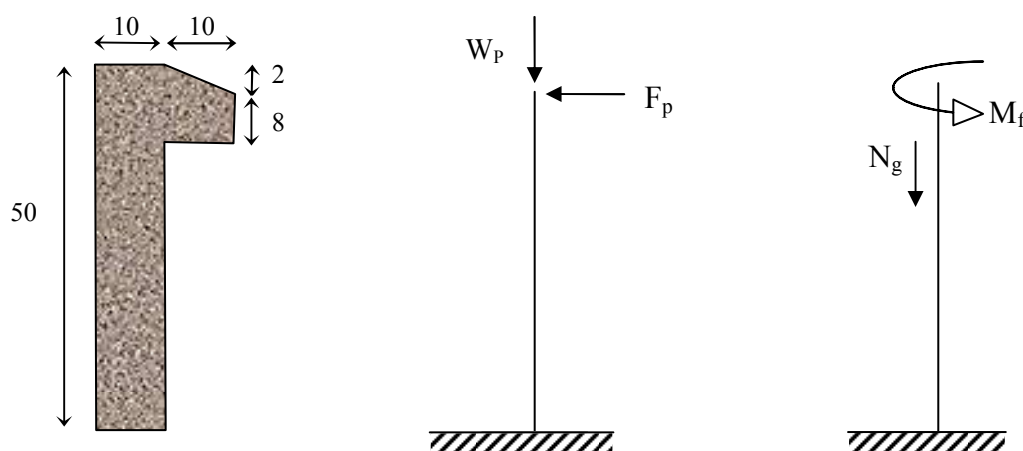


Fig. IV.17 : Dimensions et schéma statique de l'acrotère

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ [Art 6.2.3 RPA99/version 2003]}$$

Telle que :

A : Coefficient d'accélération de la zone ;

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ; Elément en console \longrightarrow $C_p = 0,8$

W_p : Poids de l'élément considéré ;

[Tableau 6.1 RPA99]

F_p : Force statique équivalente horizontale.

- L'ouvrage est implanté à TIPAZA → Zone III
 - Ouvrage courant ou à moyenne importance → Groupe 2
- } ⇒ Donc : A = 0.25
[Tableau 4.1 RPA99]

✓ **Le poids propre de l'élément :**

$$W_p = 2500 \left[(0,5 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,08) + \left(\frac{0,1 \cdot 0,02}{2} \right) \right] = 147,5 \text{ daN}$$

✓ **La force horizontale F_p :**

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 147,5 = 118 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow M = F_p \cdot l = 118 \cdot 0,5 = 59 \text{ daN.m}$$

✓ **Effort normal et moment fléchissant :**

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = 1,5 \cdot M = 1,5 \cdot 59 = 88,5 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 1,35 \cdot W_p = 1,35 \cdot 147,5 = 199,13 \text{ daN}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_s = M = 59 \text{ daN.m}$$

$$N_s = W_p = 147,5 \text{ daN}$$

▪ **IV.2.2) Détermination des armatures :**

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

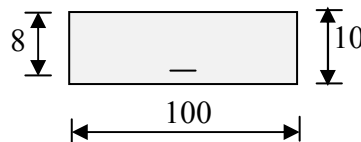


Figure. IV-18: Section de calcul .

➤ **Etat limite ultime :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal (N_u) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{88,5}{199,13} = 0,44 \text{ m}$$

avec : $e_0 \rightarrow$ excentricité = $\frac{M}{N}$

$$e_0 = 0,44 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul sera à la flexion simple avec un moment fictif M_f calculé par rapport aux armatures tendues $M = M_f$.

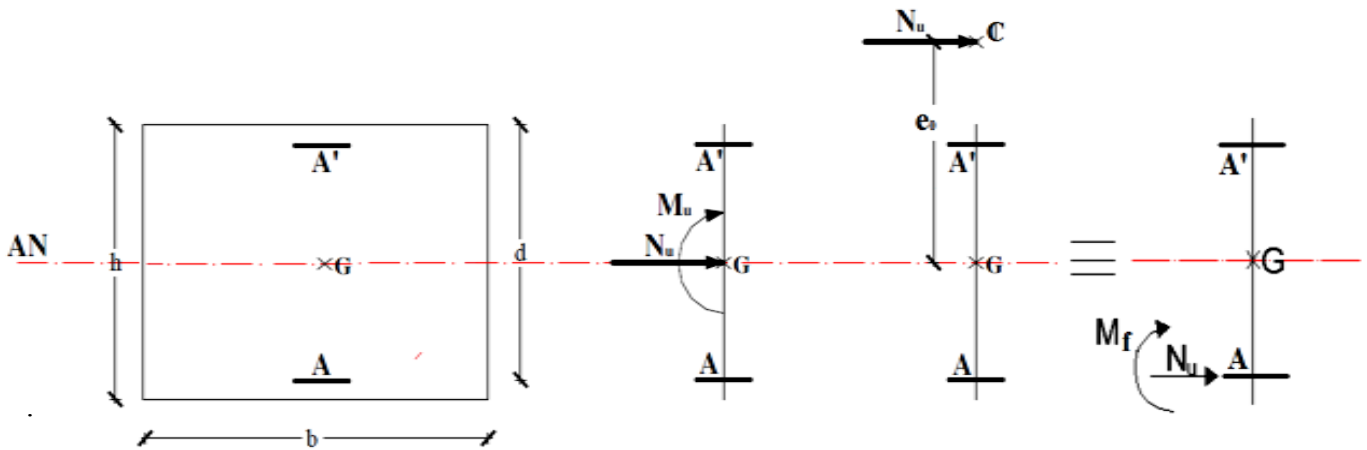


Figure. IV-19: Position du point d'application de l'effort normal

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 199,13 \cdot \left(0,44 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 93,59 \text{ daN.m}$$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{935,9}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{935,9}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,34 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,34 - \frac{1991,3}{100 \cdot 348} \Rightarrow A = 0,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [B5.3/BAEL91 R 99].**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton.

Pourcentage de 0,25% de la section de béton

$$A_{\min} = 0,25\% \cdot S = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2 / m_L$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$5T8/ml \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

$$e \leq \min(25; 2xh) \text{ cm} \rightarrow e \leq 20 \text{ cm} \implies (\text{condition vérifiée})$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r' \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 / m_L$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$5\emptyset 6/ml \rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2/ml$$

$$(\emptyset 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

$$e \leq \min(25; 2xh) \text{ cm} \rightarrow e \leq 20 \text{ cm} \implies (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Etat limite de service :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est préjudiciable [A.4.5,33/p32/BAEL91 R 99].

✓ **Position du point d'application de l'effort normal (N_s) :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{59}{147,5} = 0,4 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,4 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application de l'effort normal de compression N_s se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

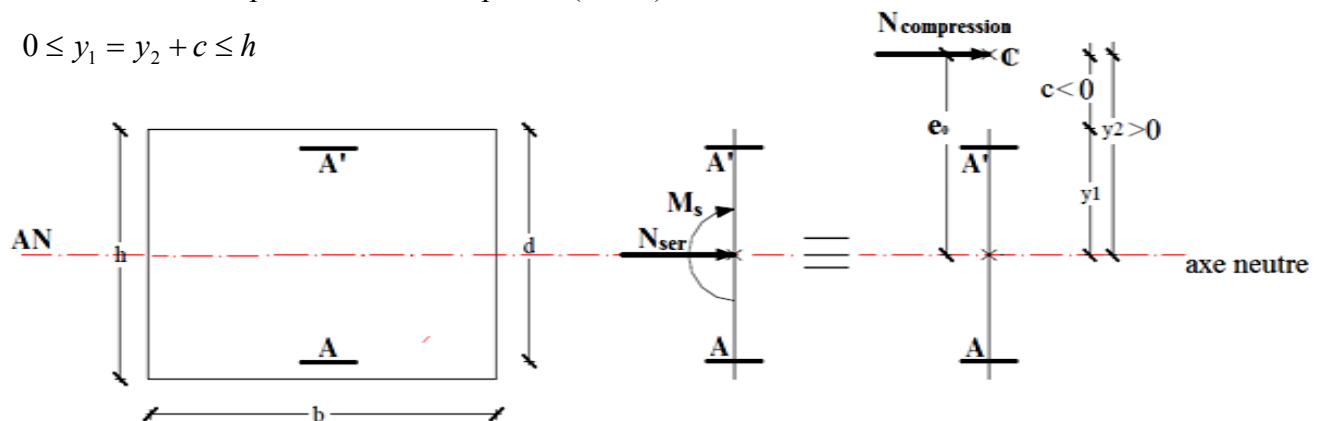


Figure. IV-20: Position du point d'application de l'effort normal N^{ser} .

C : Centre de pression (point d'application de l'effort normal N^{ser}) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;

y_2 : La distance du point C à l'axe neutre ($y_2 = y_1 + c$) ;

N^{ser} : est un effort normal de compression $\longrightarrow y_2 > 0$

C : se trouve à l'extérieur de la section \longrightarrow en prendra $c < 0$.

✓ **Détermination des contraintes :**

$$p = -3 \cdot c^2 + \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c) \quad \dots\dots BAEL91/5.1$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 0,4 - \frac{0,1}{2} = 0,35m \Rightarrow c = -0,35m$$

$$p = -3 \cdot (-35)^2 + \frac{90 \cdot 2,51}{100} \cdot (8 + 35)$$

$$p = -3577,86$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c)^2 \quad \dots\dots BAEL91$$

$$q = -2 \cdot (-35)^3 - \frac{90 \cdot 2,51}{100} \cdot (8 + 35)^2$$

$$q = 81573,11$$

A' : armatures comprimées = 0

A : armatures tendue

y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 3577,86 y_2 + 81573,11 = 0$

D'après le [BAEL91] la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (81573,11)^2 + \frac{4}{27} \cdot (-3577,86)^3 = -131084004,5 < 0$$

$$\Delta < 0 \implies \begin{cases} \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} = -\frac{3 \times 81573,11}{2 \times 3577,86} \sqrt{\frac{3}{3577,86}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ \\ a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{3577,86}{3}} = 69,07 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 69,07 \cdot \cos\left(\frac{171,89}{3}\right) = 37,32cm \\ y_{22} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 69,07 \cdot \cos\left(\frac{171,89}{3} + 120^\circ\right) = -68,99cm \\ y_{23} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 69,07 \cdot \cos\left(\frac{171,89}{3} + 240^\circ\right) = 31,68cm \end{cases}$$

$$y_2 = \max(y_{21}, y_{22}, y_{23}) = 37,32cm$$

$$0 < y_1 = y_2 + c < 10\text{cm} \Rightarrow 0 < y_1 = 37,32 - 35 = 2,32 \text{ cm} < 10\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\implies \text{D'où : } y_1 = 2,32 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment statique :**

$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \cdot (2,32)^2}{2} - 15 \cdot 2,51 \cdot (8 - 2,32) = 55,27 \text{ cm}^3 \dots \\ k &= \frac{N_s}{1000 \cdot S} = \frac{1475}{1000 \times 55,27} = 0,027 \text{ N/mm}^3 \\ \sigma_b &= k \cdot y_1 = 0,027 \cdot 23,2 = 0,63 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,027 \cdot (80 - 23,2) = 23 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{BAEL91.E.3}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc ; la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400 ; \max(0,5 \cdot 400 ; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}) \right\} = 267 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= 0,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront convenables.}$$

▪ **IV.2.3) Vérification des contraintes de cisaillement : [A.E.5,2/BAEL91]**

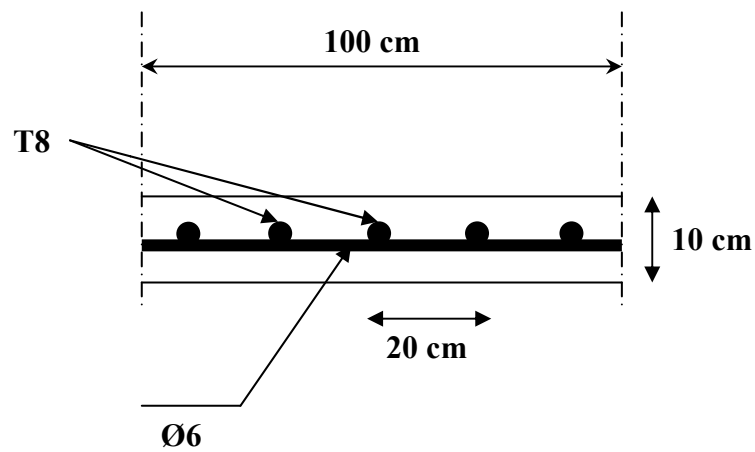
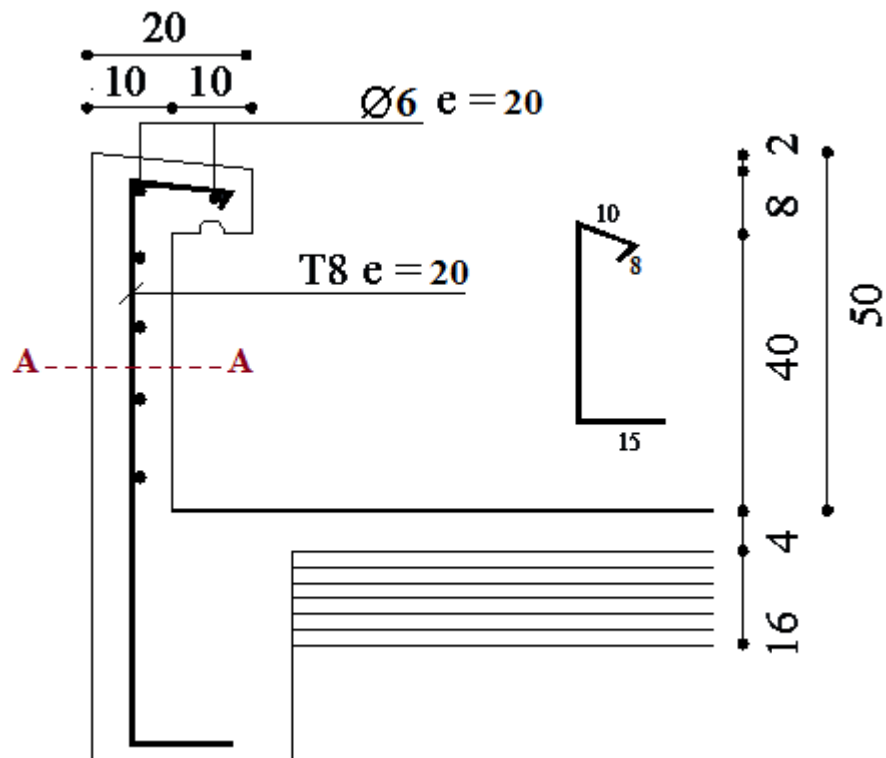
$$T_u^{\max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 118 = 177 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1770}{100 \cdot 8 \cdot 100} = 0,022 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots$ [B.6.7,2/BAEL91 R 99].

$\tau_u = 0,022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

♣ Dessin de ferrailage :



Coupe : A-----A

Figure. IV-21: schéma de ferrailage de l'acrotère.

▪ IV-3/ ETUDE DU BALCON

Généralités :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, sollicitée par (G, P, et Q) tels que :

G : charge permanente (balcon).

P : surcharge d'exploitation.

Q : charge concentrée due au poids du mur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, Il travaille en flexion simple.

▪ IV.3.1) Vérification si la dalle porte dans un seul sens ou deux sens :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{485} = 0.29 < 0,4$$

Dalle porte suivant un seul sens (dalle pleine sur 2 appuis)

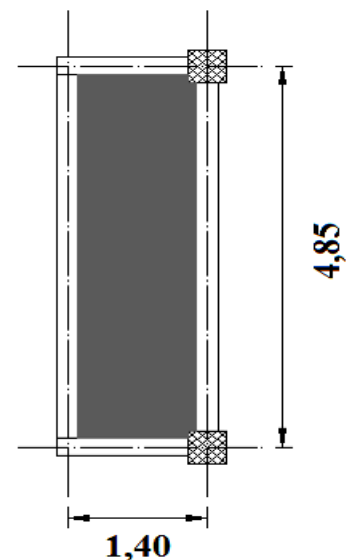


Figure. IV-22: balcon le plus défavorable.

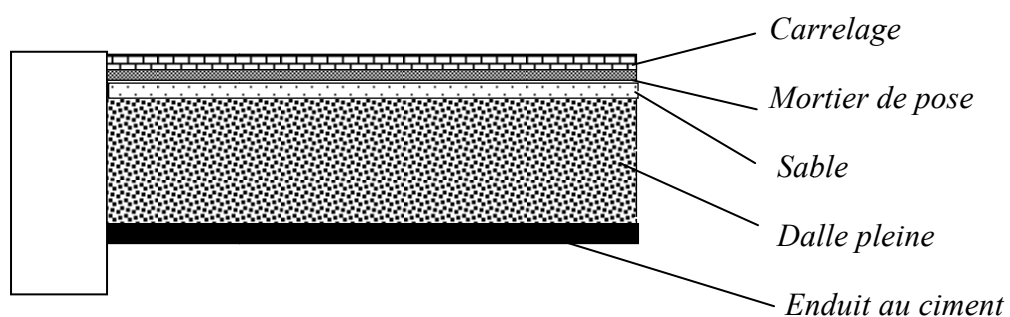


Figure. IV-23: Coupe sur balcon.

▪ IV.3.2) Descente de charges :

✓ Charges permanentes :

-Carrelage + mortier de pose + sable.....	104daN/m ²
-Dalle pleine en béton armé (16cm) (2500×0,16)	400daN/m ²
-Enduit en ciment (1,5cm) (18 daN/m ² /cm).....	27daN/m ²
	$\bar{G} = 531daN/m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$G = \bar{G} \cdot 1,00 = 531daN/ml.$$

✓ Calcul de la charge due au poids du mur :

$$Q = G_m \cdot h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (90 + 2 \times 18 \times 1,5) = 144 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1,2 \text{ m} \Rightarrow Q = 144 \times 1,2 = 172,8 \text{ daN / m}_L$

✓ Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation $\Rightarrow \bar{P} = 350 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$P = \bar{P} \cdot 1,00 = 350daN/ml.$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries (humidité non élevée), donc la fissuration est considérée comme peu préjudiciable $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle [BAEL 91].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 10 \text{ mm}$

✓ Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\phi}{2} \quad \Rightarrow \quad C = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

✓ La hauteur utile :

$$d = h_d - C = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

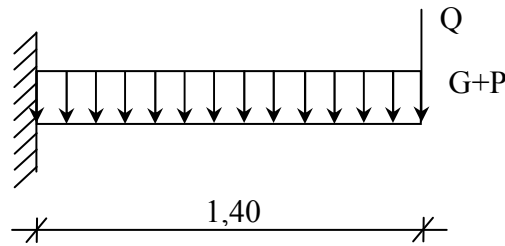


Figure. IV-24: Schéma statique du balcon.

■ IV.3.3) Moment fléchissant :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -[1,35G + 1,5P] \frac{l^2}{2} - 1,35Q \cdot l \cdot 1,00 = -[1,35 \times 531 + 1,5 \times 350] \frac{1,40^2}{2} - 1,35 \times 172,8 \times 1,40$$

$$M_u = - 1543,61 \text{ daN.m}$$

❖ Etat limite de service (E.L.S) :

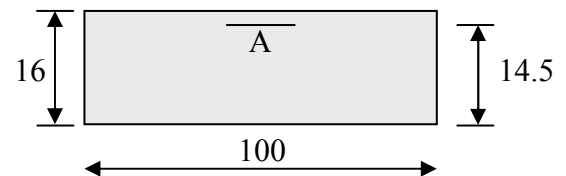
$$M_{ser} = -[G + P] \frac{l^2}{2} - Q \cdot l \cdot 1,00 = -[531 + 350] \frac{1,40^2}{2} - 172,8 \times 1,40$$

$$M_{ser} = - 1105,3 \text{ daN.m}$$

■ IV.3.4) Calcul du ferrillage :

1. Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -1543,61 \text{ daN.m}$$



✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Figure. IV-25: Section de calcul.

$$\mu = \frac{M_u^x}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{15436,1}{14,2 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,052$$

$$\mu = 0,052 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\mu = 0,052 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \cdot \varepsilon_s > 1000 \cdot \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,066$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

✓ Détermination des armatures:

$$A_u^x = \frac{M_u^x}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{15436,1}{348 \times 0,974 \times 14,5} = 3,13 \text{ cm}^2 / m_L$$

✓ Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3,13 \text{ cm}^2 / ml$$

✓ Choix des armatures:

$$4T10/ml \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

2. Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s = -1105,3 \text{ daN} \cdot m$$

✓ Détermination des contraintes:

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 3,14}{100} = 0,47 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \times 3,14 \times 14,5}{100} = 13,66 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,47 + \sqrt{(0,47)^2 + 13,66} = 3,26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (3,26)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (14,5 - 3,26)^2 = 7105,37 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{1105,3}{7105,37} = 0,156$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,156 \times 3,26 = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0,5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{- la fissuration est peu préjudiciable} \\ \text{[Aucune vérification pour } (\sigma_s)] \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU sont maintenues}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 / m_L$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$4T8/ml \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

• **Remarque :**

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple et les résultats sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-13 : Tableau récapitulatif du ferrailage.

