

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE AHMED DRAIA- ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU
DIPLOME MASTER EN GÉNIE CIVIL**

OPTION : STRUCTURE

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9 étages) + S-Sol en BA
à usage d'habitation et commercial contreventé
par un système Voiles-Portiques**

Présenté par :

LAROUI Elyazid

Soutenu le :21 /10/2020 devant le jury composé de :

Dr. Djafari Driss

Univ. d'ADRAR

Examineur

Dr. Bennacer Elyassine

Univ. d'ADRAR

Examineur

Mr. HAMOUDA Abdelaziz

Univ. d'ADRAR

Encadreur

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

*À la fin de ce modeste travail, je remercie d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir accordé le courage, la volonté et la patience pour l'accomplir. Je tiens d'abord à remercier très chaleureusement mon encadreur ; **Mr HAMOUDA ABDELAZIZ** pour le privilège qu'il m'a fait en acceptant de diriger ce travail, sa gentillesse, sa modestie et sa riche expérience et ses conseils directives tout au long de la réalisation de ce travail. Mes sincères remerciements s'adressent également à tous les membres du jury qui nous font le grand honneur d'évaluer ce travail et donner leur temps pour le lire, et pour leurs remarques et critiques.*

*Mes remerciements s'étendent également à tous les enseignants de la spécialité de **Génie Civil** pour tous les efforts fournis tout au long de mon cursus universitaire. Enfin, je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

A Tous mes amis avec lesquels j'ai partagé nos moments de joie et de bonheur.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail, à mes parents, à ma source de générosité et de patience tout au long de ma carrière scolaire. Que Dieu vous protège, vous prêtez bonne santé et longue vie.

A ma famille, qui m'ont toujours indiqué la bonne voie et qui ont su m'aider.

A ma sœur, pour toute son aide.

A monsieur LAZREG ABDEL MADJID, pour son soutien et son encouragement.

Aux personnes qui m'ont accompagné durant mon cursus universitaire, à mes amis pour leurs encouragements permanents, et le soutien moral.

Elyazid

الملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني وتجاري يتألف من طابق سفلي وطابق أرضي بالإضافة إلى (9) طوابق تقع في ولاية سيدي بلعباس هذه المنطقة مصنفة كمنطقة زلزالية I ، حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 طبعه 2003. تم استخدام RPA99V2003 وBAEL91199 من أجل الحسابات والتحقق من الخرسانة المسلحة، لضمان وتأكيد الدراسة الديناميكية للهيكلة استعمالنا برنامج (ROBOTBAT19) ، من أجل تحديد القوة الناتجة عن مختلف الأحمال ك (الحمل الدائم التشغيل والحمل الزلزالي) ، أما دعائم المبنى فتتألف من أعمدة مرتبطة ببعضها وجدران من الإسمنت المسلحة ، هذه الأخيرة بدورها تستعمل في تأمين استقرار البناية وتثبيت محيطها ، أما أساسات البناية فتم اختيارها لتحمل الحمولات والقوى المطبقة عليها وتوزعها بشكل منتظم على الأرض.

الكلمات المفتاحية: بناية، خرسانة مسلحة ، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل ق.ج.ز 99 نسخة 2003 BAEL91

Robot2019، BAEL91 /99 ،/99

Abstract:

This work presents a detailed study of a residential and commercial building consisting of a basement and a ground floor plus (9) floors, located in the Wilaya of **SIDI BEL ABBAS**, this region is classified in seismic zone **I**, according to the Algerian earthquake resistant regulations **RPA99version 2003**.

For the calculations and the verifications of the reinforced concrete the modified RPA99V2003 and BAEL9199) were used and to insure and validate the dynamic study of the structure we used the **ROBOTBAT VERSION 2019** software, in order to determine the different loads due to loads (died load, live load and seismic load). The porticoes that associated with the reinforced concrete shear-walls provide the wind-bracing. The peripheral Shear-walls insured the anchoring of the building and the foundation raft adopted to support the loads and to distribute them on the soil.

Keywords: Building, Reinforced concrete, **Robot2019**, **RPA99version2003**, **BAEL91/99**.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (10) étages, implanté dans la wilaya de **SIDI BEL ABBAS**, cette région est classée en zone sismique **I** selon le **RPA99 version 2003**.

Pour les calculs et les vérifications du béton armé le **RPA99V2003** et le **B.A.E.L91 modifié99**) ont été utilisés, et pour assurer et valider l'étude dynamique de la structure nous avons utilisé le logiciel **ROBOTBAT VERSION 2019**, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). Le contreventement est assuré par les portiques associés avec les murs voiles. Les voiles périphériques assurent l'ancrage du bâtiment et pour les fondations nous avons adopté le radier générale pour supporter les charges et les répartir sur le sol.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, **Robot2019**, القواعد الجزائرية المضادة للزلازل ق.ج.ز. 99 / نسخة 2003, **BAEL91 /99**

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :	1
-------------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	4
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :	4
I.3) CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL :	4
I-4 CARACTERISTIQUE STRUCTURALES :	8
I-4-1 LES PLANCHERS :	8
I-4-2 MAÇONNERIE :	8
I-4-3 L'ACROTÈRES :	8
I-4-4 REVÈTEMENT :	8
I-4-5 LES ESCALIER:	8
I-4-6 L'ASCENSEUR:	8
I-4-7 LES BALCONS :	8
I-4-8 LES FONDATION :	8
I-5 LES HYPOTHESES DE CALCUL:	9
I-5-1 ETAT LIMITE ULTIME:	9
I-5-2 ETAT LIMITE DE SERVICE:	9
I-6 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	9
I-6-1 BETON :	9
I-6-2 L'ACIER :	12
I-7 ACTIONS:	13
I-7-1 ACTIONS PERMANENTE (G):	14
I-7-2 ACTIONS VARIABLES (Q1):	14
I-7-3 ACTIONS ACCIDENTELLES (FA):	14
I-8 COMBINAISON DE CALCUL:	14
I-9 LES CHARGES :	15
I-10 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES :	15
I-11 LES LOGICIELS UTILISES:	15

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION	17
II.2. PLANCHER	17
II.2.1. PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER :	17
II.3. DESCENTE DES CHARGES	19
II. 4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	23
II. 6. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	25

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

TABLE DES MATIÈRES

III. 1. INTRODUCTION :	33
III.2. LES PLANCHERS A CORPS CREUX :	33
III.2.1. ÉTUDE DES POUTRELLES :	33
III.3. PLANCHER A DALLE PLEINE :	46

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV. 1. ETUDE DE L'ACROTERE :	53
IV.1.1. INTRODUCTION :	53
IV.1.2. SCHEMA DE CALCUL :	53
IV.1.4. A L'ETAT LIMITE ULTIME (E.L.U) : COMBINAISON FONDAMENTALE $P=1$:	54
IV.1.5. A L'ETAT LIMITE DE SERVICE (E.L.S) :	56
IV.1.6. CALCUL DES ARMATURES :	56
IV.2 ETUDE DES PARTIES EN SAILLIE :	60
IV.1.1 INTRODUCTION :	60
IV.2.2. CHOIX DE L'ÉPAISSEUR DES DALLES :	61
IV.2.3. DESCENTE DE CHARGES :	61
IV.2.4. EXEMPLE DE CALCUL -TYPE 1:	61
IV. 3. LES ESCALIERS :	64
IV.3.1. INTRODUCTION :	65
IV.3. 2. CONCEPTION :	65
IV.3. 3. LES TYPES D'ESCALIERS:	65
IV.3.4. EXEMPLE DE CALCUL D'ESCALIER :	66
IV.3.5. ESCALIER TYPE 2 :	66
IV.4.1. INTRODUCTION :	74
IV.4.2. DESCENTE DE CHARGE :	75
IV.4.3. LES SOLLICITATIONS :	75
IV.4.4. LE FERRAILLAGE :	75

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1. INTRODUCTION :	81
V.2. CHOIX DE LA METHODE :	81
V.3. APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :	81
V.3.1. HYPOTHESE DE CALCUL :	81
V.3.2. DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :	82
V.3.3. NOMBRE DE MODE A CONSIDERER :	84
V.3.4. POIDS TOTALE DE LA STRUCTURE W :	85
V.4. DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	86
V.5.LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL :	88
V.6. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE :	88
V.7. CALCUL ET VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :	89
V.8. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT V :	90

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. CALCUL DES POTEAUX :	94
VI.1.1. INTRODUCTION :	94
VI.1.2. RECOMMANDATION DU RPA99V 2003 :	94
VI.1.3. SOLLICITATIONS DE CALCUL SUR POTEAUX :	97
VI.1.4. RESULTATS DE FERRAILLAGE :	107
VI.1.5. JUSTIFICATION DES POTEAUX SOUS L'EFFET DE L'EFFORT TRANCHANT :	108
VI.2. CALCUL DES VOILES	110
VI.2.1. INTRODUCTION :	110
VI.2.2. LE FERRAILLAGE :	110
VI.2.3. SOLLICITATIONS DE CALCUL SUR VOILES :	116
VI.2.4. RESULTATS DU FERRAILLAGE :	117
VI.2.5. CALCUL DES ARMATURES HORIZONTALES RESISTANT A L'EFFORT TRANCHANT :	118
VI.3. CALCUL DES POUTRES	120
VI-3-1. INTRODUCTION :	120
VI-3-2. RECOMMANDATION DU RPA VERSION 2003 :	120
VI-3-3. EXEMPLE DE CALCUL :	122
VI.3.4. LES ARMATURES TRANSVERSALES (AT) :	124
VI.4. TABLEAUX DU FERRAILLAGE DES POUTRES ET DES CHAINAGES :	126