	A_{\min} [cm ² /ml]	A_{cal} [cm ² /ml]	Barres choisis	A_{cor} [cm ² /ml]	espacement [cm]	$A_{\text{répartitions}}$ [cm ² /ml]	espacement [cm]
Balcon	1,28	3,13	4T10	3,14	25	4T8 → 2,01	25

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\begin{aligned} T_u^{\max} &= (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot L + 1,35 \cdot P \\ &= (1,35 \cdot 531 + 1,5 \cdot 350) \cdot 1,40 + 1,35 \cdot 172,8 \\ &= 1971,87 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{19718,7}{100 \times 100 \times 14,5} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}) \quad [\text{B.6.7,2/BAEL91 R99}]$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

✓ **Vérification de la flèche :****a.** Condition de la flèche : [B7.5/BAEL91 R99]

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \quad ; \quad \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

b. Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{16}{140} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0,114 > 0,05 \Rightarrow C.V$$

$$\rho = \frac{3,14}{100 \times 14,5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,005 \Rightarrow C.V$$

✓ **Conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

♣ **Dessin de ferrailage :**

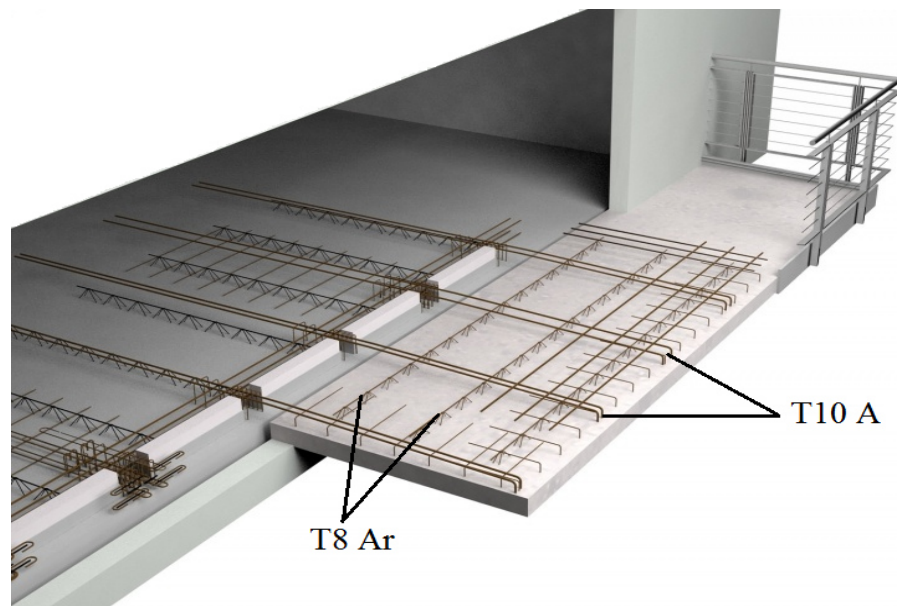
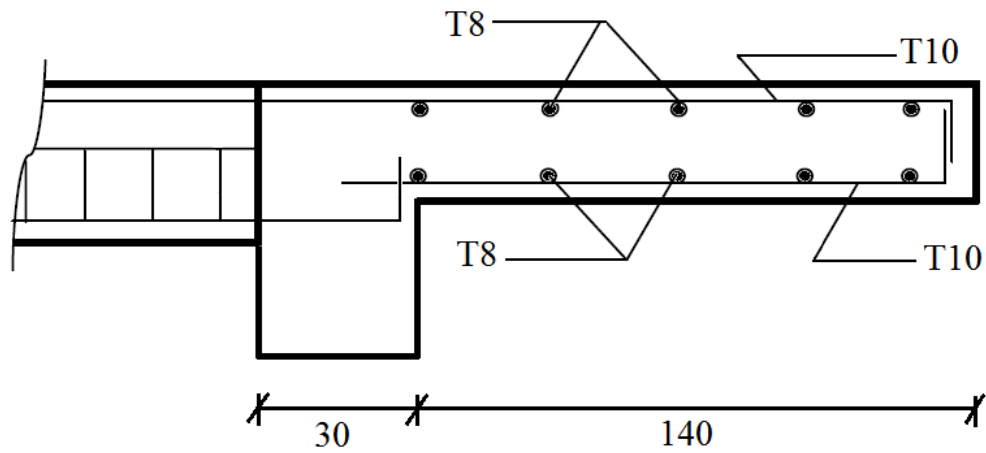


Figure. IV-26: schéma de ferrailage du Balcon.

▪ IV.4/L'ASCENSEUR :

▪ IV.4.1)Définition :

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 lesquelles 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 cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

L'ascenseur sera étudié selon les normes élaborées par le comité européen de normalisation (NFP).

▪ IV.4.2)Choix de l'ascenseur :

Dans notre bâtiment on va utiliser la nouvelle technologie des ascenseurs que est l'ascenseur sans salle de machine et on va choisir l'ascenseur GT MRT Z3 présentée par les ensembles **GT Vision Lift MRT**.

C'est ainsi que la norme l'EN 12183 a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 630 daN, donc; les dimensions sont :

- Largeur de la cabine → $L_c = 0,94\text{m}$
- Profondeur de la cabine → $P_c = 1,20\text{m}$
- Largeur de la gaine → $LG = 1,55\text{m}$
- Profondeur de la gaine → $PG = 1,55\text{m}$
- Hauteur de la cabine → $H_c = 2,20\text{m}$
- Largeur du passage libre → $L_p = 0,80\text{m}$
- Hauteur du passage libre → $H_p = 2,00\text{m}$
- Epaisseur de voile → $e = 20\text{cm}$
- Hauteur de course → $C = 27,88\text{m}$

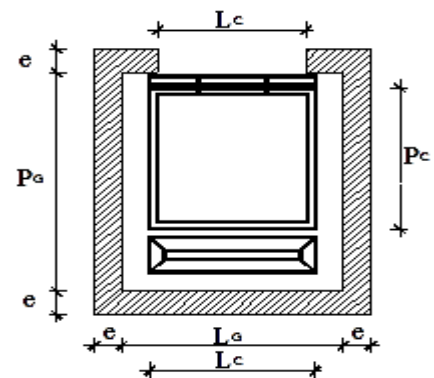
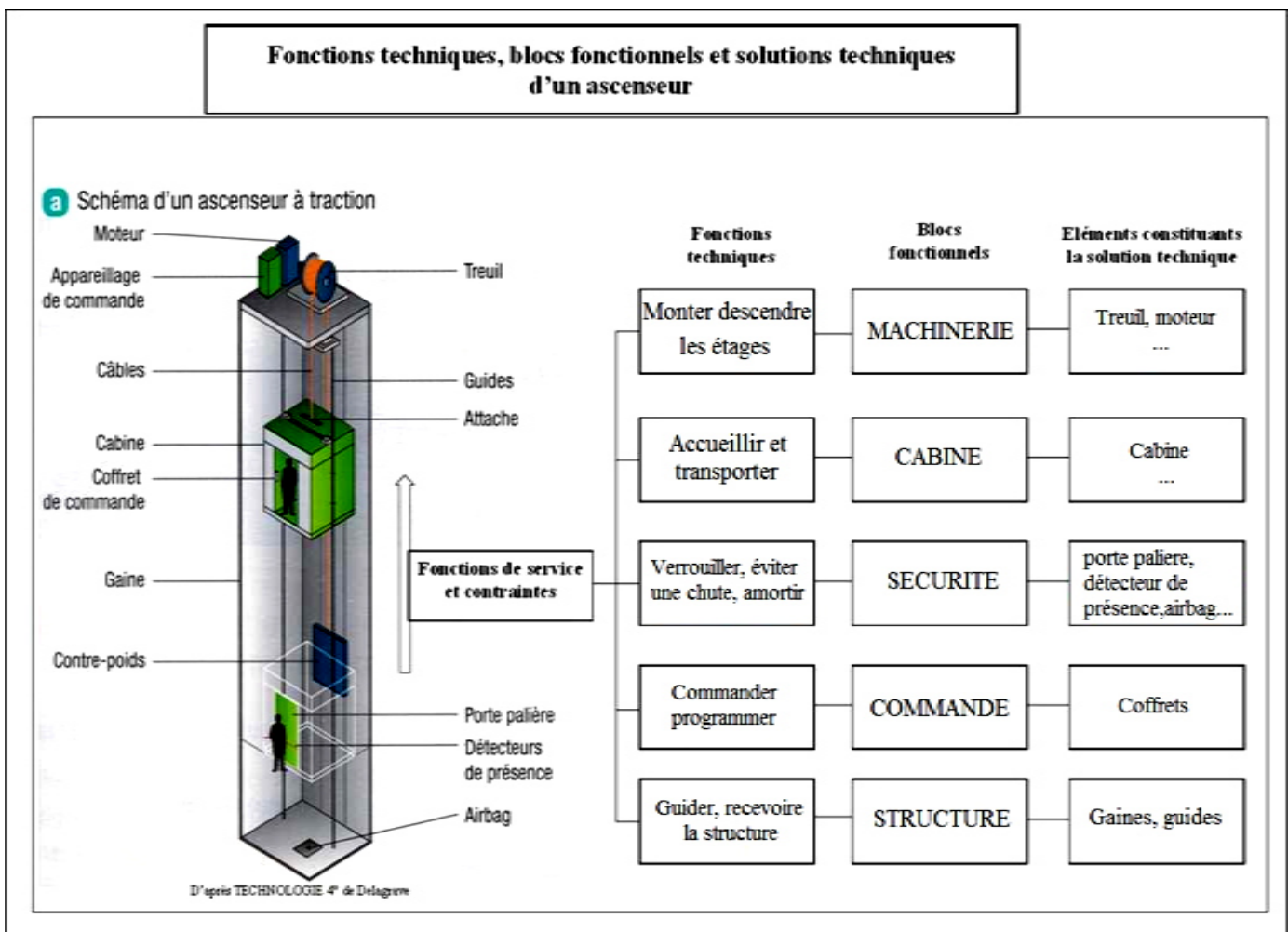


Figure. IV-27: Dimensions de l'ascenseur.

▪ IV.4.3)Pour quoi on a choisi l'ascenseur GT MRT Z3 :

- Economico d'énergie ;
- ✓ Économico d'énergie jusqu'à 25 % comparativement aux tractions traditionnels
- ✓ Très faible consommation d'énergie
- ✓ Technologie de moteur à aimant permanent
- Déplacement en douceur ;

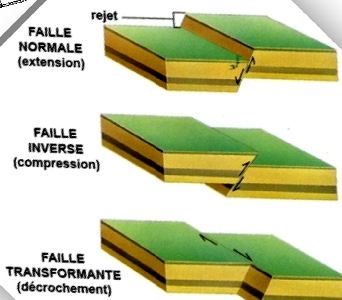
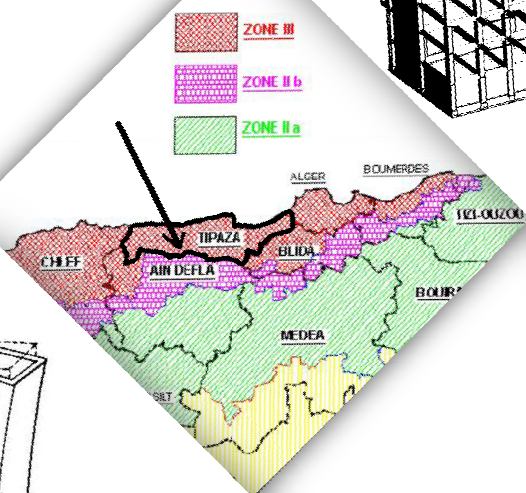
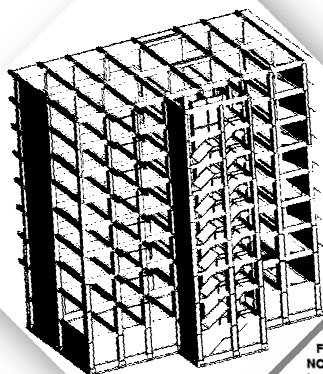
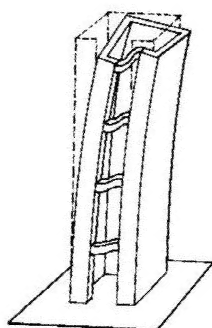
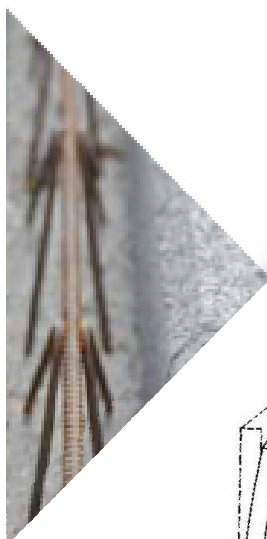
- ✓ Performance unique, sans engrenage
- ✓ Mouvement étonnamment doux
- ✓ Silencieux, pratiquement inaudible
 - Respect de l'environnement ;
- ✓ Sain pour l'environnement
- ✓ Aucun risque de déversement d'huile hydraulique
- ✓ Aucune odeur d'huile chauffée
 - Versatilité et flexibilité d'intégration ;
- ✓ Espace de la salle de machines récupéré
- ✓ Arrangements flexibles selon vos dimensions



Chapitre

V

Etude Sismique



CHAPITRE V : Etude Sismique

▪ V-1/INTRODUCTION :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Une construction parasismique regroupe l'étude du comportement des bâtiments et structures sujets à un chargement dynamique du type sismique, Les objectifs principaux :

- ▶ prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre.
- ▶ concevoir et construire des structures résistant aux tremblements de terre.

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

▪ V-2/CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Selon l'article 4.1.1 du RPA99 Version 2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode dynamique modale spectrale.
- ✓ La méthode de l'analyse dynamique par accélérogrammes.

▪ V.2.1)Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode :[RPA99version2003/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

b. Conditions d'application : [RPA 99 version 2003/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

✓ **Régularité en plan** : [RPA99 version 2003/3.5.1.a]

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.
Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

✓ **Régularité en élévation** : [RPA99 version 2003/3.5.1.b]

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

c. Vérification des conditions d'application :

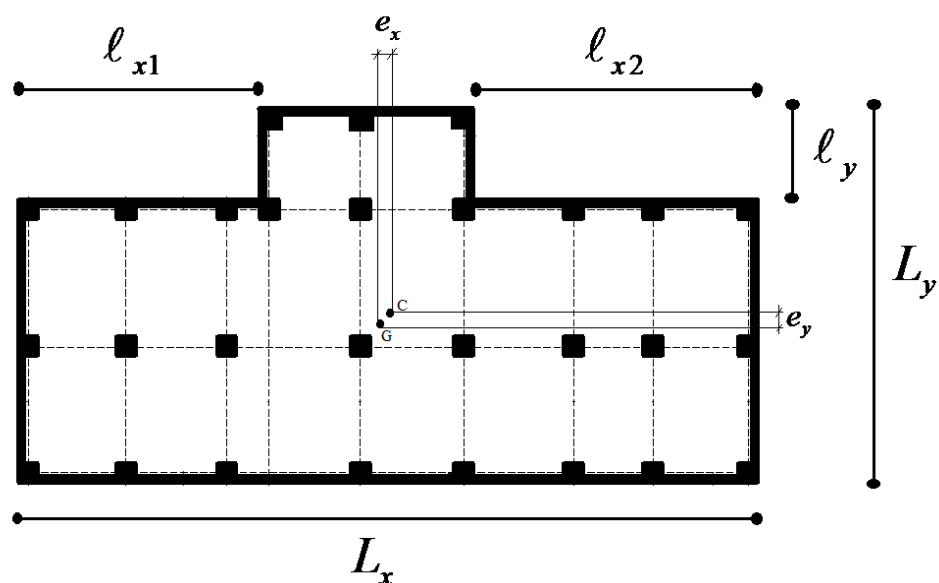


Figure .V.1: Limites des décrochements en plan.

✓ *Calcul du centre de gravité :* $S = 311 \text{ m}^2$

$$X_G = \frac{[(10,3 \times 9,1 \times 4,55) + (13,75 \times 7,75 \times 12,975) + (10,75 \times 10,3 \times 22,225)]}{311} = 13,73 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{[(10,3 \times 9,1 \times 5,15) + (13,75 \times 7,75 \times 6,875) + (10,75 \times 10,3 \times 5,15)]}{311} = 5,74 \text{ m}$$

$$G = (13,73 ; 5,74) \text{ m}$$

✓ *Calcul du centre de torsion :* $I = 1080000 \text{ cm}^4$; $\Sigma I = 30240000 \text{ cm}^4$

$$X_C = \frac{[3I \times (4,1 + 7,5 + 12,55 + 16,85 + 20,6 + 24 + 27,6) + (2I \times 9,1) + (I \times 12,55) + (I \times 16,85)]}{\Sigma I}$$

$$= 13,83 \text{ m}$$

$$Y_C = \frac{[(8I \times 5,15) + (9I \times 10,3) + (3I \times 13,75)]}{\Sigma I} = 6,25 \text{ m}$$

$$C = (13,83 ; 6,25) \text{ m}$$

$$e_{x \text{ cal}} = |X_G - X_C| = |13,73 - 13,83| = 0,1 \text{ m}$$

$$e_{y \text{ cal}} = |Y_G - Y_C| = |5,74 - 6,25| = 0,51 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 5\% \cdot D_{\max} = 5\% \cdot 27,6 = 1,38 \text{ m}$$

$$e_x = \max(0,1 ; 1,38) = 1,38m$$

$$e_y = \max(0,51 ; 1,38) = 1,38m$$

✓ **Vérification de la méthode statique équivalente :**

$$\left\{ \begin{array}{l} * e_x = 1,38 < 15\% \cdot 27,6 = 4,14m \quad \Rightarrow C. \text{Vérifier} \\ e_y = 1,38 < 15\% \cdot 13,75 = 2,06m \\ * \frac{\ell_{x1} + \ell_{x2}}{L_x} = \frac{9,1 + 10,75}{27,6} = 0,7 > 0,25 \quad \Rightarrow C. \text{Non vérifier} \\ * \frac{\ell_y}{L_y} = \frac{3,45}{13,75} = 0,25 = 0,25 \quad \Rightarrow C. \text{Vérifier} \\ * \frac{L_x}{L_y} = \frac{27,6}{13,75} = 2 < 4 \quad \Rightarrow C. \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Dans Notre structure La somme des dimensions des parties rentrantes dans une direction dépasse le 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

⇒ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel « **A.Robot.S.A.PRO 2014** »).

▪ **V.2.2) Méthode dynamique :**

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

⇒ **Condition d'application :**

Selon le «**RPA99/V2003**», la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où, la méthode statique équivalente n'est pas permise.

▪ **V.2.3) Choix de la méthode à utiliser :**

Pour le présent projet les conditions de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées, donc on applique la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel « **A.Robot.S.A.PRO 2014** »).

a. Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

b. Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- ✓ Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- ✓ Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- ✓ Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- ✓ Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphique bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux N, contraintes σ ...).

▪ V.2.4) Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- ✓ Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- ✓ Choix de l'unité du travail ; daN et m ;
- ✓ Choix des normes de conception ;
- ✓ Choix d'analyse de la structure ;
- ✓ Création des étages ;
- ✓ Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure V.2) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et la dalle par des panneaux.

- ✓ Création de sens des bardages.
- ✓ Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I)
- ✓ Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- ✓ Détermination des conditions aux limites ;
- ✓ Détermination des charges ; pour notre cas, on a trois type :

1-Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

2- Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

3- Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

- ✓ Détermination des liaisons rigides ;
- ✓ Détermination des combinaisons des charges : [RPA99/v2003 5.2].

1. $1,35G + 1,5Q$
2. $G + Q$
3. $G + Q + E$
4. $G + Q - E$
5. $G + Q + 1,2E$
6. $G + Q - 1,2E$
7. $0,8G + E$
8. $0,8G - E$

- ✓ Détermination des types d'analyses et des masses ;
- ✓ Vérification des erreurs ;
- ✓ Lancement de l'analyse ;
- ✓ Interprétation des résultats.

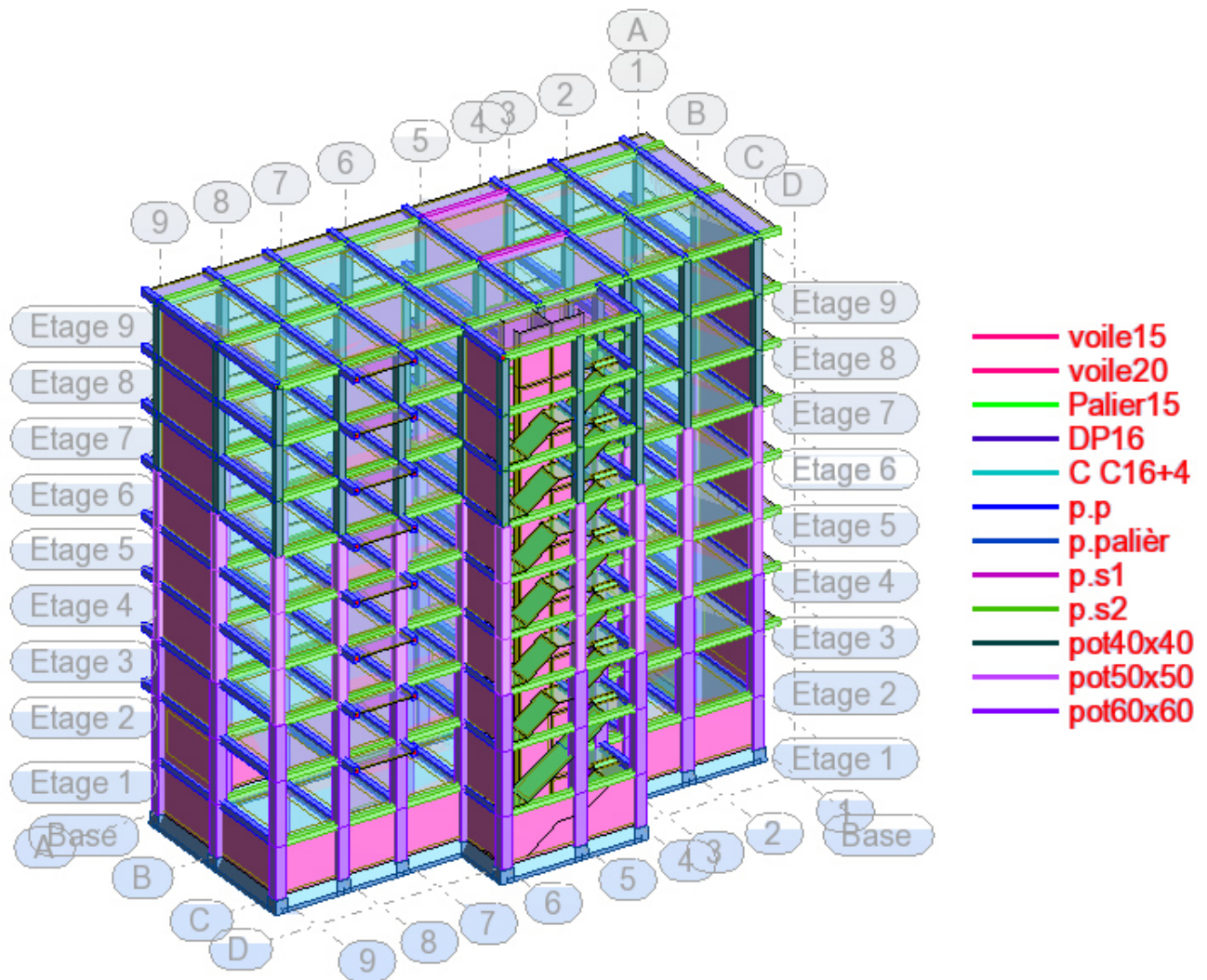


Figure .V.2: Interface du Robot Bat.