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. INTRODUCTION :	133
VII.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :	133
VII.3. JUSTIFICATION POUR LE CHOIX DES FONDATIONS :	133
VII.4. ETUDE DU RADIER GENERAL :	134
VII.5. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES TRANSMISES AU SOL :	136
VII.6. MODELISATION :	140
VII.7. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :	157
VII.7.1. CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE :	157
VII.7.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :	157

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE	160
----------------------------------	------------

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I. 1 : plan de situation du bâtiment.....	5
Figure I. 2: Vue en plan de l'étage courant.....	6
Figure I. 3: Vue en 3D sur le projet	7
Figure I. 4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	11
Figure I. 5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	11
Figure I. 6 : Diagramme des contraintes.....	13

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II. 1: Section d'une poutrelle.....	18
Figure II. 2: Coupe du plancher terrasse inaccessible (corps creux)	19
Figure II. 3: Coupe du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).....	20
Figure II. 4: Coupe du plancher étage courant (corps creux)	21
Figure II. 5: Coupe du plancher étage courant (dalle pleine).....	22
Figure II. 6: poutre principale (pp)	23
Figure II. 7: poutre secondaire.....	24
Figure II. 8: loi de la dégression des sur charges	27
Figure II. 9: Surface afférente du poteau central.....	27
Figure II. 10: coupe de voile en élévation	30
Figure II. 11:: Coupe de voile en plan	31

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

Figure III. 1: Les dimensions d'une section en T.....	33
Figure III. 2: différents types de poutrelle	33
Figure III. 3: poutrelle type 2	35
Figure III. 4: étriers de la poutrelle.....	43
Figure III. 5: Diagramme des moments fléchissant (type 2)	45
Figure III. 6 : Diagramme d'efforts tranchants (type2)	45
Figure III. 7: vue en plan dalle pleine (RDC).....	46

CHAPITRE IV: ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Figure IV. 1 : Schéma de l'acrotère	53
Figure IV. 2: Une coupe de ferrailage d'acrotère.....	58
Figure IV. 3: Schéma statique du balcon type-1-.....	60
Figure IV. 4: Schéma statique du balcon type-2-.....	60
Figure IV. 5: Schéma statique du balcon type-3-.....	60
Figure IV. 6: Une coupe de ferrailage de balcon.....	64

LISTE DES FIGURES

<i>Figure IV. 7: les escaliers.</i>	64
<i>Figure IV. 8: Types des escaliers.</i>	65
<i>Figure IV. 9: Schéma statique escalier type (2)</i>	68
<i>Figure IV. 10: Diagramme des moments</i>	70
<i>Figure IV. 11: schéma de l'ascenseur</i>	74
<i>Figure IV. 12: Vue en plan de la dalle d'ascenseur</i>	74

CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

<i>Figure VI. 1: disposition constructive pour le ferrailage des poteaux (RPA99)</i>	96
<i>Figure VI. 2:Plan de repérage des poteaux</i>	97
<i>Figure VI. 3:Ferrailage des poteaux de section (55x55) et (50x50) cm</i>	107
<i>Figure VI. 4: disposition des armatures verticales dans les voiles</i>	111
<i>Figure VI. 5:Plan de repérage des voiles</i>	111
<i>Figure VI. 6 Plan de repérage des poutres et des chainages</i>	122
<i>Figure VI. 7: Ferrailage de la poutre principale</i>	123

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

<i>Figure VII. 1:dimensions adoptées pour le radier</i>	135
<i>Figure VII. 2 : Vue en plan du radier</i>	136
<i>Figure VII. 3: Plan de repérage des nervures</i>	140
<i>Figure VII. 4:Cartographie des moments suivant les bandes (Sens X)</i>	152
<i>Figure VII. 5: Cartographie de moments suivant les bandes (sens-Y)</i>	153
<i>Figure VII. 6: Schéma du voile périphérique.</i>	157

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I. 1 : Caractéristiques physiques.....	10
------------------------------------------------	----

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II. 1 Descente de charges plancher terrasse inaccessible (corps creux).....	19
Tableau II. 2 Descente de charge plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).....	20
Tableau II. 3. Descente de charge plancher étage courant (corps creux)	20
Tableau II. 4. Descente de charge plancher étage courant (dalle pleine)	21
Tableau II. 5 Descente de charge d'un mur extérieur (30cm)	22
Tableau II. 7. Prédimensionnement des poteaux centraux	28
Tableau II. 8. Pré dimensionnement final des poteaux par étages	29
Tableau II. 9. Vérification au flambement.....	30
Tableau II. 10. Dimensions des voiles	31

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

Tableau III. 1: Dimensions de la poutrelle	33
Tableau III. 2: Répartition de différents types de poutrelles dans la construction.....	34
Tableau III. 3: Evaluation Des Charges Revenants Aux Poutrelles.....	34
Tableau III. 4: récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 2).....	39
Tableau III. 5: récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 2).....	39
Tableau III. 6: récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type 2).....	39
Tableau III. 7: récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 1).....	40
Tableau III. 8: ferrailages de la poutrelle (type 1) en travées et en appuis.....	44
Tableau III. 9: ferrailages de la poutrelle (type 2) en travées et en appuis.....	44
Tableau III. 10: tableau récapitulatif de ferrailage selon x et y.....	51

CHAPITRE IV: ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau IV. 1. Ferrailage de l'acrotère.....	60
Tableau IV. 2: Sollicitations et longueurs des contre poids des parties en saillie	63
Tableau IV. 3: Ferrailage des parties en saillie.....	64
Tableau IV 4 : ferrailage des escaliers.....	73
Tableau IV. 5: ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau V. 1: valeurs des pénalités P_q.....</i>	<i>84</i>
<i>Tableau V. 2:Périodes et facteurs de participation modale</i>	<i>85</i>
<i>Tableau V. 3:Les masses et les poids de chaque plancher (ROBOT).....</i>	<i>86</i>
<i>Tableau V. 4:Caractéristique géométriques et massiques de la structure.....</i>	<i>89</i>
<i>Tableau V. 5: Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x, y)</i>	<i>90</i>
<i>Tableau V. 6:Vérification de l'effort normal réduit des poteaux</i>	<i>91</i>
<i>Tableau V. 7: Vérification à l'effet P- Δ sens x.....</i>	<i>92</i>
<i>Tableau V. 8: Vérification à l'effet P- Δ sens y.....</i>	<i>92</i>

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES PORTIQUES

<i>Tableau VI. 1: caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	<i>94</i>
<i>Tableau VI. 2:Les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel ROBOT.....</i>	<i>98</i>
<i>Tableau VI. 3: Tableau des résultats obtenu.....</i>	<i>106</i>
<i>Tableau VI. 4: Le ferrailage longitudinal des poteaux obtenu avec le logiciel ROBOT.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau VI. 5: résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les deux plans.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau VI. 6: résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les deux plans.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau VI. 7: Tableau récapitulatif des résultats.....</i>	<i>116</i>
<i>Tableau VI. 8: Tableau récapitulatif des résultats obtenu sur ROBOT N°01</i>	<i>117</i>
<i>Tableau VI. 9: Tableau récapitulatif des résultats obtenu sur ROBOT N°02</i>	<i>117</i>
<i>Tableau VI. 10:Le ferrailage vertical des voiles.....</i>	<i>117</i>
<i>Tableau VI. 11: Les résultats des calculs du ferrailage horizontal.....</i>	<i>119</i>
<i>Tableau VI. 12: Tableaux du ferrailage des poutres secondaires.....</i>	<i>126</i>
<i>Tableau VI. 13:Tableaux du ferrailage des poutres principales</i>	<i>129</i>

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCUTRE

<i>Tableau VII. 1: Résultats tirées du logiciel.....</i>	<i>136</i>
<i>Tableau VII. 2:Le ferrailage des nervures sur le sens Y</i>	<i>145</i>
<i>Tableau VII. 3: Le ferrailage des nervures sur le sens X.....</i>	<i>148</i>
<i>Tableau VII. 4 : Tableau récapitulatif du ferrailage</i>	<i>156</i>
<i>Tableau VII. 5: Récapitulation des Résultats pour le Ferrailage vertical</i>	<i>158</i>

LISTE DES TABLEAUX

NOTATIONS EN MAJUSCULES ROMAINES

Notations en majuscules romaines

A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés
Ar	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
Aser	Section d'aciers pour l'ELS
Au	Section d'aciers pour l'ELU
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
CV	Condition vérifié
CNV	Condition non vérifié
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
E_v	Module de déformation différé du béton
E_i	Module de déformation instantané du béton
E_h	Module de déformation longitudinal du béton
E_j	Module d'élasticité instantanée
Es	Module de d'élasticité de l'acier
F	Force ou action générale
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Action permanente
I	Moment d'inertie
L	Longueur ou portée
L_x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
L_y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
M	Moment en général
Ma	Moment sur appui
Mt	Moment en travée
Mu	Moment de calcul ultime
Mser	Moment de calcul de service
Mt	Moment en travée
N	Effort normal
Nu	Effort normal de service
Nser	Effort normal en service
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)

NOTATIONS EN MAJUSCULES ROMAINES

PP	poutre principale
PS	Poutre secondaire
Q	Action ou charge variable
S	Section
T	Effort tranchant
A	Une dimension transversale
B	Une dimension longitudinale
b₀	Epaisseur brute de l'arme d'une section
D	Hauteur utile
E	Excentricité, épaisseur, Enrobage
Fe	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
f_{c28}	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
f_{t28}	Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
h₀	Epaisseur d'une membrure de béton
H	Hauteur totale d'une section de béton armé.
I	Rayon de giration d'une section
J	Nombre de jours
K	Coefficient en général
L	Longueur ou porté
L_f	Longueur de flambement
L_s	Longueur de scellement
N	Coefficient d'équivalence acier-béton
δ_t	Espacement des armatures transversales

Notations Grecques

A	Angle en général, coefficient
E	Déformation relative
Θ	Coefficient
Λ	Elancement
M	Coefficient
V	Coefficient de poison
σ	Contrainte normale
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Cependant, si le métier de construire peut-être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

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 être endommagée par des événements, tels que : explosions, chocs ou conséquences d'erreurs humaines.

Elle doit résister 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 des coûts d'entretien.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance du bâtiment afin d'assurer la sécurité des usagers. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace, cependant il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

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

Introduction générale

Quelque soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Le règlement parasismique Algérien définit des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va respecter les règlements et les méthodes connues tels que : BAEL91 modifié 99, RPA99V2003, CBA 93... qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre est consacré à la description générale du projet, la définition des différents éléments avec une présentation de caractéristiques des matériaux ;
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement de la structure et la descente des charges dans le bâtiment ;
- Le troisième chapitre est consacré au calcul des planchers (Corps creux et dalle plein) et leurs ferrailages ;
- Le quatrième chapitre consiste au calcul des éléments secondaires (escaliers, acrotère, ascenseur et balcon) ;
- Le cinquième chapitre traite le problème dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D par le logiciel de calcul **ROBOT2019**.
- Le sixième chapitre comporte le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres),
- Le septième chapitre consacré à l'étude des voiles.
- Le huitième chapitre consacré à l'étude des fondations.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale, dans laquelle nous rappellerons le cadre de l'étude.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail que nous avons l'honneur de soutenir a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus de Master, par l'étude d'une ossature d'un bâtiment.

Le projet faisant l'objet de ce mémoire est un bâtiment tour en béton armé de type (R+9) avec *sous-sol* à usage de parking, le rez-de-chaussée abrite des locaux commerciaux, tandis que les autres étages sont à usage d'habitation de type F3. Cet ouvrage est contreventé par des portiques (poteaux - poutres) et par des voiles.

La terrasse est inaccessible au niveau du 9ème étage. Le bâtiment est équipé d'un seul ascenseur pour assurer le confort des utilisateurs.

Ce bâtiment est construit dans la wilaya de sidi bel Abbes (zone de faible *sismicité* (zone I) *selon* le RPA 99version 2003). Tous les calculs sont effectués selon les règles du BAEL 91 modifié 99 et les règles parasismiques RPA 99 version 2003. Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul ROBOT particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages.

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

I.2.1) En plan

- Longueur = 25,30m.
- Largeur = 23.10m.

I.2.2) En élévation

- Hauteur du bâtiment : 37,07m
- Hauteur du *sous-sol* : 3.00m
- Hauteur de rez-de-chaussée : 3.5m
- Hauteur d'étage courant : 3,06 m
- Hauteur locale technique : 2.80m

I.3) Caractéristiques géotechniques du sol :

L'un des paramètres fondamentaux que l'ingénieur doit connaître dans tout projet de Génie Civil est l'état du sol sur lequel il va bâtir.

D'après le rapport d'étude géotechnique (laboratoire GETPRM-N° : N/193/352/02), nous avons les paramètres de calculs géotechniques suivants :

- La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5$ bars pour un ancrage de $D = 3.63$ m par rapport au terrain naturel.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 20^\circ$