▪ V-3/DETERMINATION DES CHARGES :

- Le poids propre de la structure est calculé par le logiciel.
- Distribution des charges des planchers aux poutres

Pour les dalles pleines et plancher à corps creux : la charge est calculée automatiquement par le logiciel .

✓ *Classification de l'ouvrage :*

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

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à **TIPAZA (Zone III)**, Il sera classé au groupe d'usage 2.

✓ **Classification du site :**

La structure à étudier est implantée dans un site de **catégorie S2** (site ferme).

▪ **V-4/METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :**

▪ **V.4.1) Calcul de la force sismique totale (V) :**

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

$T_2 = 0,4s$ (site s2)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$

Où ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2).

Portique en béton armé, remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Longrightarrow \eta = 0.882$$

→ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage ($C_T = 0,05$)

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_N = 28.56$ m)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 27,6m \\ \Rightarrow D_y = 13,75m \end{cases}$$

Selon x-x :

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{27,88}{\sqrt{27,6}} = 0,49 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (27,88)^{3/4} = 0,61 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0,49 \text{ sec}$$

Selon y-y :

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{27,88}{\sqrt{13,75}} = 0,68 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (27,88)^{3/4} = 0,61 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0,61 \text{ sec}$$

$$\text{On a : } 0,4 \leq 0,48 \leq 3s \text{ ; alors } D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,49} \right)^{2/3} = 1,93$$

$$\text{On a : } 0,4 \leq 0,61 \leq 3s \text{ ; alors } D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,61} \right)^{2/3} = 1,66$$

✓ **Coefficient d'accélération A :**

Zone III, groupe 2 [tableau 4.1 RPA 99 version 2003],

alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,25**

✓ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le **tableau 4.3 R.P.A99/v2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'article 3.4 du R.P.A99/2003**

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

✓ **facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$$

Avec : **Pq** : pénalité [tableau 4.4 RPA99/version 2003].

Tableau V-1 : valeurs des pénalités P_q .

	Critère	Suivant X	Suivant Y
1	Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2	Redondance en plan	0	0
3	Régularité en plan	0.05	0.05
4	Régularité en élévation	0	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

- Sens longitudinal $\longrightarrow Q_x = 1 + 0,25 = 1,25$

- Sens transversal $\longrightarrow Q_y = 1 + 0,25 = 1,25$

✓ *calcul du poids de la structure W :*

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i " ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

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

$\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Tableau V-2 : Tableau récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment.

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Zone sismique III	0,25
R	Mixte portiques/voiles	5
Q	$1 + \Sigma P_q$	1,25
η	$[(7 / (2 + \epsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0,882
T_2	Site 2	0,40 s
β	bâtiment d'habitation	0,2

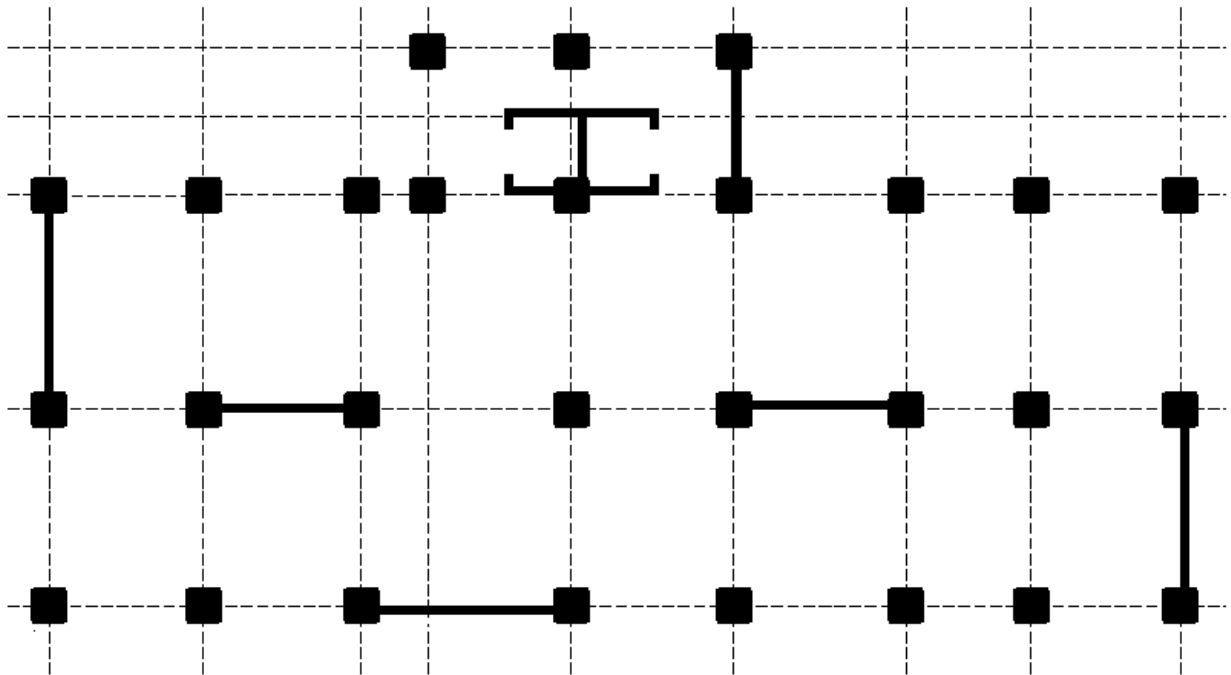


Figure .V.3: Disposition des voiles.

▪ **V.4.2) Résultats de calcul :**

Tableau V-3 : période et facteur de participation massique.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,36	0,63	0,06	62,77	0,06	62,77
2	1,44	0,60	63,97	62,86	63,91	0,09
3	1,89	0,53	64,33	63,37	0,36	0,51
4	4,95	0,20	83,85	64,76	19,51	1,39
5	4,99	0,20	85,14	87,34	1,30	22,58
6	7,02	0,14	85,62	87,51	0,47	0,16
7	8,69	0,12	86,18	87,51	0,57	0,00
8	10,39	0,10	88,81	90,66	2,63	3,16
9	10,45	0,10	91,93	93,60	3,11	2,93

Les deux modales en face sont presque égaux

● **Conclusion :**

La participation des masses est supérieure à 90% dans les deux sens au **9^{ème} mode**.

▪ V.4.3) Interprétations des résultats obtenus :

1. Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

⇒ le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \Rightarrow T_k \leq 0,20 \text{ sec} \dots\dots\dots[(4-14) - \text{RPA99version 2003}]$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 8 niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{8} \Rightarrow K = 9 \text{ modes} \Rightarrow T_k = 0,10 \text{ sec}$$

● Remarque :

- 1- Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,63\text{sec}$.
- 2- Bien remarquer qu'on a un mode de torsion car la **Masse Modale UX** et **UY** dépassent 60%.
- 3- Bien remarquer que les 9 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA99 /version 2003).

Vérifications réglementaires :

2. Vérification de la période : [RPA99version 2003/4.2.4.4]

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0,63 \text{ s} < 1,3 \times T_x$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,60 \text{ s} < 1,3 \times T_y$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,63 \text{ s} < 1,3 \times 0,49 \text{ s} = 0,637 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifier}$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,60 \text{ s} < 1,3 \times 0,61 \text{ s} = 0,793 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifier}$$

3. La résultante des forces sismiques : [RPA99version 2003/4.3.6]

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V.

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0,8 V}{V_t}$.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

W: poids de la structure « **ROBOT bat** » : **W = 72680,62 KN**

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,93 \times 1,25}{5} \times 72680,62 = 8767,01 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,66 \times 1,25}{5} \times 72680,62 = 7540,61 \text{ KN}$$

4. Tableau V-4 : Les forces sismiques à la base.

Spectre Sens	F[kN]	V [KN]	80%V	F > 0.8V
X-X	7367,95	8767,01	7013,61	Oui
Y-Y	6072,89	7540,61	6032,49	Oui

⇒ Donc la condition est vérifiée.

5. Tableau V-5 : Effets de torsion accidentelle d'axe vertical: [RPA99version 2003/4.3.7]

L'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité dans chaque sens ne doit pas dépasser 5% de la dimension du bâtiment.

Étages	Position de centre de masse[m]		Position de centre de torsion[m]		Excentricité[m]		0,05 D _{max} [m]	Vérification
	X _G	Y _G	X _R	Y _R	e _x	e _y		
1	12,95	6,67	13,25	6,27	0,29	0,40	1,45	Vérifiée
2	13,63	5,28	13,28	6,27	0,35	1,00	1,45	Vérifiée
3	13,60	5,27	13,19	6,27	0,41	1,00	1,45	Vérifiée
4	13,57	5,25	12,71	6,30	0,86	1,05	1,45	Vérifiée
5	13,49	5,20	12,71	6,30	0,77	1,09	1,45	Vérifiée
6	13,45	5,23	12,71	6,30	0,74	1,07	1,45	Vérifiée
7	13,41	5,25	11,99	6,35	1,42	1,10	1,45	Vérifiée
8	13,29	5,26	11,99	6,35	1,30	1,09	1,45	Vérifiée
9	13,37	5,42	13,83	6,26	0,46	0,84	1,45	Vérifiée

▪ V.4.4) Les déplacements latéraux inter- étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon du [RPA99version2003/l'article 5.10], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Selon : l'article 4.4.3/ RPA99version2003

On a :

$$\begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k & \Delta_x^k &= \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k & \Delta_y^k &= \delta_y^k - \delta_y^{k-1} \end{aligned} \quad \text{et}$$

Δ_x^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (ainsi dans le sens y, Δ_{ey}^k).

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (ainsi dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement.

● Remarque :

Le déplacement relatif ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage inférieur.

Tableau V-6: La vérification du déplacement.

Niveau	H (cm)	δ_{eK} (cm)		δ_K (cm)		Δ_K (cm)		1% H (cm)	Vérification
		X	Y	X	Y	X	Y		
étage 7	306	0,01	0,01	0,05	0,05	0,00	0,00	3,06	Vérifiée
étage 6	306	0,01	0,01	0,05	0,05	0,00	0,00	3,06	Vérifiée
étage 5	306	0,01	0,01	0,05	0,05	0,00	0,00	3,06	Vérifiée
étage 4	306	0,01	0,01	0,05	0,05	0,00	0,00	3,06	Vérifiée
étage 3	306	0,01	0,01	0,05	0,05	0,05	0,05	3,06	Vérifiée
étage 2	306	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,06	Vérifiée
étage 1	306	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,06	Vérifiée
RDC	357	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,57	Vérifiée

▪ V.4.5) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1) .

h_k : Hauteur de l'étage k.

Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre

par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si : $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

✓ **Calcul V_k :**

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

v_t : Force sismique totale.

On a :

$$\begin{array}{ll} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07.T.V & \text{si } T > 0,7s \end{array} \quad \dots\dots [\text{RPA99 (version2003)/4.2.5}]$$

⇒ On a $T=0,63s$ donc $F_t = 0$

Tableau V- 7 : vérification de l'effet P- Δ Dans les deux Sens.

NIV	h_k (cm)	P_k (kn)	V_k (KN)		Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	θ_x	θ_y	Vérification
			V_{Kx}	V_{ky}					
RDC	357	67080,71	6116,82	6026,97	1,0	1,0	0,031	0,031	<0,1 → oui
étage 1	306	53418,61	5535,27	5367,48	1,2	1,2	0,037	0,039	<0,1 → oui
étage 2	306	41456,17	4867,83	4673,24	1,5	1,5	0,041	0,043	<0,1 → oui
étage 3	306	31126,41	4160,23	3985,37	1,6	1,7	0,039	0,043	<0,1 → oui
étage 4	306	22096,15	3428,43	3309,00	1,6	1,8	0,033	0,039	<0,1 → oui
étage 5	306	14628,45	2693,66	2644,27	1,6	1,8	0,028	0,032	<0,1 → oui
étage 6	306	8888,50	1972,15	1967,89	1,6	1,8	0,023	0,026	<0,1 → oui
étage 7	306	4643,18	1218,26	1248,75	1,5	1,8	0,018	0,021	<0,1 → oui

D'après le tableau, Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet **P- Δ** est négligé.

- **Conclusion :**

La disposition des voiles choisis vérifie toutes ses conditions.

Chapitre

VI

Etude des portiques



CHAPITRE VI : Etude des portiques

▪ VI-1/ INTRODUCTION :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **C.B.A93** et **RPA99 /Version 2003**).

▪ VI-2/ DEFINITION :

Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicitées à flexion composée.

▪ VI-3/ FERRAILAGE DES PORTIQUES :

● VI.3.1) Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

✓ *Les combinaisons prises en compte sont :*

- **CBA 93** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

- **RPA99.V2003** : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm 1,2 \cdot E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

- **Remarque :**

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel «robot bat » .

- **VI.3.2)Ferraillage des poutres :**

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 40)cm^2$
- Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 30)cm^2$

- a. Ferraillage réglementaire :**

✓ **Recommandation du RPA99/V2003 :**

1)Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en toute section.
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de $50 \times \phi$ en zone III ,

Avec : **B** : Section de la poutre.

2)Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec : **b** : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

✓ **Règlement CBA.93 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide d'un fichier, des résultats donnés par le logiciel « robot bat », on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x40)	Poutres secondaires (30x30)
E.L.U (1.35G+1.5Q)	M_t (kN.m)	70,21	52,26
	M_a (kN.m)	-130,47	-89,07
E.L.S (G+Q)	M_t (kN.m)	58,67	41,91
	M_a (kN.m)	-94,31	-64,44
A.C.C (G+Q±E) (0.8 G ± E)	M_t (kN.m)	80,54	63,18
	M_a (kN.m)	-124,25	-87,48
E.L.U (1.35G+1.5Q)	T (kN)	129,38	67,87

c. Exemple de calcul :

Poutre principale de section $(30 \times 40)cm^2$

1) Armatures longitudinales :

✓ *Conditions imposées par le RPA99/V2003 :*

$$\text{Poutres principale: } A'_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6cm^2$$

✓ *Conditions imposées par le CBA.93 :*

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30cm^2$$

2) Ferrailage de la poutre :

En travée :

➤ **ELU** : $M_t^u = 70,21kN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{70,21 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,127$$

$$\mu = 0,127 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

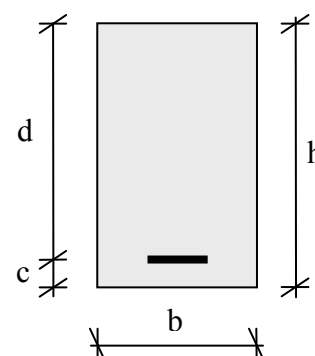


Fig.VI. 1: Section de calcul

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,170$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{70,21 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,932 \cdot 36} = 6,013 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS**: $M_t^s = 58,67 \text{ KN.m}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier

- Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{70,21}{58,67} = 1,19$$

$$\Rightarrow \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,237$$

Inégalité vérifiée \Rightarrow aucune vérification pour la contrainte du béton

\Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

➤ **Situation accidentelle**: $M_t^{acc} = 80,54 \text{ KN.m}$ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{80,54 \cdot 10^3}{18,5 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,111$$

$$\mu = 0,111 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,147$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,941$$

Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{80,54 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,941 \cdot 36} = 5,943 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 6,013 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$3T16 \longrightarrow A = 6,03 \text{ cm}^2$$

En appuis :

- **ELU** : $M_a^u = -130,47 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{130,47 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,236$$

$$\mu = 0,236 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,342$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,863$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{130,47 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,863 \cdot 36} = 12,04 \text{ cm}^2$$

- **ELS** : $M_a^s = -94,31 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^s}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{94,31 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,171$$

$$\mu = 0,171 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,236$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,906$$

Détermination des armatures:

$$A_a^s = \frac{M_a^s}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{94,31 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,906 \cdot 36} = 8,31 \text{ cm}^2$$

- **Situation accidentelle** : $M_a^{acc} = -124,25 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{124,25 \cdot 10^3}{18,5 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,173$$

$$\mu = 0,173 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,239$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,904$$

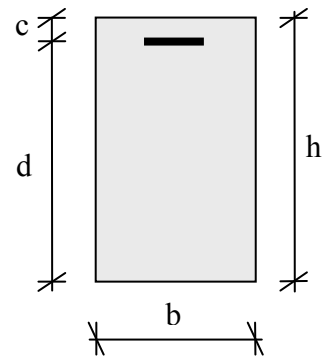


Fig. VI. 2: Section de calcul

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{124,25 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,904 \cdot 36} = 9,54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 12,04 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$6T16 \longrightarrow A = 12,06 \text{ cm}$$

♦ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = 129,38 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 36 = 32,4 \text{ cm}$

$$T_u = 129380 \text{ N} < 0,267 \cdot 32,4 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 648810 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_l \stackrel{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_l = 6,03 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(129380 - \frac{70210}{0,9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 3,66 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\implies Il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{129,38 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 1,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

\implies Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\implies 4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

L'espace des armatures transversales :

➤ **Selon (C.B.A.93) :**

Soit δ_t : l'espace entre les armatures transversales.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{A_t}{b\delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}K)}{0.9fe} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b\delta_t} \leq 0.4\text{Mpa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times fe}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot fe}{b \times 0.4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{2,01 \times 0,9 \times 235}{30 \times 1,15 (1,20 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(32,4 ; 40)\text{cm} \\ \delta_{t3} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq 21,62\text{cm} \\ \delta_t \leq 32,4\text{cm} \\ \delta_t \leq 39,36\text{cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(21,62 ; 32,4 ; 39,36)\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq 21,62\text{cm}$$

➤ **Selon [R.P.A.99version2003/7.5.2.2] :**

- **Zone nodale :** $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min(10 ; 13,68) = 10\text{cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10\text{cm}$

- **Zone courante :** $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow \delta_{t5} = 15\text{cm}$

Donc : $\delta_t = 15\text{cm}$ en zone courante

$\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale

Vérification des armatures transversales: $A_{t\min} = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b$

- **Zone nodale :** $A_{t\min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9\text{cm}^2$

- **Zone courante :** $A_{t\min} = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35\text{cm}^2$

3) Longueur de recouvrement :

Zone III $\rightarrow L_r = 50 \cdot \phi_{L\max}$

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Poutres principales	A_{\min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisis	A_{cor} [cm ²]	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E.L	R.P.A.							
Travées	1,30	6	6,013	3T16	6,03	$\phi 8$	15	10	80
Appuis	1,30	6	12,04	6T16	12,06	$\phi 8$	15	10	80

Étude des poutres secondaires P.S : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage.

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

Poutres secondaires	$A_{min} [\text{cm}^2]$		$A_{cal} [\text{cm}^2]$	Barres choisis	$A_{cor} [\text{cm}^2]$	$Q_t (cm)$	$\delta_t (cm)$ zone courante	$\delta_t (cm)$ zone nodale	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E.L	R.P.A.							
Travées	0,98	4,5	5,90	3T16	6,03	$\phi 8$	15	10	80
Appuis	0,98	4,5	10,53	3T14+3T16	10,65	$\phi 8$	15	10	80

• **Remarque :**

Nous remarque que le RPA estime mieux la section des armatures des poutres que le BAEL si nous la comparons aux résultant trouvés par Robot.