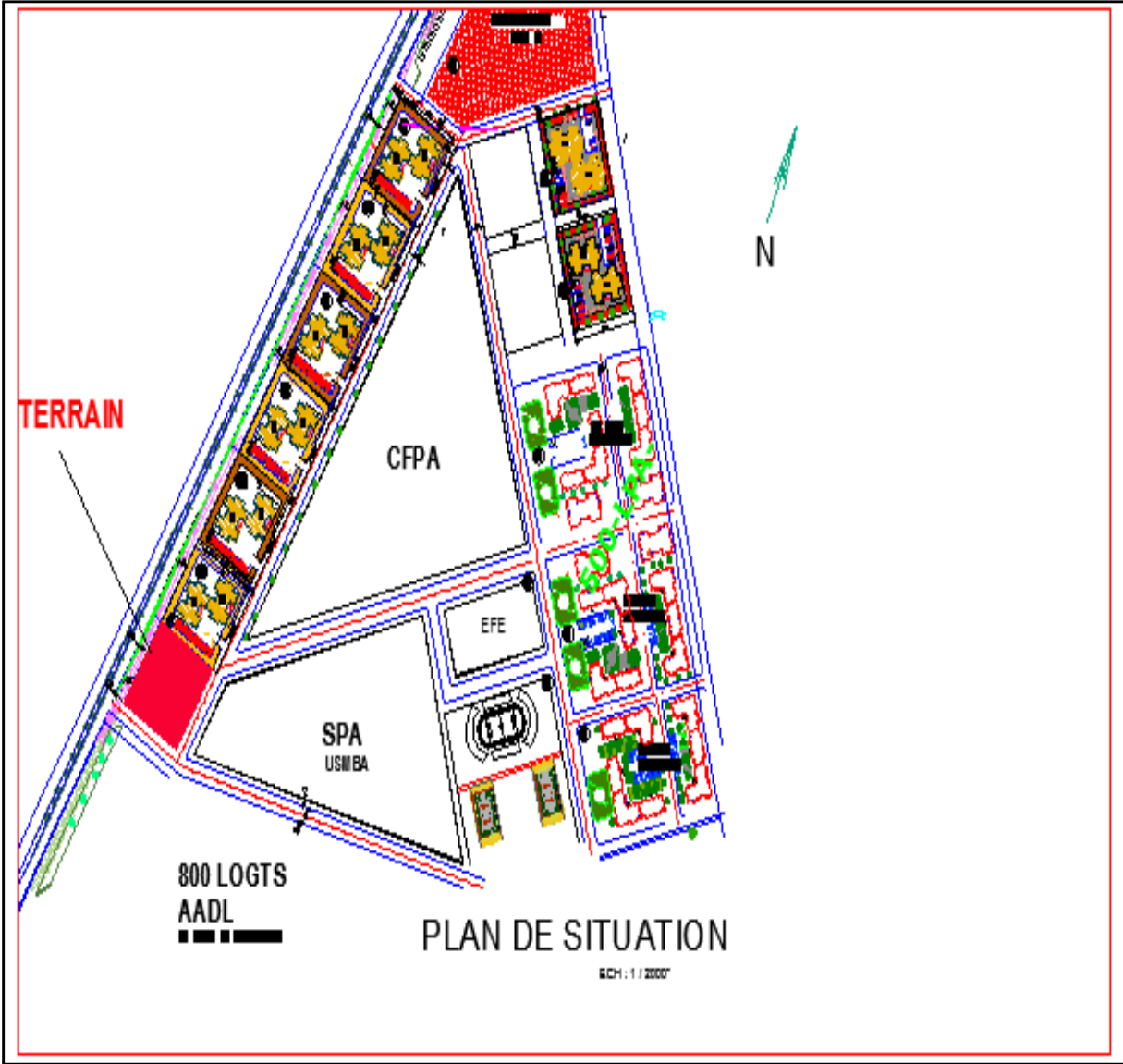


Figure I. 1 : plan de situation du bâtiment

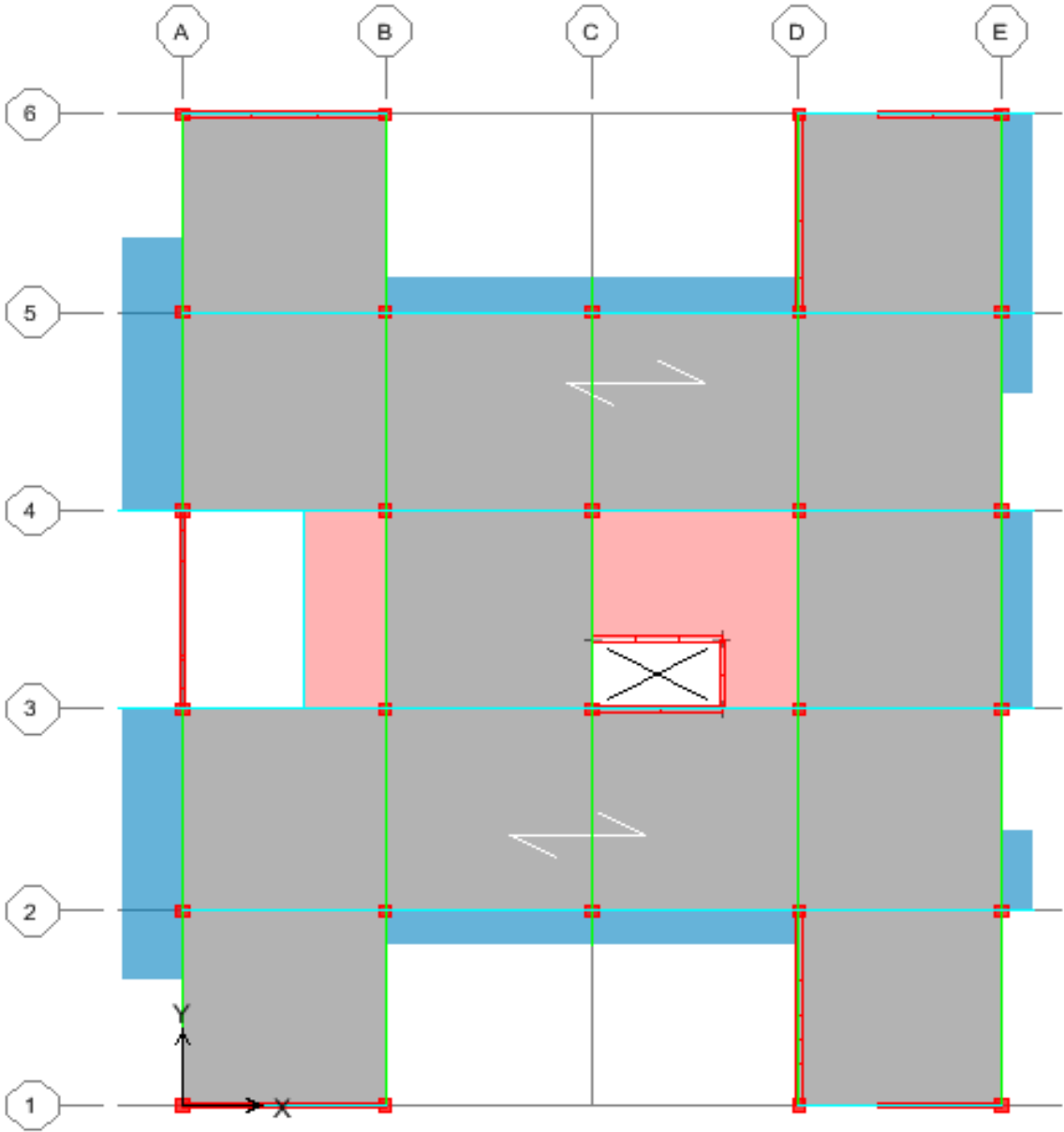


Figure I. 2: Vue en plan de l'étage courant

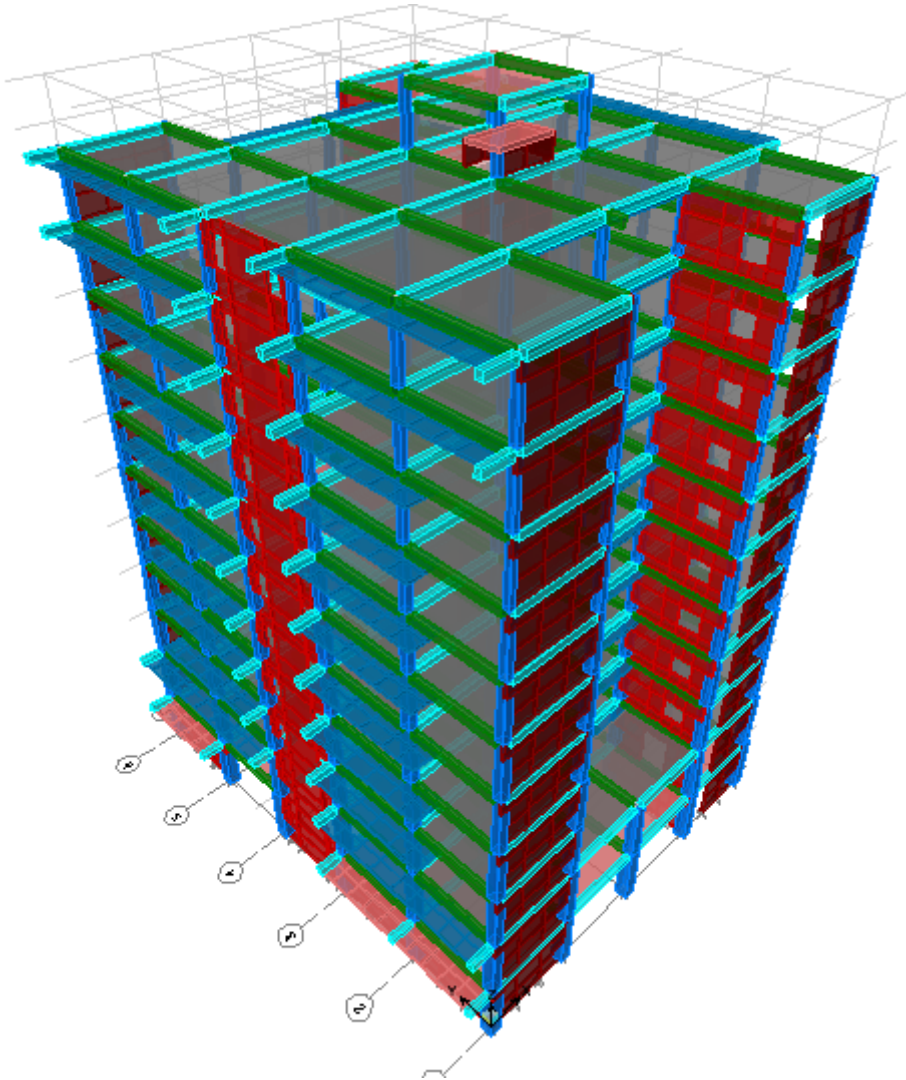


Figure I. 3: Vue en 3D sur le projet

I-4 Caractéristique structurales :**I-4-1 Les planchers :**

Ce sont des surfaces horizontales séparés de deux niveaux successifs dans une construction, à pour raison d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

I-4-2 Maçonnerie :

On distingue deux types de murs :

a. Les murs extérieurs : sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

b. Les murs intérieurs : sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-4-3 L'acrotères :

C'est un élément en béton armé coulé sur place et encastré dans le plancher terrasse, d'une épaisseur de 10 cm, d'une hauteur variant entre 60 cm et 70 cm en général tel que l'intervalle d'auteur atteint à 100 cm.

I-4-4 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- ✓ Un carrelage de 2cm pour les chambres et les escaliers.
- ✓ L'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- ✓ Le mortier de ciment pour les façades extérieures
- ✓ La céramique pour SDB, cuisines

I-4-5 Les escalier:

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre constitué de volé et palier de repos

I-4-6 L'ascenseur:

Il est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction

I-4-7 Les balcons :

Ils seront réalisés en dalle plein coulée sur place.

I-4-8 Les fondation :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les fondations jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol et assurent la stabilité du bâtiment. Elles transmettent au sol le poids total de l'ouvrage en le répartissant de manière à garantir une assise parfaite

I-5 Les hypothèses de calcul:

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I-5-1 Etat limite ultime:

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- ✓ L'équilibre statique.
- ✓ La résistance de l'un des matériaux de la structure.
- ✓ La stabilité de forme.

- **Les Hypothèses**

- Les sections droites et planes avant la déformation, restent droites et planes après la déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

I-5-2 Etat limite de service:

constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ✓ L'ouverture des fissures.
- ✓ La déformation des éléments porteurs.
- ✓ La compression dans le béton.

- **Les Hypothèses**

- Les sections droites et planes avant la déformation, restent droites et planes après la déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_S=15E_b$; $n=15$).

I-6 Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **BAEL91/99**.

I-6-1 Béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de : ciment, granulats (sable et gravillons), l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

✓ **Matières constitutives du béton :**

La composition courante de 1 m³ de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPA 325
- 400 L de sable $D_s < 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage

✓ **Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**

a) Caractéristique physique :

Tableau I.

Tableau I. 1 : Caractéristiques physiques

	<i>Granulat courant</i>	<i>Granulats légers</i>	<i>Béton lourds</i>	<i>Béton non armé</i>
<i>la masse volumique</i>	2200-2400	700-1500	3500-4000	2500

On prend dans notre présente étude une masse volumique de 2500 Kg/m³.

b) Caractéristique mécanique :

Résistances caractéristiques :

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour f_{c28} , et par conséquent :

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

Contraintes limites :

1) à l'ELU : est notée f_{bu} tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b \theta} f_{c28}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b=1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b=1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration **0,85** a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

Et en fonction de la durée d'application (t) de la combinaison d'action considérée:

$$\Theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0.90 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{si } t > 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Donc on utilise les données cité en haut :

$$\Theta=1$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

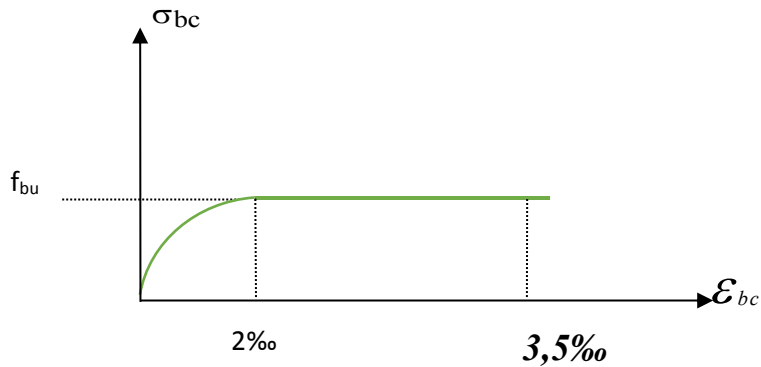


Figure I. 4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

2) à l'ELS : est donné par la contrainte admissible de service du béton à la compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \longrightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Le diagramme des contraintes :



Figure I. 5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

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

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

a) Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \longrightarrow \quad E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

b) Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \longrightarrow \quad E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

✓ **Coefficient de Poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ». Conformément au règlement BAEL 91 :

À l'ELU : $\nu=0$ \Rightarrow calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS : $\nu=0,2$ \Rightarrow calcul des déformations (béton non fissuré).

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux feux.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I-6-2 L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

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

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

✓ **Les types d'aciers utilisés seront :**

- Ronds lisses (**R.L**) : (**FeE235**) utiliser pour les armatures transversales (cadres, épingles, étrier)
- Barre à haute adhérence (**HA**) : (**FeE400**) de limite élastique $F_e = 400$ Mpa utilisé pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudées (**T.S**) : constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudé électriquement à leurs points de croisement de nuance (**FeE500**).

✓ **Contrainte limite de l'acier**

b) Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

F_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

Le diagramme des contraintes :

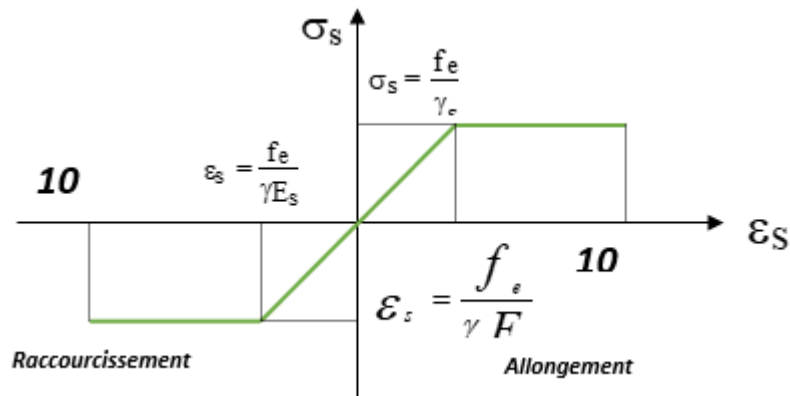


Figure I. 6 : Diagramme des contraintes

2) Contrainte à ELS

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

n : Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence calculé par le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I-7 Actions:

Les actions sont les forces appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions :

I-7-1 Actions permanente (G):

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ;

Elles comprennent :

- ✓ Le poids propre de la structure ;
- ✓ Le poids des cloisons, revêtement ;
- ✓ Le poids des poussées des terres et des liquides.

I-7-2 Actions variables (Qi):

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- ✓ Les charges d'exploitations ;
- ✓ Les charges climatiques ;
- ✓ Les charges appliquées à la cour d'exécution ;
- ✓ Les charges dues à la température.

I-7-3 Actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- ✓ Les séismes(E) ;
- ✓ Les explosions ;
- ✓ Les chocs.

I-8 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 :

- ✓ Pour les situations durables :
$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$
- ✓ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »
$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$
- ✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :
$$P4 = G + Q.$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I-9 Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques et dynamique ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I-10 Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien) ;
- ✓ CBA93. (Code du Béton Armé);
- ✓ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation);
- ✓ BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites);
- ✓ DTR BC2.33.2. (Règles de calcul des fondations superficielles).

I-11 les logiciels utilisés:

- ✓ **AUTOCAD 2017**
- ✓ **ROBOTBAT 2019**

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Pour assurer la stabilité et une bonne tenue de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc) soient bien dimensionnés afin de résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le prédimensionnement de chaque élément de la structure doit être conforme aux recommandations du règlement parasismique en vigueur (RPA 99-version 2003).

II.2. Plancher

II.2.1. Pré dimensionnement du plancher :

- ❖ Les planchers sont des surfaces horizontales supportant des charges verticales également réparties ou concentrées, permanentes ou des surcharges. Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages et assurent essentiellement la transmission des charges aux éléments porteurs.

Dans notre étude nous avons utilisé des planchers de type corps creux et dalles pleines.

- ❖ **Planchers à corps creux**

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments d'habitation, il se compose de poutres sur lesquelles s'appuient des poutrelles, ces dernières supportent des corps creux, sur l'ensemble on coule une dalle de compression de petite épaisseur.

- **Épaisseur du plancher**

On opte pour un plancher en corps creux d'ont l'épaisseur est estimée selon la condition de flèche admissible

$$\frac{L_{max}}{20} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{25}$$

h_t : Épaisseur du plancher

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis des poutrelles.

$$L_{max} = 5 - 0.3 = 4.7 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{470}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20.88 \text{ cm} = 21 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher d'épaisseur (16 + 5) cm, Soit 21 cm

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

- **Prédimensionnement des poutrelles :**

$$h_0 = 5 \text{ cm (dalle de compression)}$$

$$h_t = 21 \text{ cm (corps creux + dalle de compression)}$$

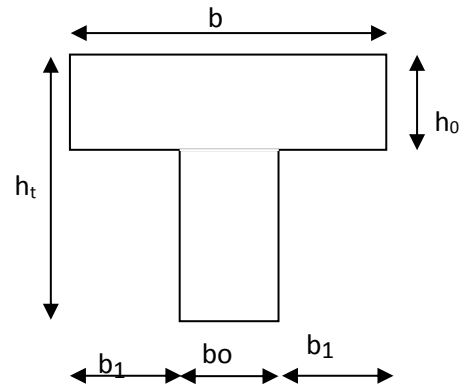


Figure II. 1: Section d'une poutrelle

• **Détermination de b_0 :**

$$0.4 \cdot h_t \leq b_0 \leq 0.8 \cdot h_t \Rightarrow 0.4 \times 21 \leq b_0 \leq 0.8 \times 21 \Rightarrow 8.4 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16.8 \text{ cm}$$

On adopt: $b_0 = 12 \text{ cm}$

• **Détermination de la largeur (b) de la table de la compression**

$$b = 2b_1 + b_0$$

On suppose que $l_1 = 60 \text{ cm}$ (distance entre deux axes des deux poutrelles)

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{l_1 - b_0}{2} \right); \left(\frac{l}{10} \right); (6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0) \right]$$

L : la portée maximal du chaînage entre nus d'appuis

$$L = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{60 - 12}{2} \right); \left(\frac{470}{10} \right); (30 \leq b_1 \leq 40) \right]$$

$$b_1 = \min [24 ; 47 ; (30 \leq b_1 \leq 40)]$$

Soit $b_1 = 24 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = (2 \times 23.5) + 13$$

Donc : $b = 60 \text{ cm}$

II.3. Descente des charges

D'après le document technique réglementaire DTR-BC 2.2 (charge permanentes et charges d'exploitation)

- ❖ La descente des charges (plancher terrasse inaccessible)
 - Plancher corps creux (terrasse inaccessible):

Tableau II. 1 Descente de charges plancher terrasse inaccessible (corps creux)

1	Protection en gravillon épaisseur 5cm (0.05×20)	1 KN/m ²
2	Etanchéité multicouche épaisseur 2cm	0.12KN/ m ²
3	Forme de pente épaisseur moyenne 10cm ; $\gamma = 22$; (22×0.1)	2.2KN/ m ²
4	Isolation thermique épaisseur 4cm	0.12KN/ m ²
5	Plancher corps creux (16 + 5) cm	3.10KN/ m ²
6	Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0.02×10)	0.2KN/ m ²
Charge permanente		G = 6.74KN/ m²

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

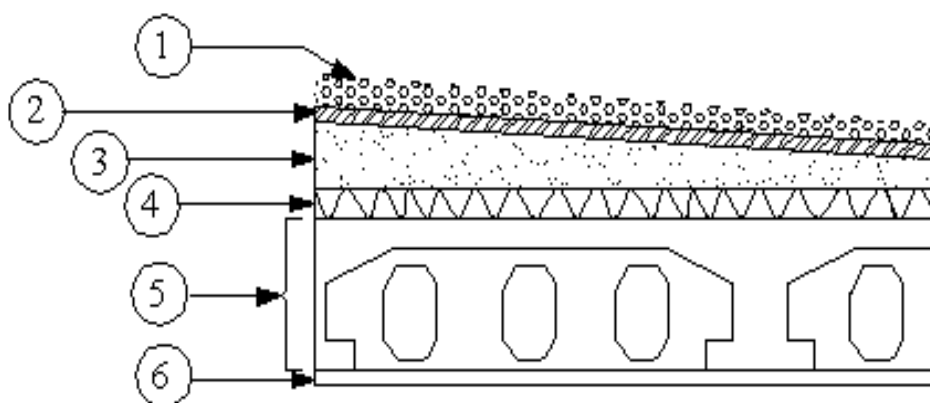


Figure II. 2: Coupe du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

- Plancher en dalle pleine (terrasse inaccessible) :

Tableau II. 2 Descente de charge plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

1	Protection en gravillon 5 cm (0.05×20)	1KN/m ²
2	Etanchéité multicouche (ep = 2cm)	0.12KN/ m ²
3	Forme de pente(ep _{meyen} = 10cm)	2.2KN/ m ²
4	Isolation thermique en polystyrène (ep = 4cm)	0.12KN/ m ²
5	Plancher dalle pleine (ep = 15cm)(0.15 × 25)	3.75KN/ m ²
6	Enduit de ciment (ep = 2cm)	0.36KN/ m ²
Charge permanente		G = 7.55KN/ m²