♣ **schéma de ferrailage :**

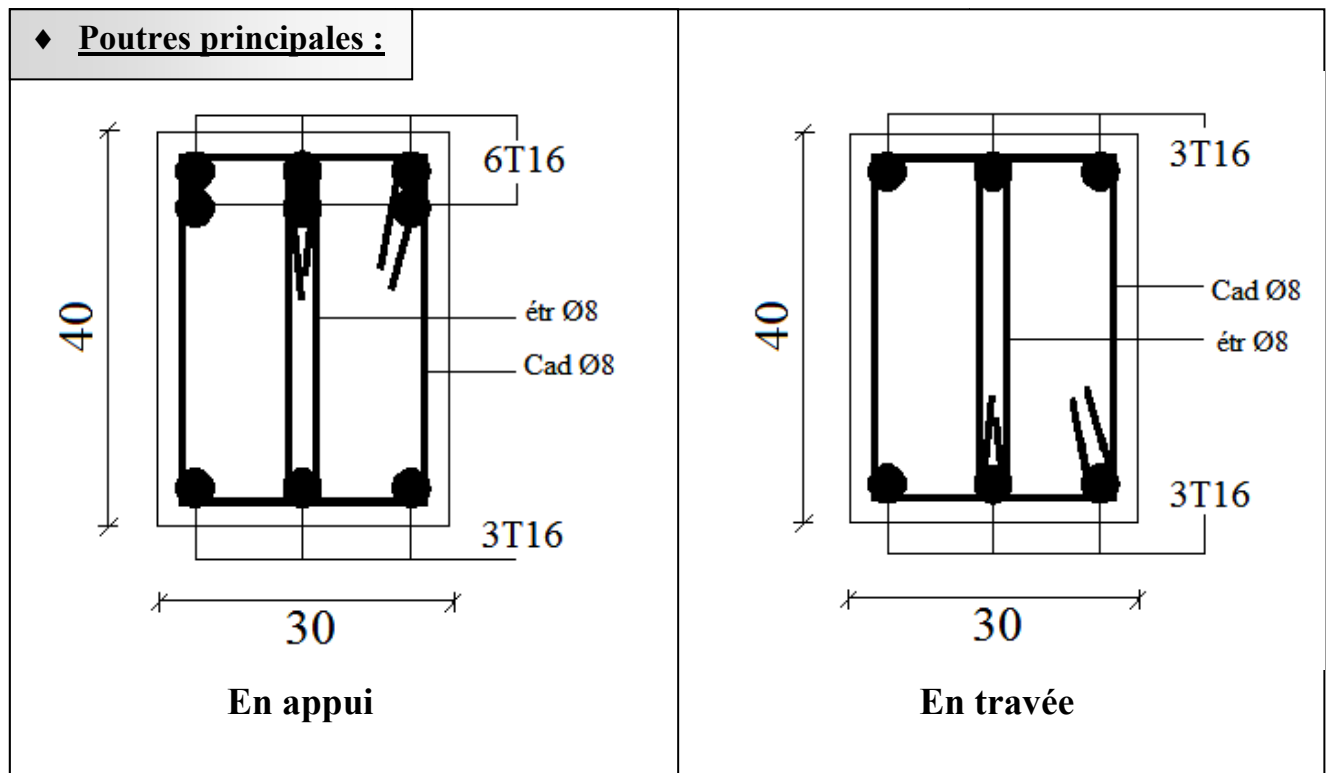


Fig.VI. 3: schéma de ferrailage des poutres principales.

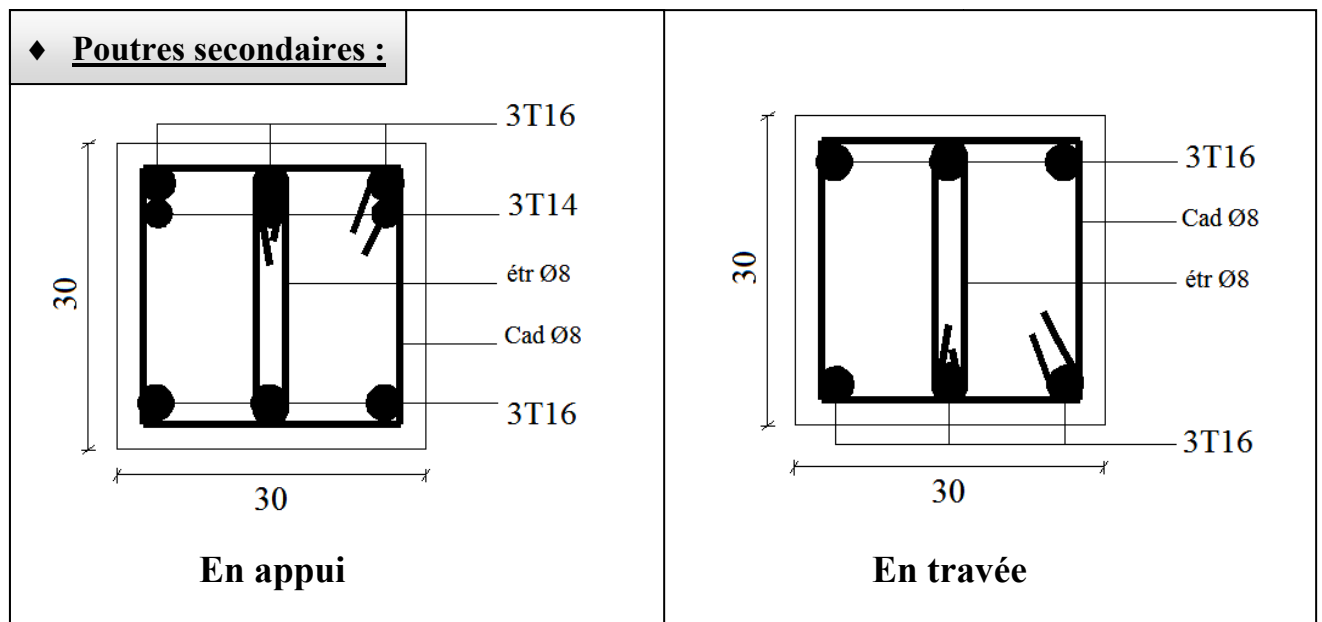


Fig.VI. 4: schéma de ferrailage des poutres secondaires.

• VI.3.3) Ferrailage des poteaux :

a. Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers, poutres par point d'appuis isolés.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau VI.4 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

✓ **Leurs rôles :**

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques ;
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).
- On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

1^{ere}) $N^{\max}, M_{zz\text{corr}}$ et $N^{\max}, M_{yy\text{corr}}$

2^{eme}) $M_{zz}^{\max}, N^{\text{corr}}$

3^{eme}) $M_{yy}^{\max}, N^{\text{corr}}$

4^{eme}) $N^{\min}, M_{zz\text{corr}}$ et $N^{\min}, M_{yy\text{corr}}$

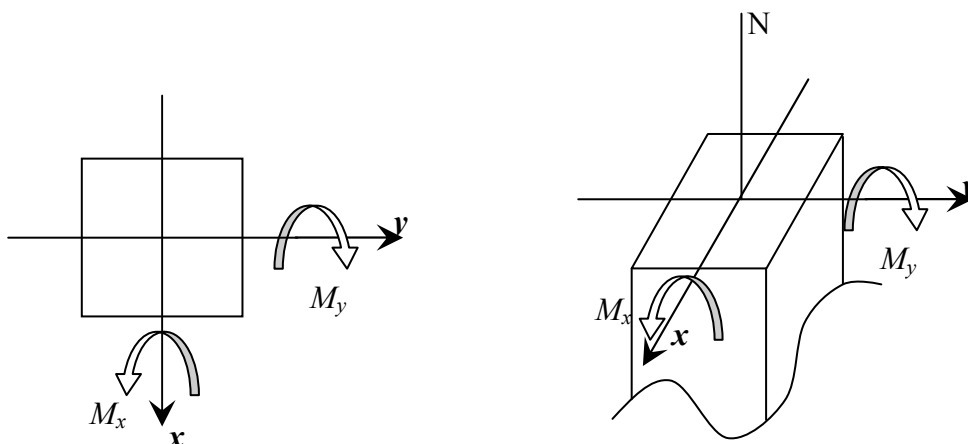


Fig.VI. 5: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel **Robot bat** sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm 1,2E$)

et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le CBA93.

b. Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

1) Conditions de RPA99(V2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,9% en zone III.
- Leur pourcentage maximale sera de :

- ◆ 4% en zone courante.
- ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 50φ en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ◆ 20 cm en zone III
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right)$$

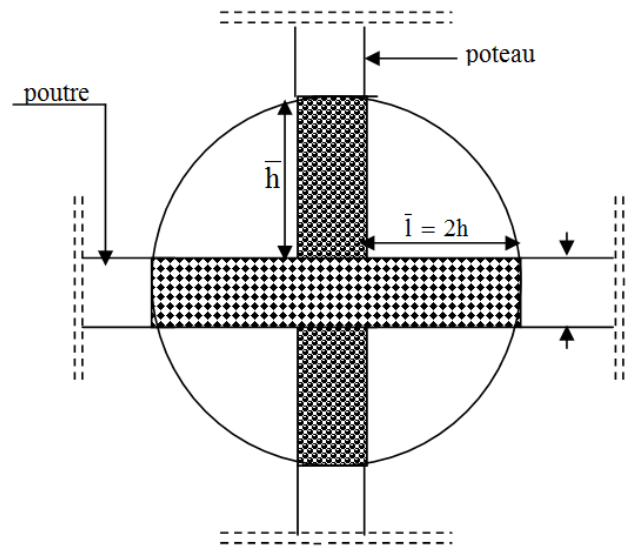


Fig.VI. 6: schéma de la zone nodale.

➤ **Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :**

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la traction simple}$$

2) Conditions de CBA 93 :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{[C.B.A.93/A.7.1.2.1]} \rightarrow A_l \geq 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ \text{[C.B.A.93/A.7.1.2.1]} \rightarrow 0.2\%B \leq A_l \leq 5\%B \end{array} \right\} \rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec : B : la section totale du poteau.

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot B \rightarrow \text{pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale (c) de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec :

b : étant la petite côté du rectangle.

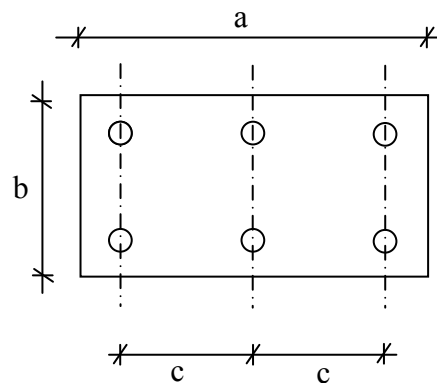


Fig.VI. 7: Espacement entre les armatures longitudinales.

c. Les armatures transversales :

1) Conditions de [RPA99version 2003/7.4.2.2] :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec : T_u : Effort tranchant;

a: Hauteur totale de la section brute;

f_e: Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a: Coefficient dépend de l'élancement géométrique λ_g .

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \Rightarrow \begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale : $\delta_t \leq 10\text{cm}$ (zone III)

Dans la zone courante : $\delta_t \leq \min (b_1/2, h_1/2, 10\varnothing_1)$ (zone III)

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme suit:

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes avec: } \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \end{cases}$$

Avec :

a et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ;

L_f : Longueur du flambement.

2) Conditions de CBA93 : [CBA93/A.7.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{l \min}, 40cm, b + 10cm)$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{l \min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

- Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

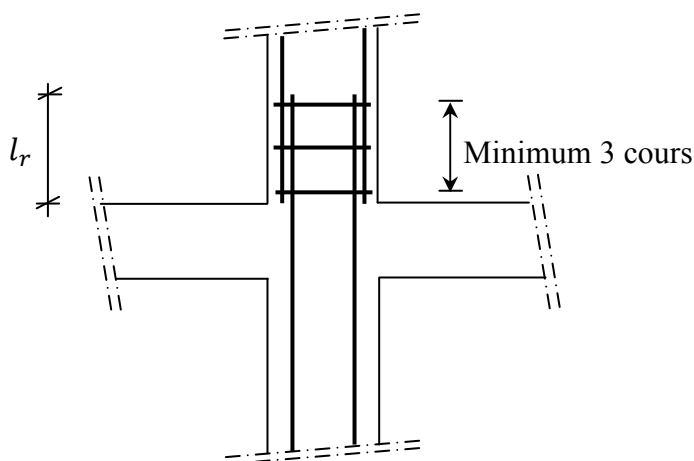


Fig.VI. 8: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

d. Sollicitations de calcul :

Tableau.VI. 5: Tableau récapitulatif des sollicitations :

Combinaison	Sollicitations		Section (cm ²)		
			(60x60)	(50x50)	(40x40)
ELU (1,35G+1,5Q)	Cas1	N ^{max} (KN)	6805,07	3610,67	911,68
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	2,31	31,84	10,51
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	38,35	11,66	7,89
	Cas1	N ^{max} (KN)	5587,37	2676,79	757,68
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	2,52	2,83	4,04
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	65,47	18,26	17,07

Situation accidentelle (G+P ± 1,2E) (0,8G ± E)	Cas 2	M_{zz} (KN.m)	81,46	81,99	64,76
		N^{corr} (KN)	1278,90	90,27	496,14
	Cas 3	M_{yy} (KN.m)	68,26	31,09	28,76
		N^{corr} (KN)	905,64	184,50	433,37
	Cas 4	N^{min} (KN)	702,61	178,63	25,54
		M_{yy}^{corr} (KN.m)	5,74	36,03	14,48
M_{zz}^{corr} (KN.m)		30,25	0,53	75,43	
ELS (G+Q)	M_s (KN.m)	27,56	8,36	5,63	
	N_s (KN)	4931,12	2619,63	665,26	
Effort tranchant	T (KN)	110,59	46,06	29,18	

e. Exemple de calcul :

Ferrailage du poteau de Section : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

1) Armatures longitudinales :

◇ Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime : $(1.35 G + 1.5 P)$

1^{er} Cas:

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{max}} = 6805,07 \text{ KN}$ (compression)
- $M_{yy}^{\text{corr}} = 2,31 \text{ KN.m}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = 38,35 \text{ KN.m}$

➤ Calcul suivant l'axe y-y :

✓ *Position du point d'application de l'effort normal N' :*

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{231}{6805,07} = 0,034 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

⇒ On a une compression excentrée.

✓ *Vérification si on a une compression excentré :*

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 327 = 228,9 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{228,9}{60} = 3,82$$

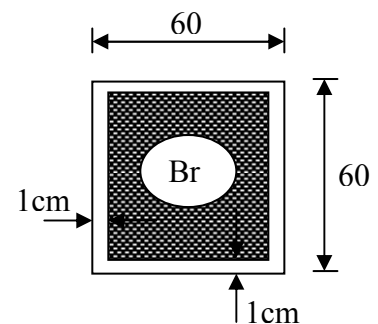


Fig.VI. 9: Section réduite du béton

$$\max\left(15 ; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = \max\left(15 ; 20 \times \frac{0,034}{60}\right) = 15$$

$$\implies \frac{l_f}{h} = 3,82 < \max\left(15 ; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = 15 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

\implies La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$M_1 = N_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

Avec :

- e_0 : excentricité structurale ;
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- $e_1 = e_0 + e_a$: excentricité du première ordre.
- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left[2\text{cm} ; \frac{l_f}{250}\right] \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + \alpha' \times \phi)$$

$$\Rightarrow \alpha' = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{389,1}{389,1 + 59,35} \Rightarrow \alpha' = 0,867$$

$$\Rightarrow \phi = \frac{\text{déformation final dû au fluage}}{\text{déformation instantanée sous la charge considérée}}$$

$\Rightarrow \phi$ est généralement égal à 2 ($\phi = 2$)

$$e_2 = \frac{3 \cdot (228,9)^2}{10^4 \cdot 60} \times (2 + 0,867 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,98 \text{ cm}$$

$$M_1 = 6805,07 \times (0,034 + 2 + 0,98) \times 10^{-2} \Rightarrow M_1 = 205,1 \text{ kN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1 :**

$$e'_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{20510}{6805,07} = 3,01 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

\implies L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

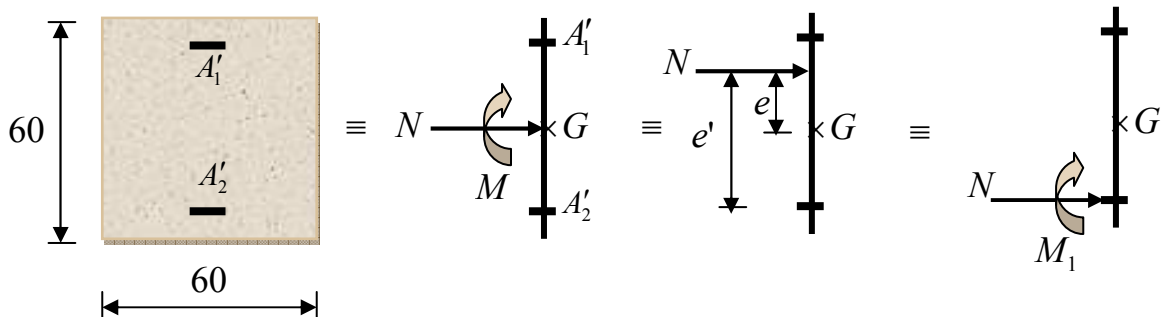


Fig.VI. 10: Position de N_1 et M_1 sur la section transversale.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M + N_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 205,1 + 6805,07 \cdot \left(0,57 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 2042,47 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 3) \times 14,2 \times 60 \times 60 \times 10^{-3} = 909,42 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 6805,07 \times (0,57 - 0,03) - 2042,47 = 1632,27 \text{ KN.m}$$

✓ **Conclusion :**

$$(I) = 909,42 \text{ KN.m} < (II) = 1632,27 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

✓ **Vérification si $A'_2 > 0$:**

$$\underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)} \stackrel{?}{\geq} \underbrace{(0,5 \cdot h - c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(III)}$$

$$(III) = (0,5 \times 60 - 3) \times 14,2 \times 60 \times 60 \times 10^{-3} = 1380,24 \text{ KN.m}$$

✓ **Conclusion :**

$$(II) = 1632,27 \text{ KN.m} > (III) = 1380,24 \text{ KN.m} \Rightarrow A'_2 > 0$$

✓ **Calcul des armatures :**

$$A'_1 = \frac{M_1 - (d - 0,5 \cdot h) \times \sigma_b \times b \times h}{\sigma'_2 \cdot (d - c_1)}$$

$$A'_2 = \frac{N_1 - 100 \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_2} - A'_1$$

$$\sigma'_2 = ?? \quad \text{contrainte des aciers comprimés pour un raccourcissement } \xi'_{s1} = \xi'_{s2} = 2\%$$

$$(\text{Acier FeE400}) \Rightarrow 1000 \varepsilon'_s = 2 > 1000 \varepsilon_1 = 1,739$$

$$\Rightarrow \sigma'_2 = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A'_1 = \frac{2042470 - (57 - 0,5 \cdot 60) \times 14,2 \times 60 \times 60}{348 \cdot (57 - 3)} \Rightarrow A'_1 = 34,24 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = \frac{6805070 - 100 \times 14,2 \times 60 \times 60}{100 \times 348} - 34,24 \Rightarrow A'_2 = 14,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul suivant l'axe z-z :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N'} = \frac{3835}{6805,07} = 0,56 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 327 = 228,9 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{228,9}{60} = 3,82$$

$$\max\left(15; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = \max\left(15; 20 \times \frac{0,56}{60}\right) = 15$$

$$\implies \frac{l_f}{h} = 3,82 < \max\left(15; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = 15 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

\implies La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$M_1 = N_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left[2 \text{ cm}; \frac{l_f}{250}\right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + \alpha' \times \phi)$$

$$\Rightarrow \alpha' = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{209,77}{209,77 + 25,27} \Rightarrow \alpha' = 0,892$$

$$\Rightarrow \phi = \frac{\text{déformation final dû au fluage}}{\text{déformation instantanée sous la charge considérée}}$$

$$\Rightarrow \phi \text{ est généralement égal à } 2 \quad (\phi = 2)$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (228,9)^2}{10^4 \cdot 60} \times (2 + 0,892 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,99 \text{ cm}$$

$$M_1 = 6805,07 \times (0,56 + 2 + 0,99) \times 10^{-2} \Rightarrow M_1 = 241,57 \text{ kN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1 :**

$$e'_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{24157}{6805,07} = 3,55 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

\implies L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

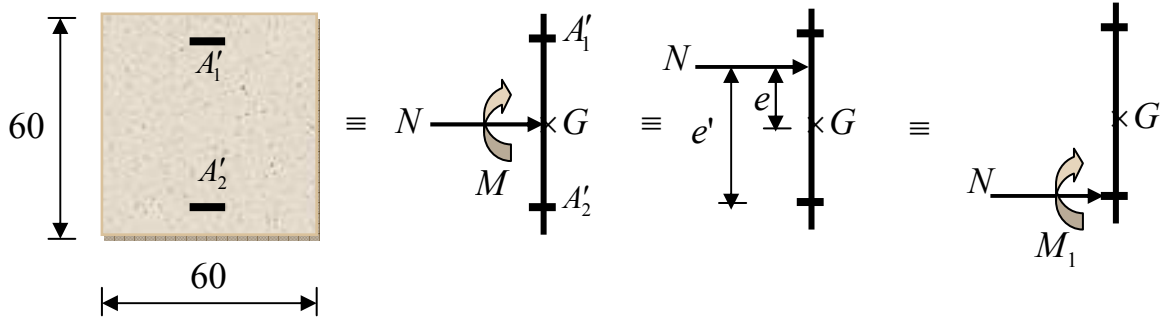


Fig.VI. 11: Position de N_1 et M_1 sur la section transversale.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M + N_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 241,57 + 6805,07 \cdot \left(0,57 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M'_1 = 2078,94 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 3) \times 14,2 \times 60 \times 60 \times 10^{-3} = 909,42 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 6805,07 \times (0,57 - 0,03) - 2078,94 = 1595,79 \text{ KN.m}$$

✓ **Conclusion :**

$$(I) = 909,42 \text{ KN.m} < (II) = 1595,79 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

✓ **Vérification si $A'_2 > 0$:**

$$\underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)} \stackrel{?}{\geq} \underbrace{(0,5 \cdot h - c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(III)}$$

$$(III) = (0,5 \times 60 - 3) \times 14,2 \times 60 \times 60 \times 10^{-3} = 1380,24 \text{ KN.m}$$

✓ **Conclusion :**

$$(II) = 1595,79 \text{ KN.m} > (III) = 1380,24 \text{ KN.m} \Rightarrow A'_2 > 0$$

✓ **Calcul des armatures :**

$$A'_1 = \frac{M_1 - (d - 0,5 \cdot h) \times \sigma_b \times b \times h}{\sigma'_2 \cdot (d - c_1)}$$

$$A'_2 = \frac{N_1 - 100 \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_2} - A'_1$$

$$\sigma'_2 = ?? \quad \text{contrainte des aciers comprimés pour un raccourcissement } \xi'_{s1} = \xi'_{s2} = 2\%$$

$$(\text{Acier FeE400}) \Rightarrow 1000 \varepsilon'_s = 2 > 1000 \varepsilon_1 = 1,739$$

$$\Rightarrow \sigma'_2 = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A'_1 = \frac{2078940 - (57 - 0,5 \cdot 60) \times 14,2 \times 60 \times 60}{348 \cdot (57 - 3)} \Rightarrow A'_1 = 34,48 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = \frac{6805070 - 100 \times 14,2 \times 60 \times 60}{100 \times 348} - 34,48 \Rightarrow A'_2 = 15,11 \text{ cm}^2$$

◇ **Situation accidentelle :** (G + P ± 1.2 E ; 0.8 G ± E)

1er Cas:

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 5587,37 \text{ KN}$ (compression)
- $M_{yy}^{\text{corr}} = 2,52 \text{ KN.m}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = 65,47 \text{ KN.m}$

➤ Calcul suivant l'axe v-v :

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{252}{5587,37} = 0,045 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5$$

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 327 = 228,9 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{228,9}{60} = 3,82$$

$$\max\left(15; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = \max\left(15; 20 \times \frac{0,045}{60}\right) = 15$$

$$\Longrightarrow \frac{l_f}{h} = 3,82 < \max\left(15; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = 15 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

► La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$M_1 = N_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left[2 \text{ cm}; \frac{l_f}{250}\right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + \alpha' \times \phi)$$

$$\Rightarrow \alpha' = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{321,15}{321,15 + 112,7} \Rightarrow \alpha' = 0,74$$

$$\Rightarrow \phi = \frac{\text{déformation final dû au fluage}}{\text{déformation instantanée sous la charge considérée}}$$

$$\Rightarrow \phi \text{ est généralement égal à } 2 \quad (\phi = 2)$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (228,9)^2}{10^4 \cdot 60} \times (2 + 0,74 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,91 \text{ cm}$$

$$M_1 = 5587,37 \times (0,045 + 2 + 0,91) \times 10^{-2} \Rightarrow M_1 = 165,11 \text{ kN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1 :**

$$e'_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{16511}{5587,37} = 2,95 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

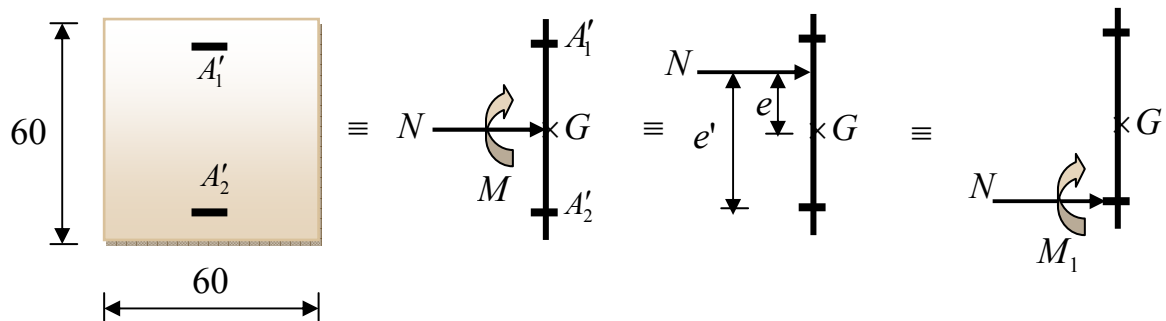


Fig.VI. 12: Position de N_1 et M_1 sur la section transversale.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M + N_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 165,11 + 5587,37 \cdot \left(0,57 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M'_1 = 1673,69 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 3) \times 14,2 \times 60 \times 60 \times 10^{-3} = 909,42 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 5587,37 \times (0,57 - 0,03) - 1673,69 = 1343,49 \text{ KN.m}$$

✓ **Conclusion :**

$$(I) = 909,42 \text{ KN.m} < (II) = 1343,49 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

✓ **Vérification si $A'_2 > 0$:**

$$\underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)} \stackrel{?}{\geq} \underbrace{(0,5 \cdot h - c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(III)}$$

$$(III) = (0,5 \times 60 - 3) \times 14,2 \times 60 \times 60 \times 10^{-3} = 1380,24 \text{ KN.m}$$

✓ **Conclusion :**

$$(II) = 1343,49 \text{ KN.m} < (III) = 1380,24 \text{ KN.m} \Rightarrow A'_2 = 0$$

✓ **Calcul des armatures :**

$$A'_1 = \frac{N_1 - 100 \times \varphi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

$$\varphi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c_1) - M_1}{\sigma_b \times b \times h^2}}{0,8571 - \frac{c_1}{h}} = \frac{0,3571 + \frac{5587370(57 - 3) - 100 \times 1673690}{100 \times 14,2 \times 60 \times 60^2}}{0,8571 - \frac{3}{60}} \Rightarrow \varphi = 0,985$$

$$\Rightarrow 0,8095 < \varphi = 0,985 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma'_{s1} = ?? \quad 1000 \xi'_{s1} = 2 + \left(3,437 - 8,019 \times \frac{c_1}{h} \right) \cdot \sqrt{1 - \varphi} = 2 + \left(3,437 - 8,019 \times \frac{3}{60} \right) \cdot \sqrt{1 - 0,985} = 2,372$$

$$(\text{Acier FeE400}) \Rightarrow 1000 \varepsilon'_{s1} = 2,372 > 1000 \varepsilon_{l1} = 1,739$$

$$\Rightarrow \sigma'_{s1} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A'_1 = \frac{5587370 - 100 \times 0,985 \times 14,2 \times 60 \times 60}{100 \times 400} \Rightarrow A'_1 = 13,80 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = 0 \quad (\text{armature de montage})$$

➤ **Calcul suivant l'axe z-z :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N'} = \frac{6547}{5587,37} = 1,17 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5$$

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 327 = 228,9 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{228,9}{60} = 3,82$$

$$\max\left(15; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = \max\left(15; 20 \times \frac{1,17}{60}\right) = 15$$

$$\implies \frac{l_f}{h} = 3,82 < \max\left(15; 20 \times \frac{e_0}{h}\right) = 15 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

\implies La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$M_1 = N_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left[2\text{cm}; \frac{l_f}{250}\right] \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + \alpha' \times \phi)$$

$$\Rightarrow \alpha' = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{150,4}{150,4 + 20,7} \Rightarrow \alpha' = 0,88$$

$$\Rightarrow \phi = \frac{\text{déformation final dû au fluage}}{\text{déformation instantanée sous la charge considérée}}$$

$\Rightarrow \phi$ est généralement égal à 2 ($\phi = 2$)

$$e_2 = \frac{3 \cdot (228,9)^2}{10^4 \cdot 60} \times (2 + 0,88 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,98 \text{ cm}$$

$$M_1 = 5587,37 \times (1,17 + 2 + 0,98) \times 10^{-2} \Rightarrow M_1 = 231,88 \text{ kN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1 :**

$$e'_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{23188}{5587,37} = 4,15 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

\implies L'effort normal de compression se trouve à l'intérieure de la section.

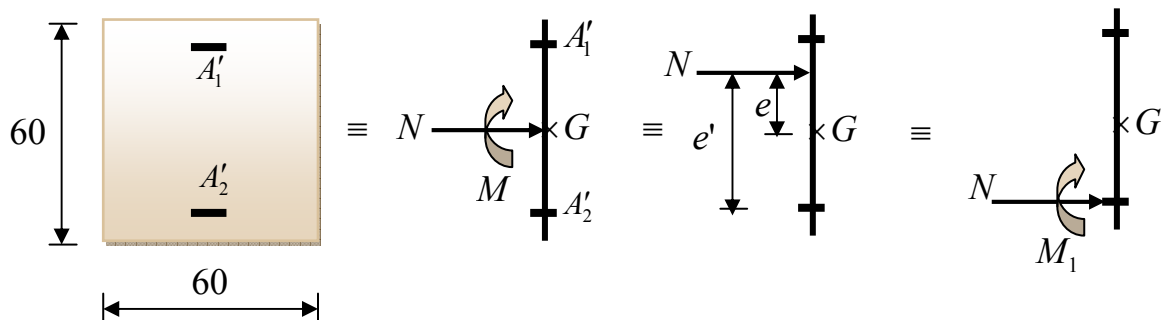


Fig.VI. 13: Position de N_1 et M_1 sur la section transversale.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M + N_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 231,88 + 5587,37 \cdot \left(0,57 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M'_1 = 1740,47 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 3) \times 14,2 \times 60 \times 60 \times 10^{-3} = 909,42 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 5587,37 \times (0,57 - 0,03) - 1740,47 = 1276,71 \text{ KN.m}$$

✓ **Conclusion :**

$$(I) = 909,42 \text{ KN.m} < (II) = 1276,71 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

✓ **Vérification si $A'_2 > 0$:**

$$\underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)} \stackrel{?}{\geq} \underbrace{(0,5 \cdot h - c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(III)}$$

$$(III) = (0,5 \times 60 - 3) \times 14,2 \times 60 \times 60 \times 10^{-3} = 1380,24 \text{ KN.m}$$

✓ **Conclusion :**

$$(II) = 1276,71 \text{ KN.m} < (III) = 1380,24 \text{ KN.m} \Rightarrow A'_2 = 0$$

✓ **Calcul des armatures :**

$$A'_1 = \frac{N_1 - 100 \times \varphi \times \sigma_b \times b \times h}{100 \times \sigma'_{s1}}$$

$$\varphi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c_1) - M_1}{\sigma_b \times b \times h^2}}{0,8571 - \frac{c_1}{h}} = \frac{0,3571 + \frac{5587370(57 - 3) - 100 \times 1740470}{100 \times 14,2 \times 60 \times 60^2}}{0,8571 - \frac{3}{60}} \Rightarrow \varphi = 0,957$$

$$\Rightarrow 0,8095 < \varphi = 0,957 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma'_{s1} = ?? \quad 1000 \xi'_{s1} = 2 + \left(3,437 - 8,019 \times \frac{c_1}{h} \right) \cdot \sqrt{1 - \varphi} = 2 + \left(3,437 - 8,019 \times \frac{3}{60} \right) \cdot \sqrt{1 - 0,957} = 2,629$$

$$(\text{Acier FeE400}) \Rightarrow 1000 \varepsilon'_{s1} = 2,629 > 1000 \varepsilon_1 = 1,739$$

$$\Rightarrow \sigma'_{s1} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A'_1 = \frac{5587370 - 100 \times 0,957 \times 14,2 \times 60 \times 60}{100 \times 400} \Rightarrow A'_1 = 17,38 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = 0 \quad (\text{armature de montage})$$

◇ **Vérification à l'Etat limite de service:**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2756}{4931,12} = 0,56 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,56 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression se trouve à l'intérieure de la section.

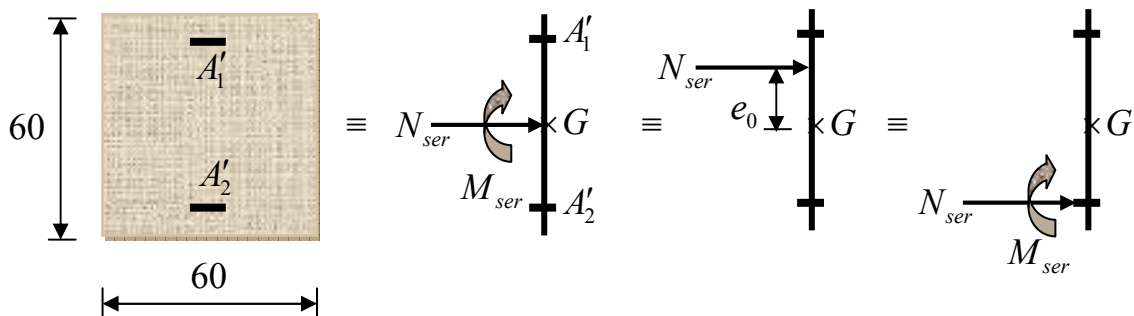


Fig. VI. 14 : Position du Point d'application de l'effort normal N^{ser}

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$e_0 = 0,56 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

● **Remarque :** S.E.C il faut vérifier : $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 60 \times 60 + 15(34,24 + 14,41) = 4329,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'_1 \cdot c + A'_2 \cdot d) \right] = \frac{1}{4329,75} \left[\frac{60 \cdot 60^2}{2} + 15(34,24 \times 3 + 14,41 \times 57) \right] = 28 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 60 - 28 = 32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + (A_2(v_2 - c_2))^2)$$

$$I = \frac{60}{3}(28^3 + 32^3) + 15(34,24(28 - 3)^2 + 14,41(32 - 3)^2) = 1593942 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 27,56 - 4931,12 \left(\frac{0,60}{2} - 0,28 \right) = -71,06 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_{ser}} \leq \frac{I}{B_0 \cdot V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_{ser}} = \frac{7106}{4931,12} = 1,44 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{B_0 \cdot V_2} = \frac{1593942}{4329,75 \times 32} = 11,5 \text{ cm}$$

$$e_G = 1,44 \text{ cm} < \frac{I}{B_0 \cdot V_2} = 11,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \cdot B_0} = \frac{4931120}{100 \times 4329,75} = 11,4 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I} = \frac{71060}{1593942} = 0,045$$

$$\sigma_{b1} = \sigma_0 + K \times V_1 = 11,4 + 0,045 \times 28 = 12,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b1} = 12,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Il n'est pas nécessaire de vérifier σ_s

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2) Armatures transversales :

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$T_{\max} = 110,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{110590}{60 \times 54 \times 100} = 0,34 \text{ MPa}$$

Selon le C.B.A93 : Art A .5.1.2.1 :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{max}}}{3} = \frac{2}{3} = 0,67cm$$

⇒ Donc on prendra $\phi_t = 8mm$ avec une nuance d'acier FeE400

✓ **Espacement des armatures transversales :**

Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min(15\phi_L^{min}; 40cm; b + 10cm) = (15 \times 1,4; 40cm; 60 + 10) = 21cm$$

$$\Rightarrow t = 15cm$$

D'après les règles [RPA99version 2003/7.4.2] : (zone III)

Zone nodale :

$$t \leq 10cm \quad (\text{zone III})$$

$$\Rightarrow t = 10cm$$

Zone courante :

$$t \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10\phi_1) = \min(30; 30; 16) = 16cm$$

$$\Rightarrow t = 15cm$$

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{228,9}{60} = 3,82 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot T_u}{h_t \cdot f_e} = \frac{10 \times 3,75 \times 110590}{60 \times 400 \times 100} = 1,73cm^2$$

⇒ On prend 4T8 ⇒ $A_t = 2,01 cm^2$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{228,9}{60} = 3,82 < 5 \Rightarrow A_{min} = 0,36\% \cdot b \cdot t = 0,0036 \cdot 60 \cdot 10 = 2,16cm^2$$

3) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 60 = 120cm$$

$$h' = \max\left(\frac{357}{6}; 60; 60; 60\right) = 60cm$$

4) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50 \cdot \phi_{L_{max}} = 50 \times 2 = 100cm$$

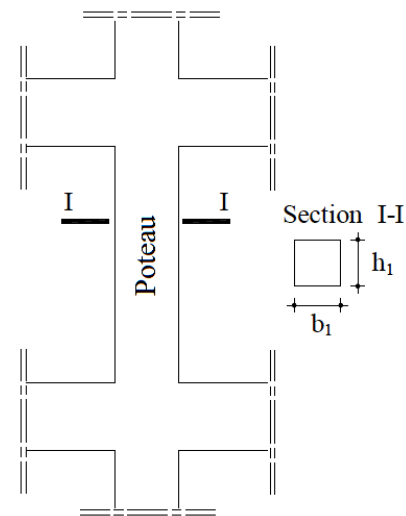


Fig. VI. 15 : Zone courante

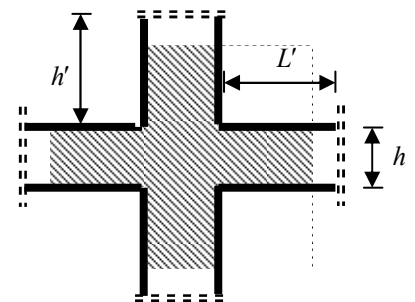


Fig. VI. 16: Zone nodale

● **Conclusion :**

$$A_{RPA} = 0,009 \times 60^2 = 32,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{BAEL} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0,2 \cdot 60^2}{100}; \frac{8(60+60)}{100} \right] = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A'_1 = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = (34,48; 32,4; 9,6) = 34,48 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

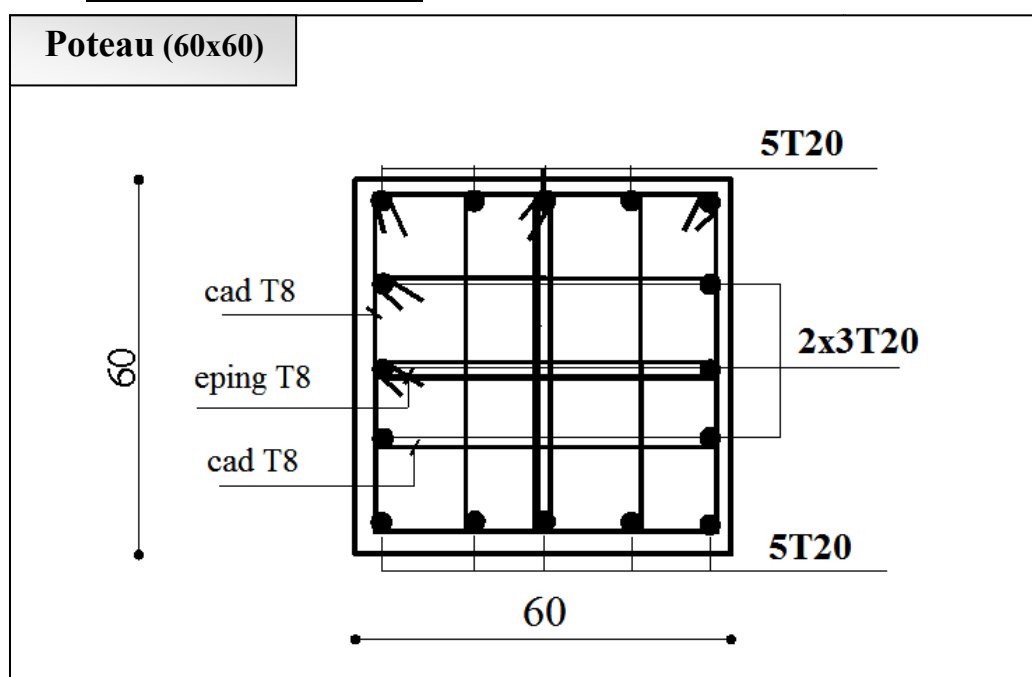
$$A'_1 \rightarrow 11T20 = 34,56 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \rightarrow 5T20 = 15,71 \text{ cm}^2$$

Tableau VI. 6 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.