Surcharge d'exploitation Q = 1KN/m²

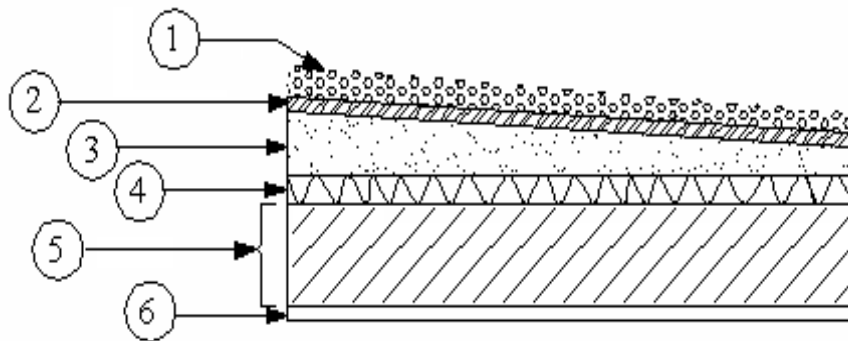


Figure II. 3: Coupe du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

❖ La descente des chargés (plancher étage courant):

- Plancher corps creux (plancher étage courant) :

Tableau II. 3.Descente de charge plancher étage courant (corps creux)

1	Carrelage scellés (Grès cérame mince 4.5 mm)	0.50KN/m ²
2	Chape en mortier de ciment (0.05x20)	1KN/ m ²
3	Plancher corps creux (16 + 5) cm	3.10KN/ m ²
4	Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0.02 × 10)	0.20KN/ m ²
5	Cloison de séparation	1.00KN/ m ²
Charge permanente		G = 5.80 KN/ m²

Surcharge d'exploitation :

- Logement d'habitation Q = 1.5KN/m²
- Commerces Q = 2.5KN/m²

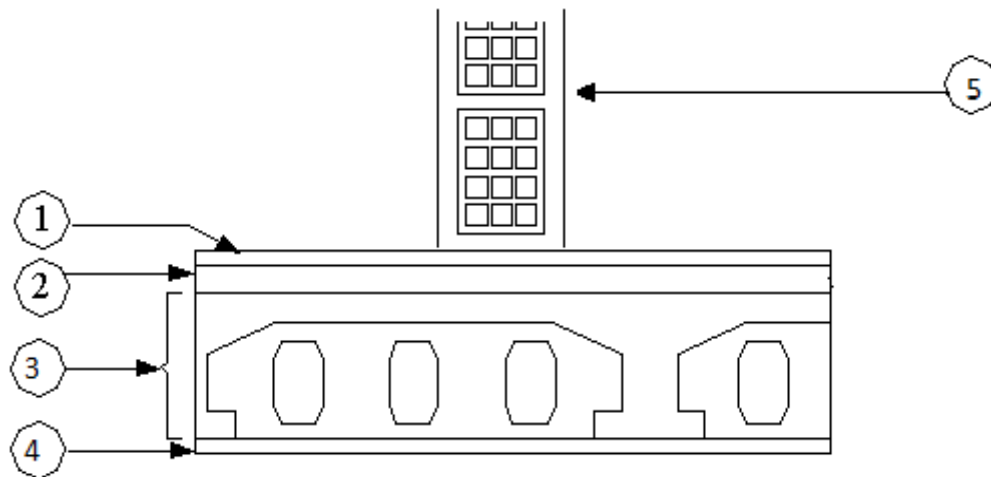


Figure II. 4: Coupe du plancher étage courant (corps creux)

- Plancher dalle pleine (plancher étage courant) :

Tableau II. 4. Descente de charge plancher étage courant (dalle pleine)

1	Carrelage scellés (Grès cérame mince 4.5 mm)	0.5KN/m ²
2	Chape en mortier de ciment (5cm)	1 KN/ m ²
3	Plancher dalle pleine (ep = 15cm) ; (0.15x25)	3.75KN/ m ²
4	Enduit de ciment (ep = 2cm) ; (0.02x18)	0.36KN/ m ²
5	Cloison de répartition	1KN/ m ²
Charge permanente		G = 6.61KN/ m²

Surcharge d'exploitation

- logement d'habitation **Q = 1.5KN/m²**
- commerces **Q = 2.5KN/m²**

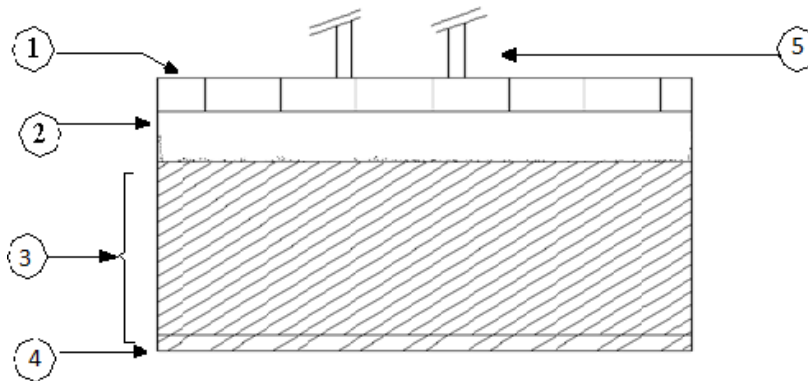


Figure II. 5: Coupe du plancher étage courant (dalle pleine)

❖ Maçonnerie :

- murs extérieurs en double parois ($ep = 30\text{cm}$)

Tableau II. 5 Descente de charge d'un mur extérieur (30cm)

1	Enduit extérieur en ciment 2cm (0.02×18)	0.36KN/m^2
2	Brique creuse ($ep = 15\text{cm}$)	1.3KN/ m^2
3	Lame d'aire ($ep = 5\text{cm}$)	0KN/ m^2
4	Brique creuse ($ep = 10\text{cm}$)	0.9KN/ m^2
5	Enduit intérieur en plâtre ($ep = 2\text{m}$);(0.02×10)	0.2KN/ m^2
Charge permanente		$G = 2.76\text{KN/ m}^2$

II. 4. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien.

- Poutre principale (p_p) :

❖ **Critère de rigidité :**

La hauteur doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

h_p : La hauteur de la poutre (P)

$$\frac{480}{15} \leq h_p \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_p \leq 48 \text{ cm}$$

On adopte : $h_p = 40 \text{ cm}$

• **La largeur de la poutre:**

$$0.3 h_p \leq b_p \leq 0.4 h_p$$

$$12 \text{ cm} \leq b_p \leq 16 \text{ cm}$$

On adopte: $b_p = 30 \text{ cm}$.

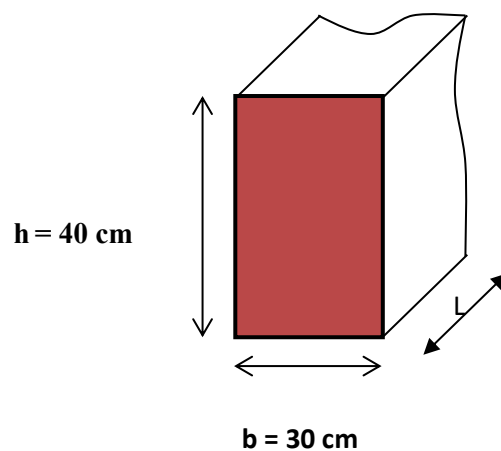


Figure II. 6: poutre principale (p_p)

❖ **Vérification des conditions du RPA**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche pour les poutres principales :

$$\frac{h_p}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{40}{480} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.083 \geq 0.062 \quad \text{CV}$$

La section des poutres principales est de : **(30x40) cm²**.

- Poutre secondaire (p_s):

❖ Critère de rigidité

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{CH} < \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

h_{CH} : hauteur du chaînage (CH)

$$\frac{470}{15} \leq h_{CH} \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h_{CH} \leq 47 \text{ cm}$$

On adopte: **$h_{CH} = 40 \text{ cm}$**

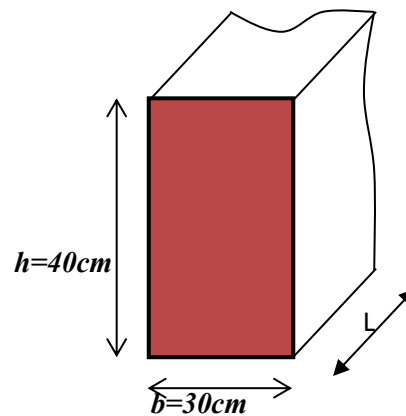


Figure II. 7: poutre secondaire

• largeur du chaînage (CH) :

$$0.3 h_{CH} \leq b_{CH} \leq 0.4 h_{CH}$$

$$12 \text{ cm} \leq b_{CH} \leq 16 \text{ cm}$$

On adopte: **$b_{CH} = 30 \text{ cm}$** .

❖ Vérification des conditions du RPA

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = 40/30 = 1.33 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche pour les poutres secondaires :

$$\frac{h_{CH}}{L} \geq \frac{1}{16}$$

- chaînages (CH) :

$$\frac{40}{470} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.085 \geq 0.062 \quad \text{CV}$$

La section des poutres secondaires (CH) : (30x40) cm².