Section	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		Ferrailage	A(cm ²)	Long de rec(cm)
		RPA	BAEL			
(60x60)	34,48	32,4	9,6	A' ₁ → 11T20	34,56	100
				A' ₂ → 5T20	15,71	
(50x50)	22,5	22,5	8	12T16	24,13	80
(40x40)	14,4	14,4	6,4	8T16	16,08	80

♣ **schéma de ferrailage :**



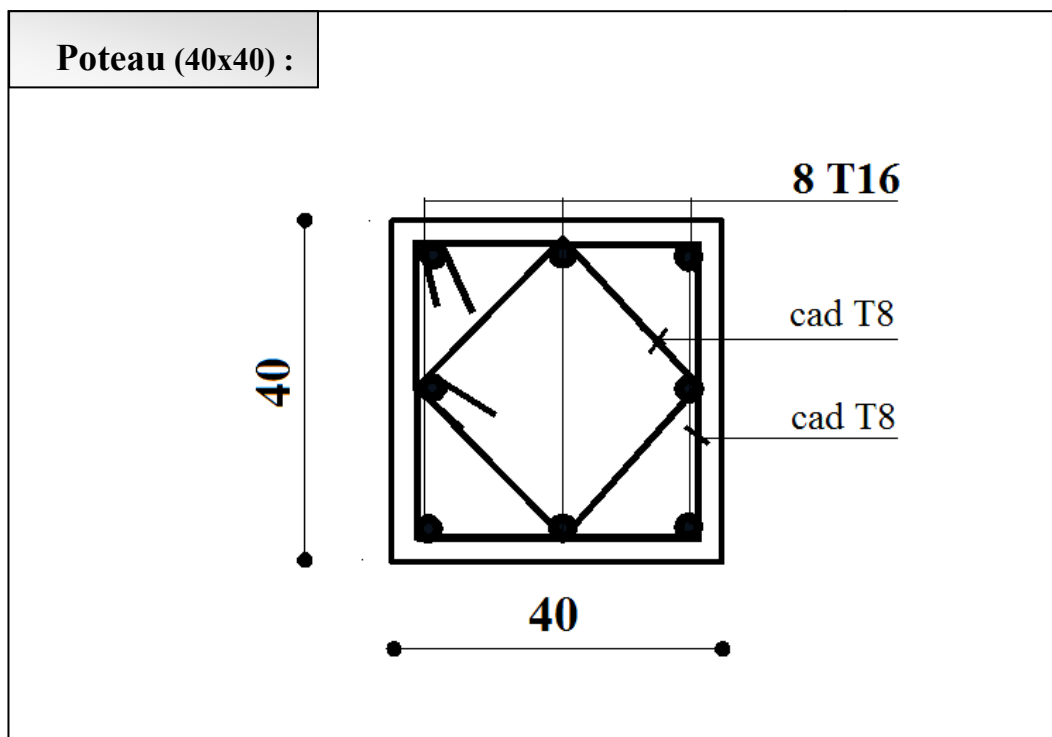
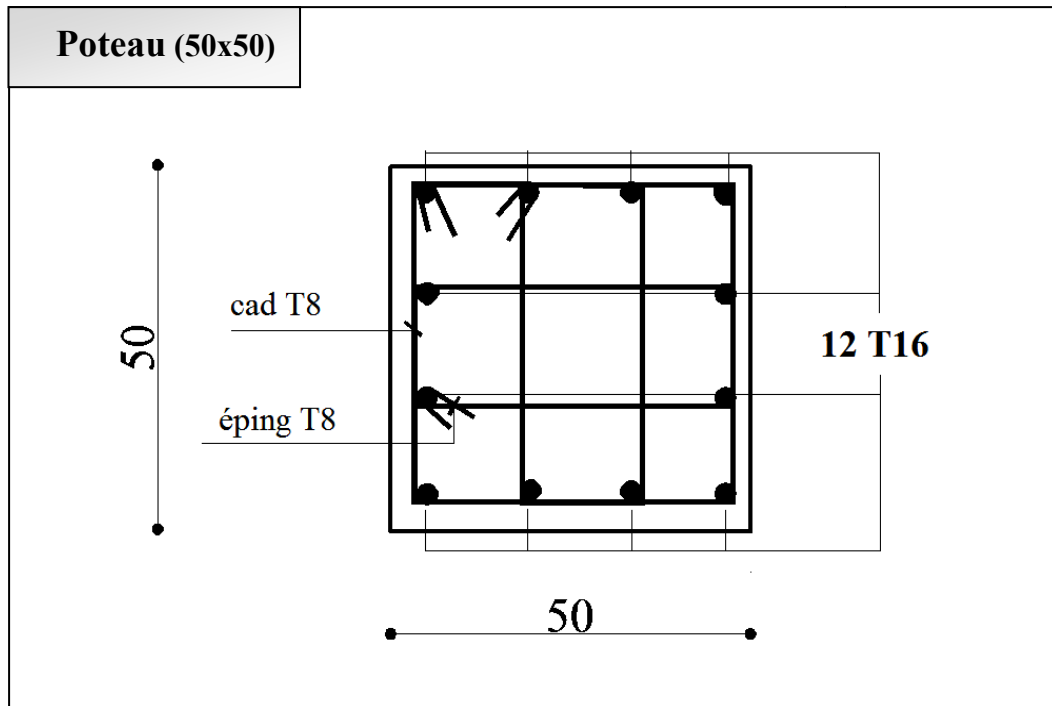


Fig.VI.17: schéma de ferrailage des poteaux.

Chapitre

VII

Etude des voiles



CHAPITRE VII

Etude des voiles

▪ **VII-1/VOILE DE CONTREVENTEMENT:**

▪ **VII.1.1)Introduction :**

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales du séisme, ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

➤ **Rôle de voile :**

Les voiles ont donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales.

➤ **Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (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).

a. Description relative aux armatures des voiles :

Pour la section des voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- 1- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- 2- Détermination de la nature de la section.

En flexion composée trois cas peuvent se présenter suivant la position de l'axe neutre qui peut passer soit entre les armatures, soit en dehors des armatures.

- Soit entièrement tendue.
- Soit partiellement comprimée.
- Soit entièrement comprimée.

Tout en admettant que :

- $N > 0$ est un effort de compression.
- $N < 0$ est un effort de traction.

b. Disposition constructives des armatures :

On devra disposer les ferrailages suivants [RPA99/V2003/7.7.4] :

- Les armatures verticales.
- Les armatures horizontales.

c. Ferrailage minimal :

Lorsque la section d'acier calculée est nulle ou trop faible, les différents règlements imposent des sections minimales d'acier.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : $A_{min} = 0,15\% \cdot h \cdot b$
 - En zone courant : $A_{min} = 0,10\% \cdot h \cdot b$
- } (RPA99 / version 2003)

A chacune des extrémités du voile $AV \geq 4HA10$.

A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure 1). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\delta \leq \min(1,5 \cdot e; 30 \text{ cm})$ en zone courante.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles $\phi \leq \frac{l}{10} e$

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

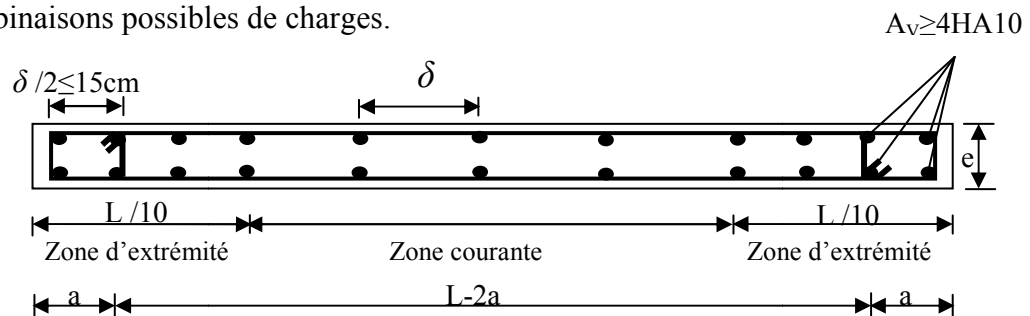


Fig. VII .1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

✓ **Vérification à l'effort tranchant et calcul des armatures horizontales :**

Contraintes limites de cisaillement [RPA99/V2003/7.7.2] :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut que : $\tau_u = \frac{\bar{V}_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$

- $\bar{V}_u = 1,4 \cdot Vu_{calculée}$;
- b : épaisseur du voile;
- d : hauteur utile = $0,9 \cdot h$ et
- h : hauteur totale de la section brute.

✓ **Espacement minimal des armatures horizontales :**

- $\delta_i \leq \min(1,5 \cdot 20 ; 30cm) = 30cm$ en zone courante.
- $\delta_i \leq \frac{30}{2} = 15cm$ en zone d'extrémité.

▪VII.1.2) Détermination de Ferrailage des voiles de contreventement:

a. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles se fera sous les sollicitations verticales et horizontales.

Le calcul du ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable.

Pour calculer les sollicitations N et M on procède par les formules suivantes :

Calcul de ferrailage :

✓ **Détermination des sollicitations (N, M) :**

Les résultats sont donnés par logiciel robot.bat, les sollicitations (N, M) du panneau le plus sollicité sont :

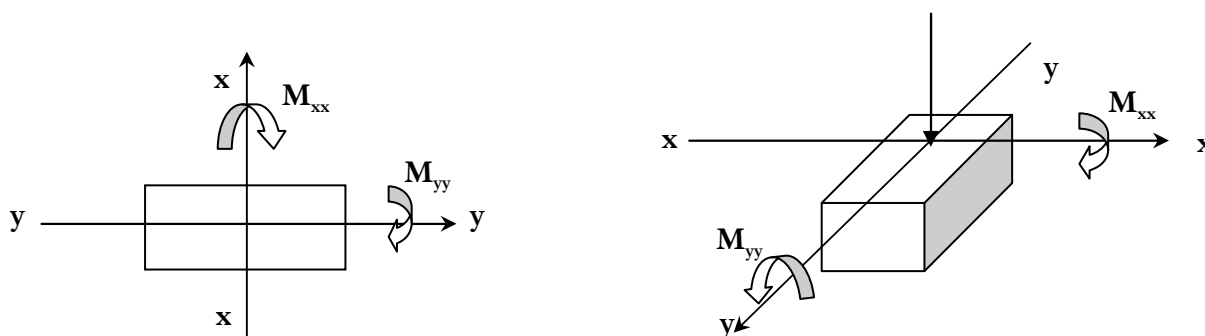


Fig. VII.2: Sollicitations sur les voiles.

Exemple de calcul : voile de contreventement

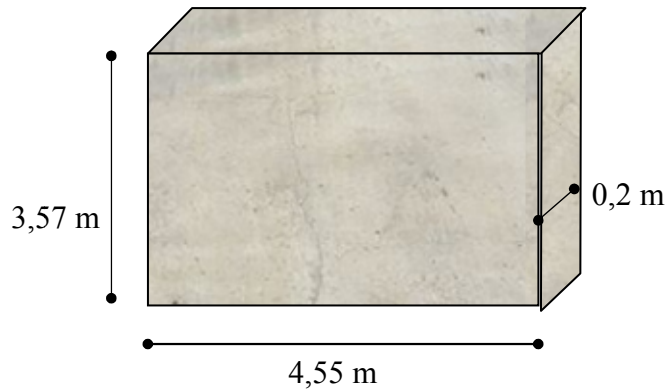


Fig. VII. 3: Voile le plus défavorable

➤ **Sens x-x :**

$$\begin{cases} N' = 3228,71 \text{ KN.} \\ M_{xx} = 234,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

⇒ N'; Mx section des armatures verticales à l'extrémité du voile.

➤ **Sens y-y :**

$$\begin{cases} N' = 3228,71 \text{ KN.} \\ M_{yy} = 638,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

⇒ N'; My section des armatures verticales parallèle au parement du voile.

➤ **Ferraillage suivant l'axe x-x :**

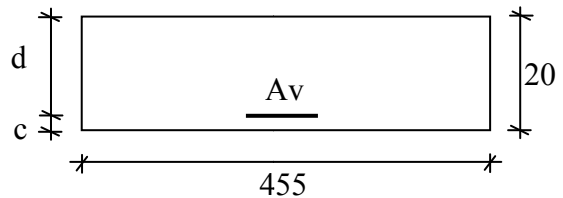


Fig.VII. 4: Section de calcul

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression (N') :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{23461}{3228,71} = 7,27 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

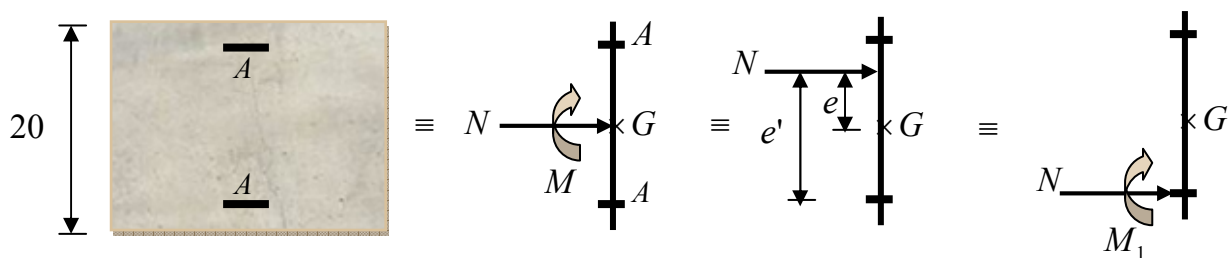


Fig.VII.5: Position du point d'application de l'effort normal de compression (N').

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 234,61 + 3228,71 \left(0,18 - \frac{0,2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 492,91 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 20 - 0,81 \cdot 2) \times 18,5 \times 455 \times 20 \times 10^{-3} = 861,95 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 3228,71 \times (0,18 - 0,02) - 492,91 = 23,68 \text{ KN.m}$$

$$(I) = 861,95 \text{ KN.m} > (II) = 23,68 \text{ KN.M} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée}$$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{492910}{18,5 \times 455 \times 18^2} = 0,181$$

$$\mu = 0,181 < \mu_1 = 0,379 \text{ (Acier FeE400 S.Acc)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,252$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,899$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{492910}{400 \times 0,899 \times 18} = 76,15 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 76,15 - \frac{3228710}{100 \cdot 400} = -4,57 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 455 \times 20 = 13,65 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion :**

$$A = \max(A_{FC} ; A_{\min}) = 13,65 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$18 \text{ T10} \rightarrow 14,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{455}{10} = 45,5 \mapsto 45,5 \times 2 = 91 \mapsto 455 - 91 = 360 \mapsto \frac{360}{18} = 20 \text{ cm}$$

$$(\text{T10} \rightarrow ep = 20 \text{ cm})$$

➤ **Ferraillage suivant l'axe y-y :**

$$\begin{cases} N' = 3228,71 \text{ KN.} \\ M_{yy} = 638,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

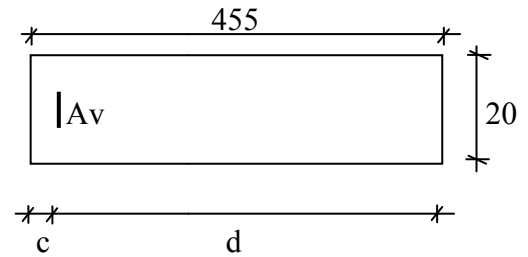


Fig.VII. 6: Section de calcul

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression (N') :**

$$e = \frac{M}{N'} = \frac{63878}{3228,71} = 19,78 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 225,5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

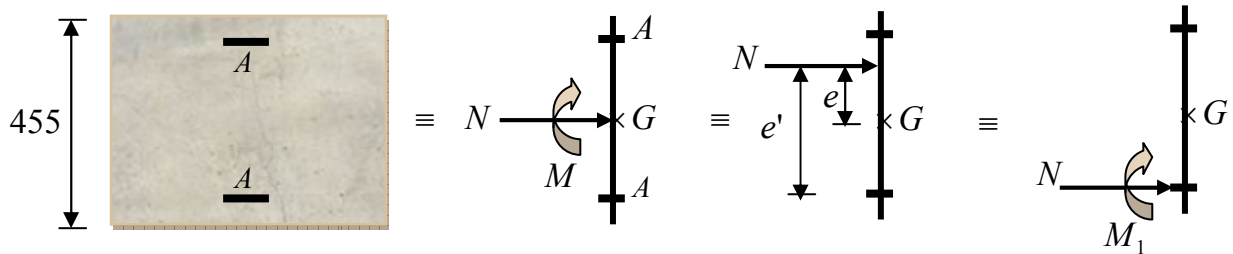


Fig.VII. 7 : Position du point d'application de l'effort normal de compression (N') .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1 \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M_{yy} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 638,78 + 3228,71 \left(4,53 - \frac{4,55}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 7919,52 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 455 - 0,81 \cdot 2) \times 18,5 \times 455 \times 20 \times 10^{-3} = 25541 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 3228,71 \times (4,53 - 0,02) - 7919,52 = 6641,96 \text{ KN.m}$$

(I) = 25541 KN.m > (II) = 6641,96 KN.M ⇒ la section est partiellement comprimée

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7919520}{18,5 \times 20 \times 453^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,379 \text{ (Acier FeE400 S.Acc)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,945$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7919520}{400 \times 0,945 \times 453} = 46,25 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 46,25 - \frac{3228710}{100 \cdot 400} = -34,47 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

✓ **Armatures minimales :**

$$A = h \times b \times 0,15\% = 455 \times 20 \times 0,15\% = 13,65 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion :**

$$A = \max(A_{FC} ; A_{\min}) = 13,65 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$8 \text{ T14} + 2 \text{ T10} \rightarrow 13,89 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{455}{10} = 45,5 \mapsto 45,5 \times 2 = 91 \mapsto \frac{91}{8+2} = 9,1 \Rightarrow ep = 10 \text{ cm}$$

$$(\text{T14} + \text{T10} \rightarrow ep = 10 \text{ cm})$$

✓ **Espacement minimal des barres verticales S :**

- $S \leq \min(1,5.e ; 30 \text{ cm})$
- $S \leq \min(1,5.20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30 \text{ cm}$ et $S' = S/2 \leq 15 \text{ cm}$

$$\Longrightarrow \text{on adoptera un espacement : } S = 20 \text{ cm}$$

$$S' = S/2 = 20/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Choix des armatures :**

Afin de vérifier l'espacement minimum imposé par le RPA99 (version 2003) on choisira :

- 8 T14 + 2 T10 à chaque extrémité de la section verticale du voile.
- T10 espacé de 20 cm à chaque nappe pour les armatures verticales du voile.

✓ **Les armatures horizontales :**

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots \dots \dots \text{ (Pas de reprise de bétonnage).}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow [\text{RPA99/V2003/7.7.2}]$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot T_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 100,56 \cdot 10^3}{20 \cdot 453 \cdot 100} = 0,16 \text{ MPa}$$

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

T10 espacés de 20 cm à chaque nappe pour les armatures verticales du voile.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

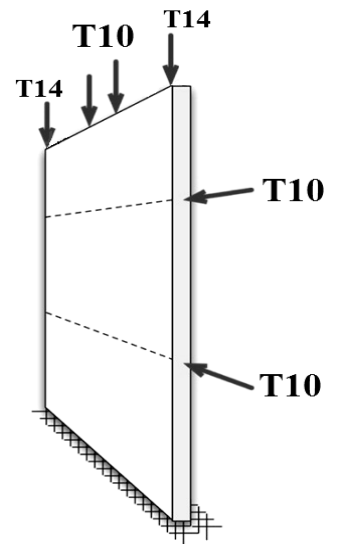


Fig. VII. 8 : Disposition des armatures.

b. Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments qui constituent les voiles à ouvertures, leur rôle est de lier les trumeaux. Cette liaison se traduit par des encastresments en leurs extrémités sur les trumeaux.

Les linteaux doivent résister aux efforts qui les sollicitent et travaillent surtout au cisaillement engendré par les efforts horizontaux.

➤ **Premier cas :**

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d}$$

Avec :

\bar{V} : Effort tranchant max ($\bar{V} = 1,4 \cdot V_{ucal}$);

b : Epaisseur du linteau et

h : Hauteur totale de section brute

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (Avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l);
- Des aciers transversaux (A_t) et
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

✓ **Aciers longitudinaux :**

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$$Z = h - 2 \cdot d' = 0,8 \cdot h$$

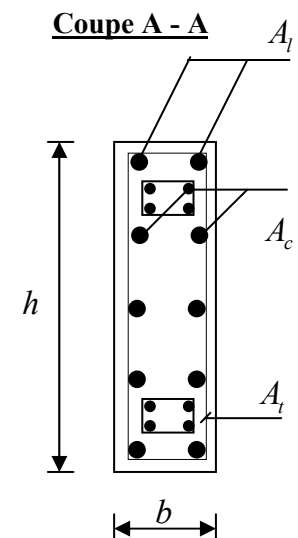
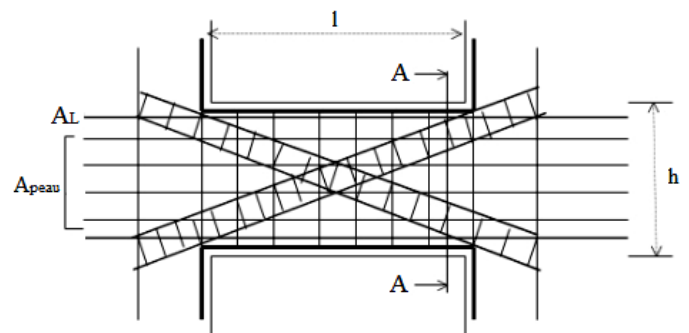


Fig. VII. 9 : Armatures de linteaux.

Où **h** : Hauteur totale du linteau.

d : Distance d'enrobage.

M : Moment du à l'effort tranchant.

✓ **Aciers transversaux :**

1- **linteaux longs** $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1\right)$

On a :
$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot 0,8 \cdot h}{V}$$

Avec : **A_t** : Représente la section d'une cour d'armatures transversales

S: Espacement des cadres.

l : Représente la portée du linteau.

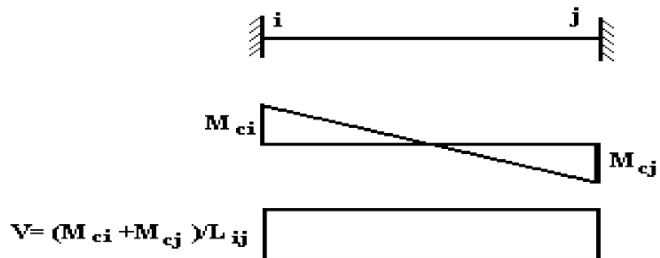
2- **linteaux courts** $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1\right)$:

On a :
$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min(V_1; V_2)$$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l}$$

$$V_2 = 2 \cdot V_{ucalcul}$$



Avec : **M_{ci}** ; **M_{cj}** moments "résistants ultimes" des section d'about à gauche et à droite du linteau de portée **l** et calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$

➤ **Deuxième cas :**

$$\tau_b > 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales **A_D** à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l}$$

$$A_t; A'_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$$

$$A_D \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad \text{si } \tau_b > 0,06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

✓ **Ferrailage minimal :**

b : épaisseur du linteau,

h : hauteur totale du linteau,

S : espacement des armatures transversales.

➤ **Détermination des armatures :**

On lit à partir du fichier résultats du logiciel **ROBOT** : $\tau_b = 1,26 \text{ MPa}$

✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_L = \frac{0.15}{100} \times b \times h = \frac{0.15}{100} \times 20 \times 186 = 5,58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}14 \longrightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales :**

Suivant RPA99/V2003 : $S \leq \frac{h}{4} = \frac{186}{4} = 46,5 \text{ cm}$

On choisie : $S = 20 \text{ cm}$ (Espacement des cadres)

• Si $\tau_b = 1,26 > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,63 \Rightarrow A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 1 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :

$$2\phi 8 \longrightarrow A = 1,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures diagonales :**

• Si $\tau_b \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

• Si $\tau_b > 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 \times b \times h$

$$\tau_b = 1,26 \text{ MPa} \leq 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_D = 0$$

✓ **Détermination des armatures en partie courante :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

$$A_c = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \times 20 \times 186 = 7,44 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$10\text{T}10 \longrightarrow A = 7,85 \text{ cm}^2$$

▪ **VII-2/ VOILES PERIPHERIQUES :**

▪ **VII.2.1) Introduction :**

Selon le R.P.A 99 article 10.1.2, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-épaisseur $\geq 15 \text{ cm}$;

-les armatures sont constituées de deux nappes ;

- le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante ;

▪ **VII.2.2) Détermination des sollicitations :**

a. calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \cdot h \cdot e = 1 \times 2,89 \times 0,15 = 0,434 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0,434 = 1085 \text{ Kg}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1,35 \times 10,85 = 14,65 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N = P_{pr} = 10,85 \text{ KN}$$

b. Calcul de la poussée des terres :

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec : K_p : coefficient de poussée

K_q : coefficient du aux surcharge

h : hauteur du voile

γ : Masse volumique des terres

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

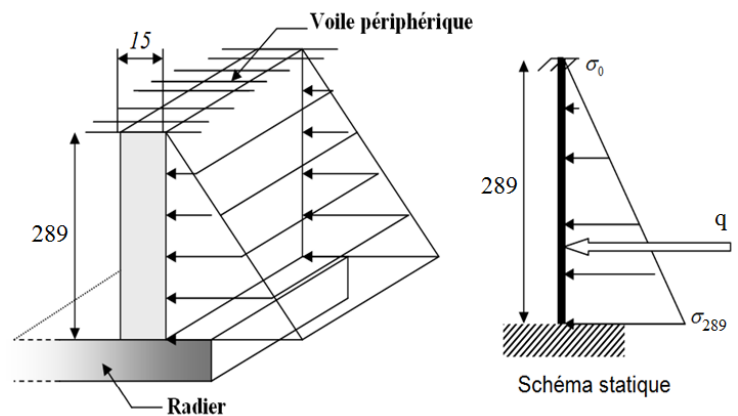


Fig.VII.10: contrainte du voile.

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi ; \varphi = 35^\circ \quad (\delta : \text{frottement mur / sol})$$

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0,247.$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{2,89} = 0,247 \times 17 \times 2,89 = 12,14 \text{ KN/m}^2$$

On va considérer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q .

$$q = \frac{12,14 + 0}{2} = 6,07 \text{ KN/m}^2$$

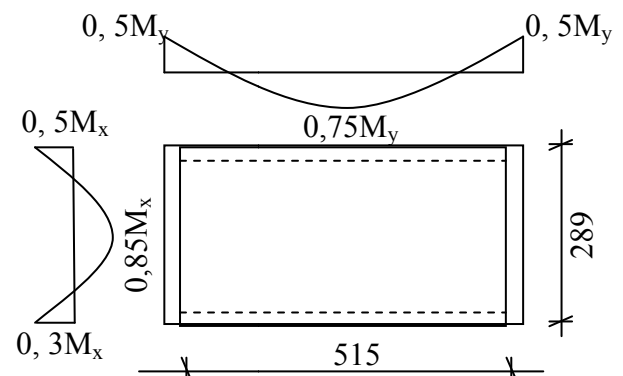


Fig.VII.11: Panneau de dalle appuie sur 4 coté.

✓ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 607 = 819,45 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 819,45 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\bar{q}_s = 607 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_s = \bar{q}_s \times 1,00 = 607 \text{ daN/ml.}$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Avec :

$$\text{et } \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu) \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ avec } l_x < l_y$$

Coefficient de poisson :

$\nu = 0 \Rightarrow$ États limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2 \Rightarrow$ États limites de service (béton non fissuré).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{289}{515} = 0,56$$

$\Rightarrow \rho = 0,56 > 0,4 \Rightarrow$ le panneau de dalle porte suivant deux directions.

✓ **Calcul des moments :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x/l_y , à partir de tableau.

Tableau.VII-1 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Sollicitation	L_x (m)	L_y (m)	$\rho=L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M_{0x} (N.m)	M_{0y} (N.m)
E.L.U	2,89	5,15	0,56	0,0879	0,245	6015,99	1473,92
E.L.S	2,89	5,15	0,56	0,0879	0,245	4456,29	1091,79

Tableau.VII-2 : Tableau récapitulatif des combinaisons des sollicitations.

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (N.m)	3007,995	2228,15	736,96	545,89
M_t (N.m)	5113,59	3787,85	1252,83	928,02

▪ VII.2.3) Calcul des ferrailages :

✓ Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2cm$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1,5cm$$

\Longrightarrow En prend : $\phi = 1cm$

Donc :

$$C_x = a + \frac{1}{2} = 2,5cm$$

$$C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3,5cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 12,5cm$$

$$d_y = h_0 - c_y = 11,5cm$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée)

Sens x-x :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 5113,59 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5113,59}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu' = 0,149 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

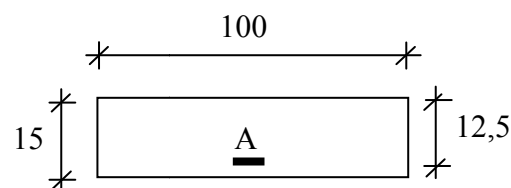


Fig.VII.12: Section de calcul en travée (x-x).

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

✓ **Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5113,59}{348 \times 0,988 \times 12,5} = 1,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

✓ **Choix des armatures:**

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{tx}^s = 3787,85 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \cdot 3,93}{100} = 0,58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 12,5 = 14,5$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,58 + \sqrt{0,58^2 + 14,5} = 3,27 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,27^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (12,5 - 3,27)^2 = 6187,65 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{3787,85}{6187,65} = 0,61$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,61 \times 3,27 = 1,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,61 \times (12,5 - 3,27) = 84,45 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min(266,67 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Sens y-y :➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{ly}^u = 1252,83 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{lx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1252,83}{14,2 \times 100 \times (11,5)^2} = 0,0067$$

$$\mu = 0,0067 < \mu_{AB} = 0,149 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,008$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

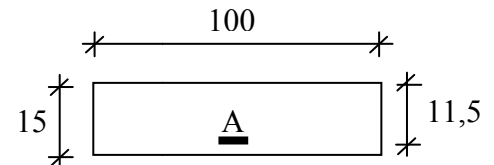


Fig.VII.13: Section de calcul en travée (y-y).

✓ **Détermination des armatures:**

$$A_{lx}^u = \frac{M_{lx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1252,83}{348 \times 0,997 \times 11,5} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

✓ **Choix des armatures:**

$$5\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{ly}^s = 928,02 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 11,5 = 13,34$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,58 + \sqrt{0,58^2 + 13,34} = 3,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (11,5 - 3,12)^2 = 5152,11 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{928,02}{5152,11} = 0,18$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,18 \times 3,12 = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,18 \times (11,5 - 3,12) = 22,63 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration préjudiciable :**

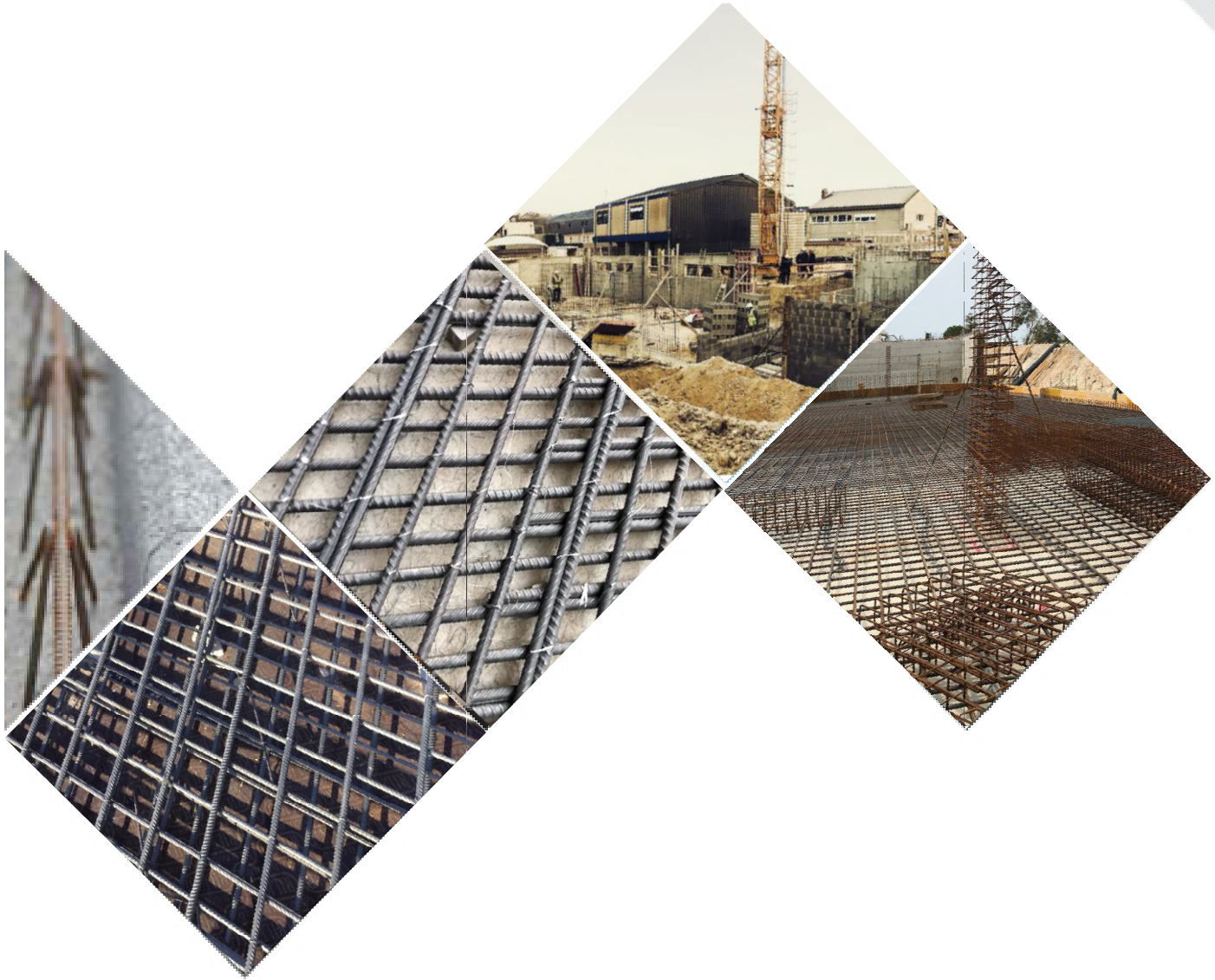
$$\bar{\sigma}_s = \min (2 / 3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min (266,67 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure



CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

■ VIII-1/ INTRODUCTION :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Suite a l'importance de l'effort normal agissant sur l'infrastructure et aussi notre bâtiment et lier avec des autres bâtiments de différent hauteur, donc le type a utilisé dans notre cas est un radier général.

■ VIII-2/ PRE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES:

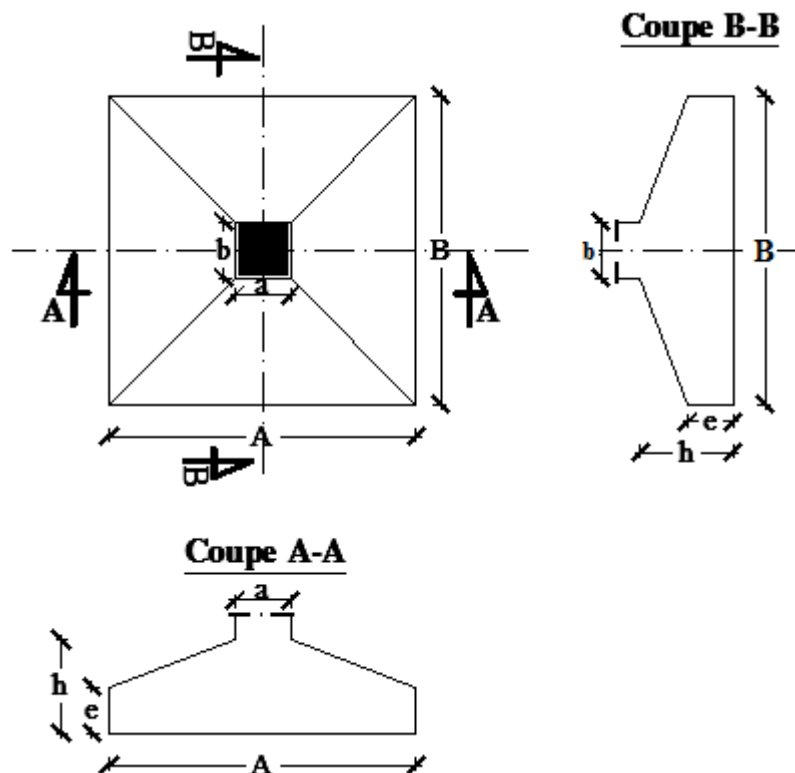


Fig.VIII.1 : Dimension d'une semelle isolée.

1) Semelle de centre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{array} \right.$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$; $N = 6805,07 \text{ KN}$; $a = 60 \text{ cm}$ et $b = 60 \text{ cm}$.

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) \cdot B \Rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{680507}{2,5}} = 520 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $B = 520 \text{ cm} \Rightarrow A = 520 \text{ cm}$

2) Semelle de rive :

$$N = 2421,12 \text{ KN}$$

$$B \geq 311 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $B = 320 \text{ cm} \Rightarrow A = 320 \text{ cm}$

3) Semelle de d'angle :

$$N = 1233,21 \text{ KN}$$

$$B \geq 222,1 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $B = 230 \Rightarrow A = 230 \text{ cm}$

- **Conclusion :**

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchement suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

- **VIII-3/ ETUDE DU RADIER :**

- **VIII.3.1) Généralité :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisir le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

✓ **L'état limite ultime de résistance :**- **Situation durable et transitoire :**

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- **Situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow G + Q - E \\ ACC3 \rightarrow 0.8G + E \\ ACC4 \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \text{ [RPA99(V2003)/10.1.4.1].}$$

✓ **L'état limite de service:**

$$ELS \rightarrow G + Q$$

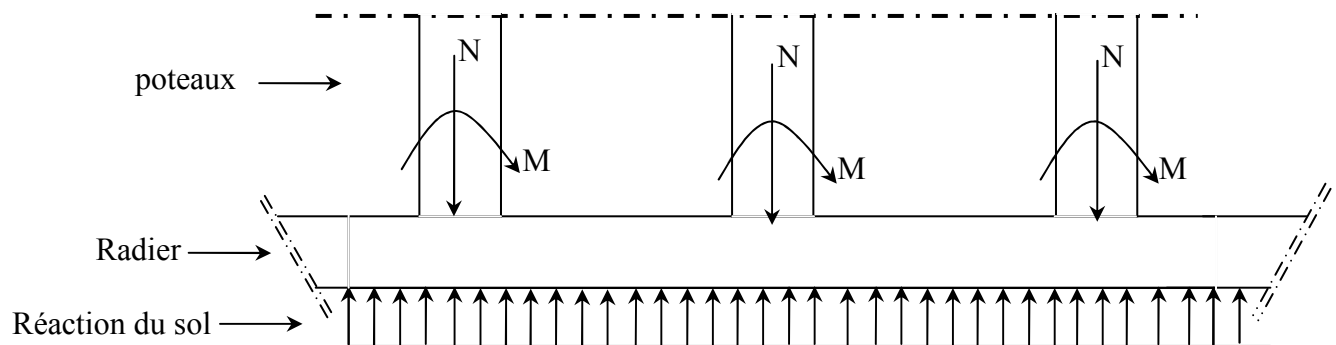


Fig.VIII.2: Schéma du radier général.

▪ **VIII.3.2) pré dimensionnement du libage :**1) **Hauteur du libage :**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous- pression , cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire ;
- Condition de rigidité ;
- Condition de non cisaillement ;
- Condition de non poinçonnement.

✓ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=515\text{cm} \Rightarrow 64\text{cm} \leq h \leq 103\text{cm}$$

✓ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e: \text{longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol (Pour un sol de densité moyenne $K=40\text{MN/m}^3$) ;

E : module d'Young du béton ($E=3.10^4 \text{ Mpa}$) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

b : largeur du radier.

Pour notre cas : $L=5,15\text{m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5,15}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,77\text{m}$$

✓ **Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max})$$

On a : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5,05}{5,15} = 0,98 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_x = \frac{q_{\max}^u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \quad ; \quad T_y = \frac{q_{\max}^u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de : $S = 311,02 \text{ m}^2$

Le poids de superstructure : $G = 22329,94 \text{ KN}$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q^u = 1.35 \frac{22329,94}{311,02} + 1.5 \times 5 = 104,42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$T_x = 136,99 \text{ KN} \quad ; \quad T_y = 129,17 \text{ KN};$$

donc: $T^{\max} = 136,99 \text{ KN}$.

$$h \geq \frac{136990}{0.9 \times 100 \times 1,17 \times 10^2} \Rightarrow h \geq 13 \text{ cm}$$

✓ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

h : épaisseur du libage ;

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$\text{avec: } a_1 = a + h \quad \text{et} \quad b_1 = b + h$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (a + b + 2 \cdot h)$$

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'état limite ultime.

Pour notre structure, $N_{u \max} = 6805,07 \text{ KN}$ appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimensions $a = 60 \text{ cm}$ et $b = 60 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow 0,045 \times (2 \times (600 + 600 + 2 \times h)) \times h \times 16,67 - 6805,07 \geq 0$$

$$\Rightarrow 1803,36 h^2 - 6805,07 \geq 0 \quad \Longrightarrow \quad h \geq 61 \text{ cm}$$

● **Conclusion :**

Pour satisfaire les 4 conditions précédentes, on prendra une hauteur du libage égale à 90 cm.

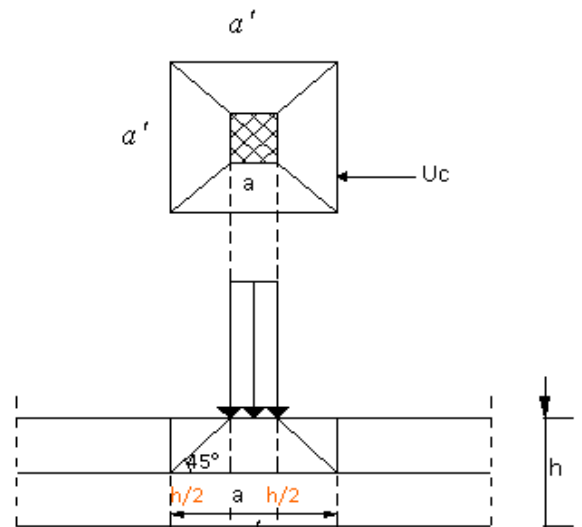


Fig.VIII.3: Dimensionnement du feuillet moyen.

✓ **La hauteur des nervures : h_n**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{515}{10} = 51,5\text{cm}$$

⇒ On prendra $h_n = 60\text{cm}$.

✓ **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{515}{20} = 25,75\text{cm}$$

⇒ On prendra $e = 30\text{cm}$.

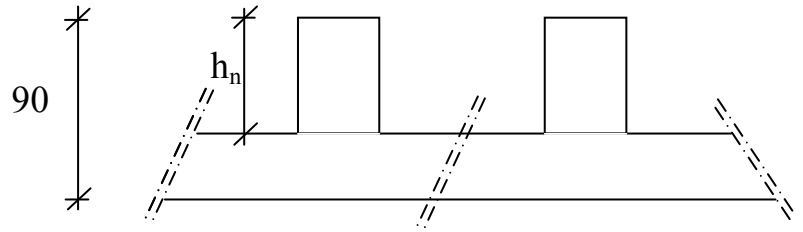


Fig.VIII.4: Dimension du libage.

2) Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales ;
- Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$L = 515 \text{ cm.}$$

Tableau.VIII. 1: Dimensions des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	90	90
h₀ (cm)	30	30
b₀ (cm)	30	30
b₁ (cm)	40	40
b (cm)	110	110

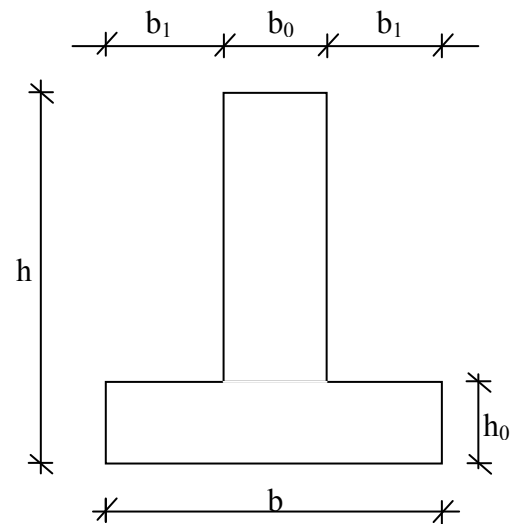


Fig.VIII.5: Dimensions des poutres.