II. 6. Prédimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Le poteau est prédimensionné à l'état limite ultime en compression simple.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

- **Critère de résistance**

Selon B.A.E.L 91 :

$$k \times \beta \times N_u \leq \frac{\theta \times B_r \times f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times f_{ed} \times A \Rightarrow B_r \geq \frac{k \times N_u \times \beta}{\theta \times \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A}{B} \times f_{ed}}$$

Tel que :

- B_r : Section réduite du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau pour tenir compte des défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale.

$$\text{D'où } B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ on a } a = b \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2.$$

- $\theta = 1$ on suppose que la durée d'action de la combinaison est > a 24 heures.
- $k = 1$ on suppose que moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\bullet \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

β : Coefficient de flambement des poteaux

λ : Élancement géométrique

On cherche d'atteindre $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures principales participent à la résistance (les armatures augmentent le plus efficacement la rigidité dans le plan du flambement).

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2$$

D'où $\beta = 1.2$

On peut prendre

$$\frac{A}{B_r} = \frac{1}{100} = 1\%$$

Avec : A : section d'acier (armatures longitudinaux).

B : section du béton.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

Donc :
$$Br \geq \frac{1 \times 1.2}{1 \times \frac{17}{0.9} + 0.85 \times 0.01 \times 348} N_u$$

$$Br \geq 0.054 N_u$$

À partir de B_r , seront fixées les sections des poteaux telle que :

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

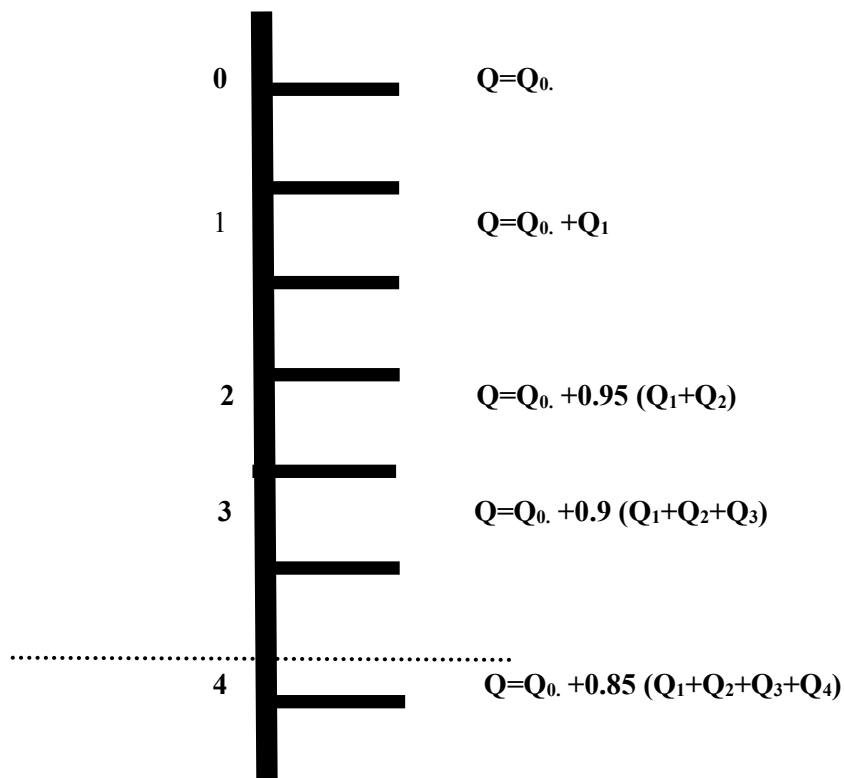
N_u : Effort normal ultime.

Nous avons trois (03) types de Poteaux à calculer

Pour le prédimensionnement des poteaux on va prendre des poteaux de même section pour chaque niveau.

• **Exemple de calcul (Poteau central)**

Le calcul : dans le calcul des poteaux on tient compte de la loi de la dégression des surcharges de la façon suivante :



$$\Sigma Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2 \times n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Figure II. 8: loi de la dégression des sur charges

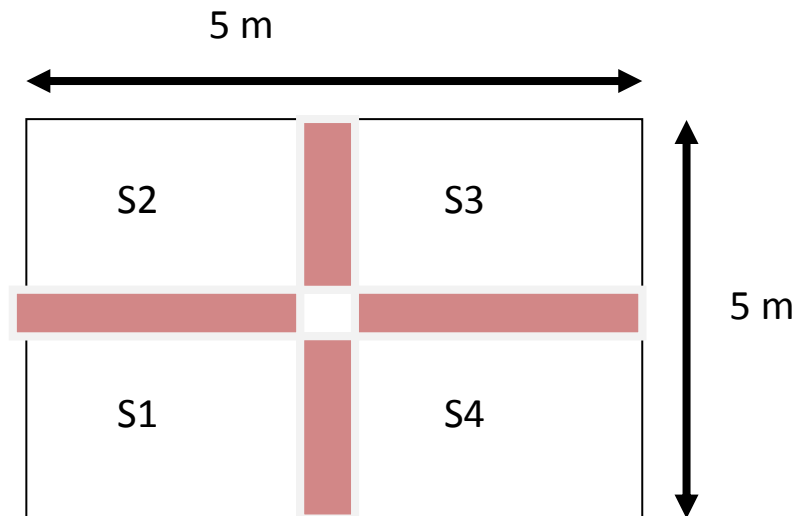


Figure II. 9: Surface afférente du poteau central

S_Q : Surface afférente (entre axe)

S_G : Surface afférente (entre nus)

$$S_Q = 5 \times 5 = 25m^2$$

$$S_G = (5 - 0,3) \times (5 - 0,3) = 22,09m^2$$

- **Poteau 9^{ème} étage (terrasse inaccessible)**

$$G_T = 6,74 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_T = 1,00 \text{ KN/m}^2.$$

- Charges permanentes (G_0) :

- Poids du plancher terrasse

$$(22,09 \times 6,74) = 148,88 \text{ KN}.$$

- Poids des poutres principales:

$$0,3 \times 0,4 \times 25 \times (5 - 0,3) = 14,1 \text{ KN}.$$

- Poids des poutres Secondaires :

$$0,3 \times 0,4 \times 25 \times (5 - 0,3) = 14,1 \text{ KN}$$

$$G_0 = 177,08 \text{ KN}.$$

- **Charges d'exploitation (Q_0) :**

$$Q_0 = S_Q \cdot 1$$

$$Q_0 = 25 \text{ KN}$$

$$Nu = (1,35 \cdot 177,08) + (1,5 \cdot 25) = 276,55 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Br > 0,054 \times 276,55 \times 10 = 149,33 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2) \times (b - 2)$$

$$A = b = 14,22 \text{ cm}^2$$

On adopte **(30x30) cm²**.

• **Poteau 8^{ème} étage :**

$G_E = 5.48 \text{KN/m}^2$

$Q_E = 1.5 \text{KN/m}^2$

• **Charges permanentes (G_1) :**

- Poids du plancher (E.C) : $22,09 \times 5,48 = 121.05 \text{KN}.$
 - Poids des poutres principales : $0.3 \times 0.4 \times 25 \times (5-0,3) = 14,1 \text{KN}.$
 - Poids des poutres Secondaires : $0.3 \times 0.4 \times 25 \times (5-0,3) = 14.1 \text{KN}.$
 - Poids des poteaux : $0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.89 \text{KN}$
- $G_1 = 1556.14 \text{KN}.$**

• **Charges d'exploitation (Q_1) :**

$Q_1 = S_Q \times 1,5$

$Q_1 = 25 \times 1,5 = 37,5 \text{KN}$

$N_{u8} = 1,35 \times (177,08 + 156,14) + 1,5 \times (25 + 37,5) = 543,6 \text{KN}$

Donc :

$Br > 0,054 \times 543,6 \times 10 = 293,54 \text{cm}^2$

$Br = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$

$a = 19.93 \text{cm}$

On adopte **(30x30) cm².**

Pour les autres niveaux, on suit la même démarche de calcul exposée ci-dessus, les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau II. 6. Prédimensionnement des poteaux centraux

Niveau	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	Axb (cm)	Choix
9 ^{ème} ét.	177.08	25	302.53	193.62	15.91	30x30
8 ^{ème} ét.	371.09	63.13	595.67	381.23	21.53	30x30
7 ^{ème} ét.	546.14	97.22	883.12	565.20	25.77	35x35
6 ^{ème} ét.	721.19	127.53	1 164.90	745.53	29.30	35x35
5 ^{ème} ét.	896.24	154.04	1 440.99	922.23	32.37	40x40
4 ^{ème} ét.	1 071.29	176.77	1 711.40	1 095.29	35.10	40x40
3 ^{ème} ét.	1 246.34	195.71	1 976.12	1 264.72	37.56	45x45
2 ^{ème} ét.	1 421.39	214.57	2 240.74	1 434.07	39.87	45x45
1 ^{er} ét.	1 596.44	234.35	2 506.72	1 604.30	42.05	50x50
R.D.C	1 780.27	291.41	2 840.48	1 817.91	44.64	50x50
S/ Sol	1 945.39	316.79	3 101.47	1 984.94	46.55	55x55

Tableau récapitulatif:**Tableau II. 7. Pré dimensionnement final des poteaux par étages**

Etage	Sous-sol	1 ^{er} , RDC	3 ^{ème} , 2 ^{ème}	5 ^{ème} 4 ^{ème}	7 ^{ème} 6 ^{ème}	9 ^{ème} , 8 ^{ème}
Section adoptee	(55x55)	(50x50)	(45x45)	(40x40)	(35x35)	(30x30)

❖ **Vérification des conditions du RPA**

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

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \quad \text{en Zone I} \\ \bullet \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \bullet \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Poteau (30 x 30) cm² → section minimale

- $\min(30 \times 30) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$ CV

$$\bullet \frac{h_e}{20} = \begin{cases} \frac{3.06-0.40}{20} = 0.13\text{m} = 13.0\text{cm} & \text{(étage courant)} \\ \frac{3.5-0.40}{20} = 0.155\text{m} = 15,5\text{cm} & \text{(R.D.C)} \\ \frac{3.00-0.40}{20} = 0.13\text{m} = 13\text{cm} & \text{(sous-sol)} \end{cases}$$

Donc ces conditions sont vérifiées pour les autres niveaux puisque la section du poteau (30x30) cm² est la plus défavorable.