▪ **VIII.3.3) Détermination des sollicitations :**

1) **Caractéristiques du radier :**

$$h = 90 \text{ cm} ; e = 30\text{cm} ; h_n = 60\text{cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 311,02 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 2424,48\text{m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 1217,77\text{m}^4$$

$$V_x = 13,73\text{m} \quad ; \quad V_y = 5,74\text{m}$$

Avec : V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

2) Calcul du poids du radier: Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b \quad ;$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b \quad ;$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec : e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 311,02 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow P_1 = 2332,65\text{KN}.$$

$$P_p = 88,8 \times 0,6 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow P_p = 399,6\text{KN}.$$

$$P_s = 94,8 \times 0,6 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow P_s = 426,6\text{KN}.$$

$$\Longrightarrow \text{Pr} = P_1 + P_p + P_s = 3158,85\text{KN}.$$

3) Surcharges d'exploitation : Qr

Avec une surcharge d'exploitation a ce niveau de 5KN/m^2 (étage parking)

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 311,02$$

$$\Rightarrow Qr = 1555,1\text{KN}.$$

4) Combinaisons d'actions :

✓ *Etat limite ultime (E.L.U) :*

$$\bullet \text{Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35\text{Pr} + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec : N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 63399,5\text{KN}$$

$$N_u = 63399,5 + 6597,1 \Rightarrow N_u = 69996,6\text{KN}.$$

$$M_x = 115,98\text{KN.m} \quad ; \quad M_y = 5,15\text{KN.m}$$

Avec : M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée,

M_x, M_y et N_u^1 sont donnés par le logiciel Robot Bat;

- **Situation accidentelle:** $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8 Pr]$

$$N_a = 47847,16 + 2527,08 \Rightarrow N_a = 50374,24 \text{ KN.}$$

$$M_x = 68,72 \text{ KN.m} ; \quad M_y = 17,82 \text{ KN.m.}$$

- ✓ **Etat limite service (E.L.S.) :** $(G + Q) + (Pr + Qr)$

$$N_s = 44415,87 + 4713,95 = 49129,82 \text{ KN.}$$

$$M_x = 83,16 \text{ KN.m} ; \quad M_y = 3,46 \text{ KN.m}$$

5) **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

- ✓ **Situation durable et transitoire :**

- **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2,5 \text{ bars}$$

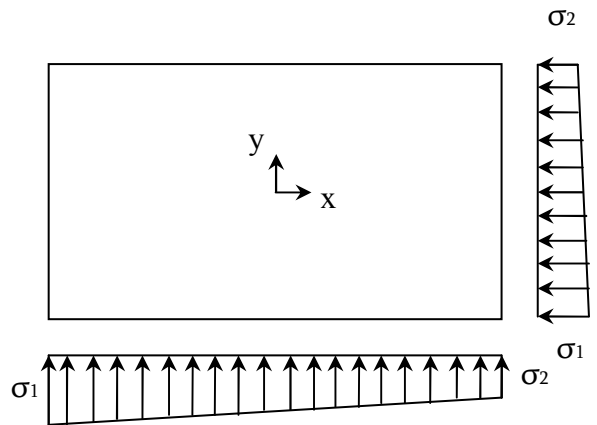


Fig.VIII.6:Schéma des contraintes du sol.

- **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{69996,6}{311,02} \pm \frac{115,98}{2424,48} \times 13,73 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,26 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,24 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,26 \text{ bars}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{69996,6}{311,02} \pm \frac{5,15}{1217,77} \times 5,74 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,25 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,25 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,25bars$$

➤ Etat limite service (E L S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

• Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{49129,82}{311,02} \pm \frac{83,16}{2424,48} \times 13,73 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,58bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,57bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,58bars$$

• Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{49129,82}{311,02} \pm \frac{3,46}{1217,77} \times 5,74 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,58bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,58bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,58bars$$

➤ Situation accidentelle :

• Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50374,24}{311,02} \pm \frac{68,72}{2424,48} \times 13,73 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,62bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,62bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,62bars$$

• Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50374,24}{311,02} \pm \frac{17,82}{1217,77} \times 5,74 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,62 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,62 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,62 \text{ bars}$$

6) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec: **P** : Poids du bâtiment;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage ;

γ : Poids volumique de l'eau (1 t/m^3).

Pour la structure étudiée : $P = 22329,94 \text{ KN} = 2232,994 \text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1399,59 \text{ t}$$

$$P = 2232,99 \text{ t} > 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1399,59 \text{ t} \rightarrow C.V$$

\implies La structure est stable.

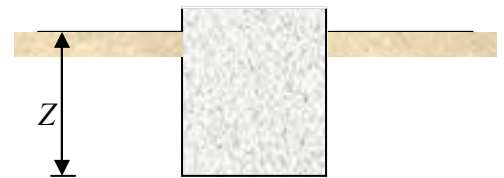


Fig.VIII.7: Encrage de la structure

▪ VIII.3.4) Ferrailage du radier :

1) Ferrailage de la dalle :

- Le calcul d'un radier est identique à celui de la dalle pleine.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \cdot 1m$$

$$\text{Le panneau le plus sollicité : } \begin{cases} L_x = 5,05m \\ L_y = 5,15m \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,05}{5,15} = 0,98 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \rightarrow \mu_x = 0,038^{\text{tableau}}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \rightarrow \mu_y = 0,955^{\text{tableau}}$$

- **Etat limite ultime (E L U) :** $1 \text{ bar} = 10^2 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = \sigma_m \cdot 1m = 226 \text{ KN/ml}$$

- **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = \sigma_m \cdot 1m = 158 \text{ KN/ml}$$

Tableau. VIII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales :

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a [KN.m]	69,5	46,56	64,5	43,12
M_t [KN.m]	124,25	74,84	116,75	69,67

✓ **Calcul des armatures :**

• **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable → a = 2cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{30}{10} = 3cm$$

⇒ En prend : $\phi = 2cm$

Donc : $C_x = a + \frac{\phi}{2} = 3cm$

$$C_y = a + 2 + \frac{\phi}{2} = 5cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 27cm$$

$$d_y = h_0 - c_y = 25cm$$

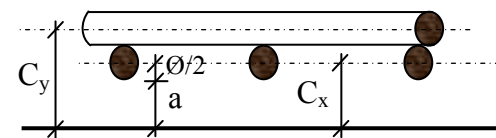
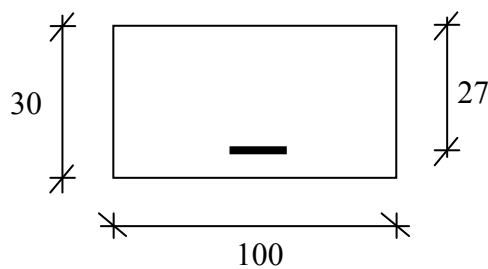


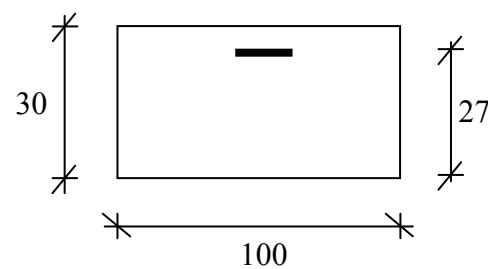
Fig.VIII.8: Enrobage

• **Sections de calcul :**

Sens xx :



En appui



En travée

Fig.VIII.9:Section de calcul dans le sens xx.

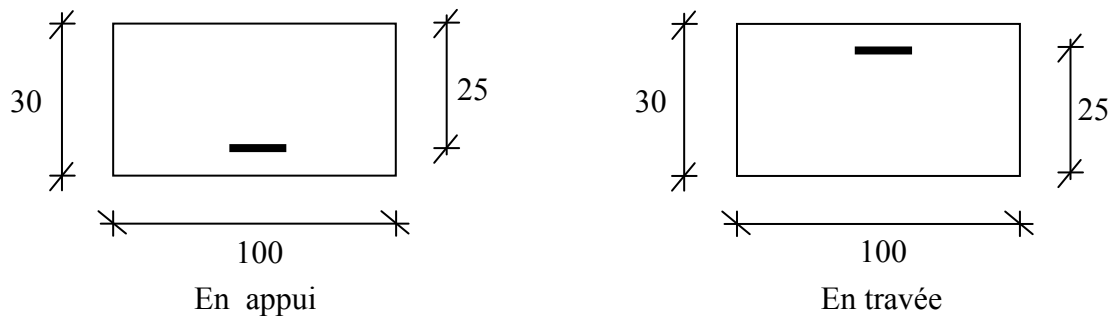
Sens yy :

Fig.VIII.10:Section de calcul dans le sens yy.

Sens X-X :• En travée :➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = 124,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{124250}{14,2 \times 100 \times 27^2} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,16 \quad \beta = 0,94$$

$$A = \frac{124250}{348 \times 0,94 \times 27} = 14,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(14,06 ; 2,4) \Rightarrow A = 14,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = 74,84 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 14,07/100 = 2,11 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2,11 \times 27 = 113,98 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -2,11 + \sqrt{113,98 + 2,11^2} = 7,91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,91)^3}{3} + 15 \cdot 14,07 \cdot (27 - 7,91)^2 = 93409,5 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{74840}{93409,5} = 0,8$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,8 \times 7,91 = 6,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0,8 \times (27 - 7,91) = 229 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 229 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

Conclusion : $\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{74840}{202 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,0051$$

$$\mu_1 = 0,0051 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,887 \\ k_1 = 29,25 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{202}{29,25} = 6,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{74840}{202 \cdot 0,887 \cdot 27} = 15,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$8\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 16,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 12 \text{ cm}).$$

• **En appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ax}^u = 69,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{69500}{14,2 \times 100 \times (27)^2} = 0,067$$

$$\mu = 0,067 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,087 \quad \beta = 0,965$$

$$A = \frac{69500}{348 \times 0,965 \times 27} = 7,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(7,67 ; 2,4) \Rightarrow A = 7,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ax}^s = 46,56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 7,70 \cdot 27}{100} = 62,37 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{(1,16)^2 + 62,37} = 6,82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (6,82)^3}{3} + 15 \cdot 7,70 \cdot (27 - 6,82)^2 = 57609,2 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{46560}{57609,2} = 0,8$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,8 \cdot 6,82 = 5,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,8 \cdot (27 - 6,82) = 242,16 \text{ MPa}$$

Conclusion : $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 $\sigma_s > \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$ } \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{46560}{202 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,0032$$

$$\mu_1 = 0,0032 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,907 \\ k_1 = 38,76 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{202}{38,76} = 5,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{46560}{202 \cdot 0,907 \cdot 27} = 9,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$8\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 9,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 12 \text{ cm}).$$

Sens Y-Y :

Le calcul dans le sens Y-Y est similaire à celui dans le sens X-X. Pour cela, nous avons regroupé tous les calculs effectués dans le tableau ci-dessous.

Tableau. VIII.3: Tableau de ferrailage de la dalle.

sens	Travées			Appuis		
	A_{cal} [cm ²]		Barres choisis	A_{cal} [cm ²]		Barres choisis
	ELU	ELS		ELU	ELS	
X-X	14,06	15,47	8T16 $A=16,08\text{ cm}^2$	7,67	9,51	8T14 $A=12,32\text{ cm}^2$
Y-Y	13,68	14,69	8T16 $A=16,08\text{ cm}^2$	7,02	8,78	8T14 $A=12,32\text{ cm}^2$

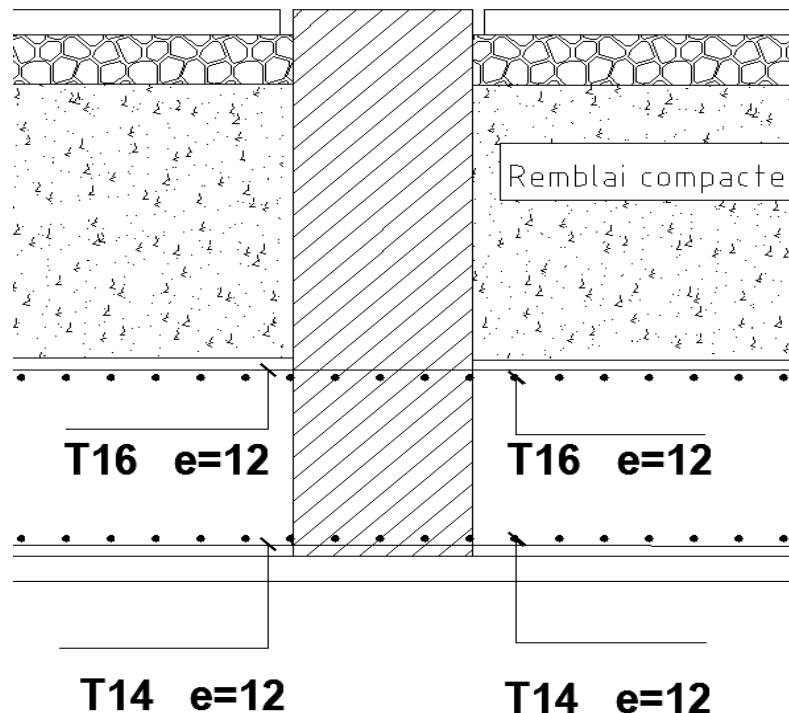
♣ schéma de ferrailage :

Fig.VIII.11: Ferrailage de la dalle du radier.

▪ VIII.3.5) Ferrailage des poutres :Charge équivalente :

Pour faciliter de calcule des poutres, on remplace les charges trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente) .

Poutres principales :

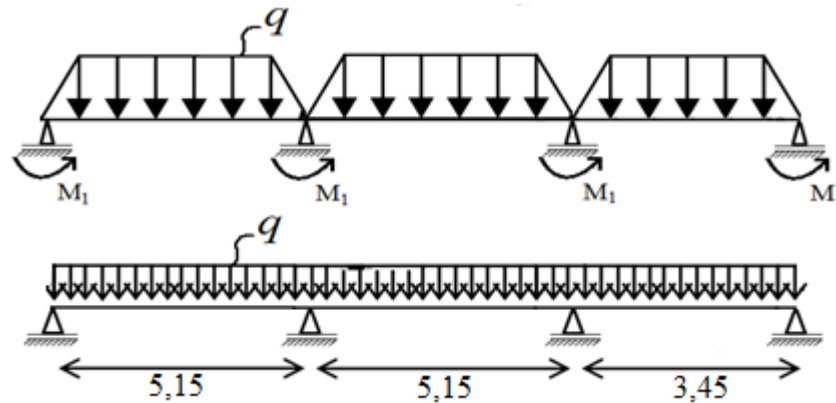


Fig.VIII.12: Schéma statique de la poutre principale.

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

\bar{q}_1 : charges provenant du radier ; (Accidentelle)

q_1 : charge équivalente ;

Pour une charge trapézoïdale: $q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_y + (l_y - l_x)}{2} \right) \cdot \frac{l_x}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_y}$

Pour une charge triangulaire: $q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_x}{2} \right)^2 \right] \cdot \frac{2}{l_x}$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.

Sollicitation	ELU				ELS		
	q^u (KN/ml)	M_a^u (KN.m)	M_t^u (KN.m)	T^u (KN)	q^{ser} (KN/ml)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Poutre principale	416,99	324,6	489,4	1182	349,76	249,7	-354,7

Armatures transversales :

✓ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Selon BAEL91/A.5.1,211 :

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1182000}{100 \cdot 110 \cdot 81} = 1,33 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} .$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9d = 0,9 \times 81 = 78,3\text{cm}$ et $b_0 = 30\text{cm}$

$$T_u = 1182000 < 0,267 \times 78,3 \times 30 \times 25 \times 100 = 1567957,5\text{N} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Pas d'influence de l'effort tranchant.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure:**

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(1182000 - \frac{489400}{0,9 \times 0,81} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 100} = 14,68\text{cm}^2$$

$$A = 18,85\text{cm}^2 > 14,68\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures en appuis sont suffisantes.

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_L \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{90}{35} ; \frac{30}{10} ; 2 \right)$$

$$\varnothing_t \leq 2\text{cm}$$

⇒ On prendra : $\varnothing_t = 10\text{mm}$. → de nuance d'Acier FeE400

On choisit : → 4T10 → $A_t = 3,14\text{cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4\text{Mpa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(46,1 ; 40 ; 104,67)\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq 40\text{cm}$$

On prend : ⇒ $\delta_t = 20\text{cm}$

Selon le RPA99/Version 2003 :

Zone nodale :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi \right) = \left(\frac{90}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = 19,2\text{cm}$$

$$\Rightarrow s = 19,2\text{cm}$$

Zone courante :

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2}\text{cm}$$

$$\Rightarrow s = 45\text{cm}$$

✓ **Conclusion :**

On prendra : 4T10 ($A_t = 3,14\text{cm}^2$) espacées de : 25 cm pour la zone courante et 15 cm pour la zone nodale.

Tableau.VIII.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

Type des poutres		A_{min} [cm ²] B.A.E.L.	A_{cal} [cm ²]		Barres choisis	A_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
			ELU	ELS				
Poutres principale	Travées	2,93	19,86	27,94	9T20 $A=28,27\text{cm}^2$	T10	25	15
	Appuis	2,93	11,70	17,19	6T20 $A=18,85\text{cm}^2$			

♣ **schéma de ferrailage :**

• **poutres principales:**

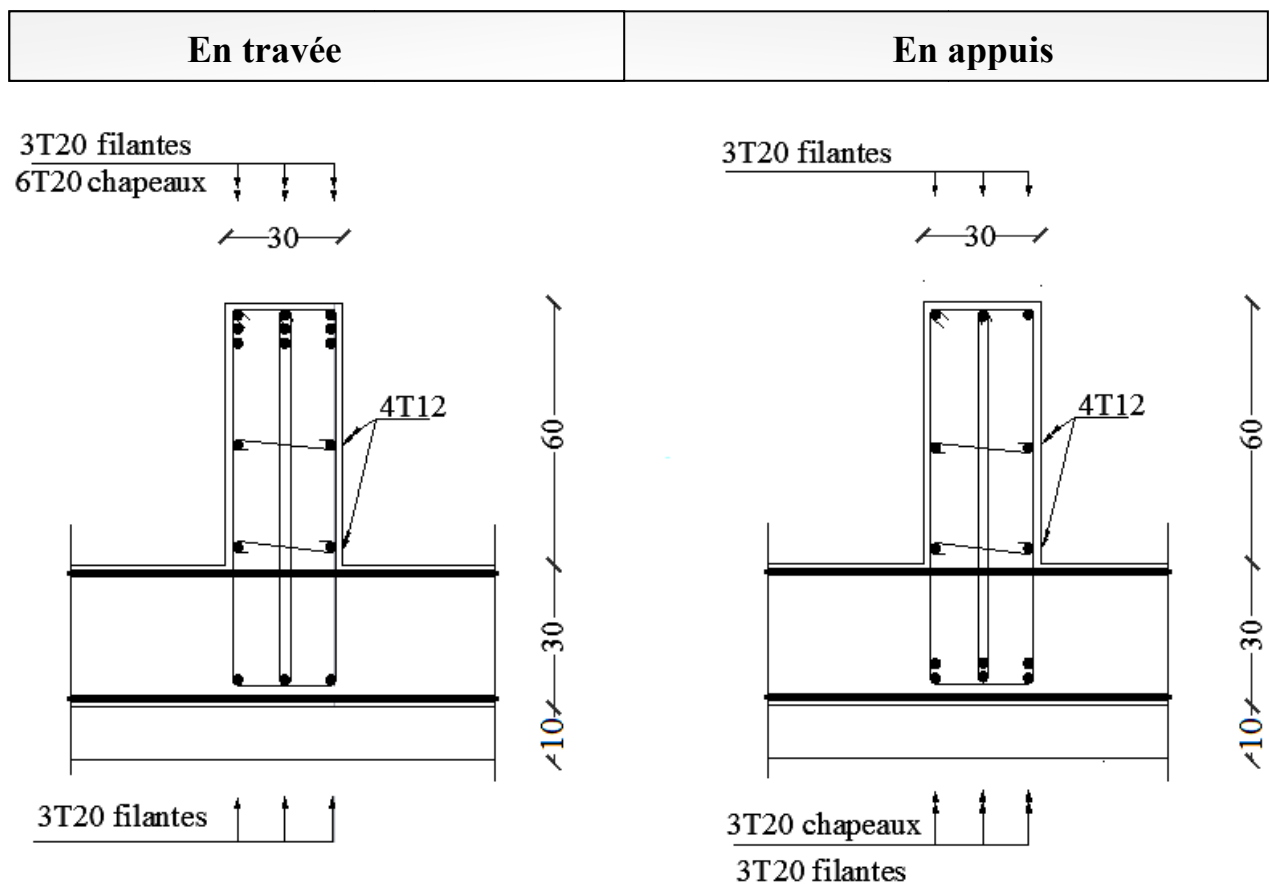


Fig.VIII.13 : ferrailage des poutres principales.

CONCLUSION

Construire, c'est mettre à la disposition des hommes une portion aménagée et conditionnée à leur convenance, mais c'est aussi utiliser avec intelligence les matériaux existants avec un degré de sécurité approprié.

En effet, nous pouvons dire que Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de maître en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années d'études.

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calculs ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et aussi d'approfondir nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture de déférentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Nous avons appris à étudier une structure en béton armée à haute performance, cette étude doit respecter les critères et les prescriptions imposées par les codes et les règlements.

L'ingénieur en génie civil propose des solutions raisonnables et sur le terrain, d'une manière générale une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

En fin, nous espérons que ce modeste travaille sera un point de départ pour d'autres projet de fin d'études et sera complété.

Annexes

Annexe 1

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000