Les poteaux ont une section carrée (b_1, h_1)

Donc :

- $\frac{b_1}{h_1} = 1 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ CV

❖ **Vérification au flambement**

Il faut vérifier que $\lambda < 35$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_f = l_0 \\ i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} \end{cases}$$

- λ : l'élanement du poteau.
- l_f : Longueur du flambement.
- l_0 : Hauteur d'étage.
- i_{\min} : Rayon de giration.
- I_{\min} : l'inertie du poteau.
- S : Section de poteaux.

Tableau II. 8. Vérification au flambement

Section du poteau (cm)	l_0 (m)	l_f (m)	I_{\min} (m ⁴)	S (m ²)	i_{\min} (m)	λ	$\lambda < 35$
30 X 30	3,06	3.06	6.75×10^{-4}	0.09	0.09	34	OK
35 X 35	3,06	3.06	1.25×10^{-3}	0.1225	0.10	31.6	OK
40 X 40	3,06	3.06	2.13×10^{-3}	0.16	0.115	26.6	OK
45 X 45	3,06	3.06	3.41×10^{-3}	0.2025	0.13	23.53	OK
50 X 50	3.5	3.5	5.20×10^{-3}	0.25	0.14	25	OK
55 X 55	3,00	3.00	7.62×10^{-3}	0.3025	0.15	20	OK

II. 7. Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont considérées comme des éléments ayant une largeur supérieur ou égale à quatre fois leur épaisseur : $L \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux par exemple).

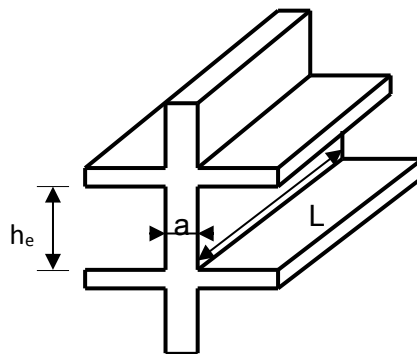


Figure II. 10: coupe de voile en élévation

D'après le RPA, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

h_e : Hauteur libre

a : L'épaisseur du voile

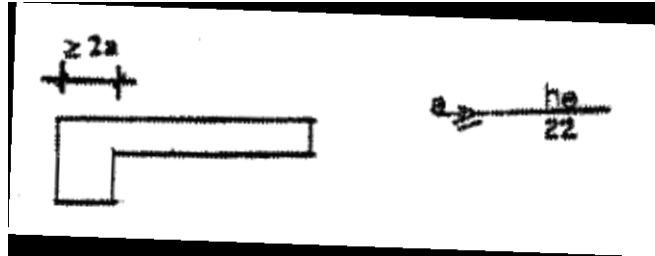


Figure II. 11:: Coupe de voile en plan

On a :

$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

- $h_e = 3.00m$ (sous sol) ; $a \geq \frac{300 - 40}{22} = 11.9cm$
- $h_e = 3.5m$ (RDC) ; $a \geq \frac{350 - 40}{22} = 14.09cm$
- $h_e = 3.06m$ (étage courant) ; $a \geq \frac{306 - 40}{22} = 12.09cm$

Tableau II. 9. Dimensions des voiles

Niveaux	a (cm)
sous sol jusqu'au 9 ^{eme} étage	15

❖ Vérification selon le RPA

$a \geq 15cm$ CV

$a = 15cm$: L'épaisseur minimale du voile

- $L \geq 4a$ CV

CHAPITRE III :

ETUDE DES PLANCHERS

III. 1. Introduction :

Un plancher est un élément horizontal de surface plane qui sert à séparer les différents niveaux.

Il a pour rôle :

- Supporter son poids propre ainsi que les charges et surcharges d’exploitations
- La transmission des charges aux éléments porteurs
- L’isolation thermique et phonique

Les planchers qu’on a utilisés sont :

- Corps creux du type (16 + 5) pour les niveaux à usage d’habitation.
- Dalle pleine (épaisseur 20 cm) pour un seul niveau à usage commerciale.

III.2. Les planchers à corps creux :

III.2.1. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivante:

Tableau III. 1:Dimensions de la poutrelle

h_t	21cm	b_0	12cm
h_0	5cm	b_1	24cm
h_1	16cm	b	60cm

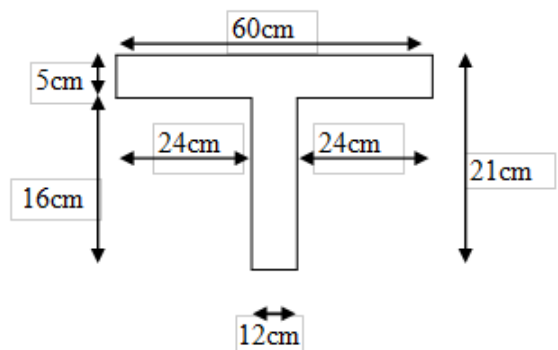
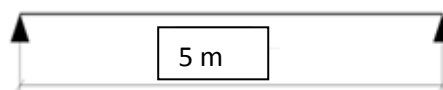


Figure III. 1:Les dimensions d’une section en T

- Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.
- Dans notre construction nous avons différents types de poutrelles :

• **Type 1**



• **Type 2**

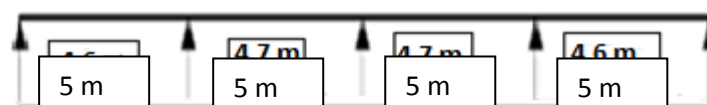


Figure III. 2: différents types de poutrelle

Le tableau suivant montre la répartition de cas différents types de poutrelles dans la construction :

Tableau III. 2: Répartition de différents types de poutrelles dans la construction.

Planchers	Type 1	Type 2
Terrasse inaccessible	✓	✓
Etage courant	✓	✓

Tableau III. 3: Evaluation Des Charges Revenants Aux Poutrelles

Planchers	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Largeur afférente b [m]	$E.L.U$ ($1,35G+1,5Q$) $\times b$ [KN/ml]	$E.L.S$ ($G+Q$) $\times b$ [KN/ml]
Terrasse inaccessible	6.74	1	0.6	6.36	4.64
Etages courants	5.8	1.5	0.6	6.048	4.38

III.2.1.1. Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

Il existe principalement trois méthodes utilisées pour ce type de plancher qui se calcule en flexion simple.

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de trois moments.

Méthode forfaitaire

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions :

- La charge d'exploitation : $Q \leq \max [2.G , 5 KN/m^2]$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité. I constant.

- le rapport des travées successives vérifie la condition : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.
- $1 \leq \max [2 \times 6.74, 5 \text{ KN/m}^2] \rightarrow CV(\text{terrasse})$
- $1.5 \leq \max [2 \times 5.8, 5 \text{ KN/m}^2] \rightarrow CV(\text{ETC})$
- $0.8 < 1 < 1.25$. CV
- $0.8 < 1 < 1.25$. CV
- $0.8 < 1 < 1.25$. CV
- $0.8 < 1 < 1.25$ CV

III.2. 1.2. Exemple de calcul :

- Type 2

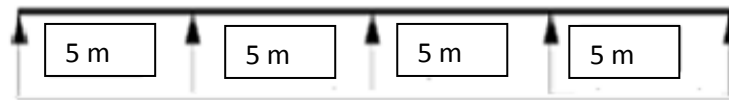


Figure III. 3: poutrelle type 2

❖ Exemple de calcul

Poutrelle type 2 (étage courant) soumise à des charges: $G = 5.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$,

$$Q = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- à E.L.U

❖ la charge supportée par la poutrelle

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 5.8 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 6.048 \text{ KN/ml}$$

Le rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{5.8 + 1.5} = 0.21$$

- Le moment isostatique en travée :

On a :

- $l_{AB} = l_{BC} = l_{CD} = l_{DE} = 5 \text{ m}$

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{P_u \times (l)^2}{8} = \frac{6.048 \times (5)^2}{8} = 18.9 \text{ KN.m}$$

- les moments sur les appuis :

On a :

$$M_A = M_E = -0.2 \times M_{0AB} = -0.2 \times (18.9) = -3.78 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = -0.5 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = -0.5 \times 18.9 = -9.45 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = -0.4 \times 18.9 = -7.56 \text{ KN.m}$$

- les moments en travées :

Les moments en travées vérifier les conditions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max\{(1.05 \times M_0); [(1 + 0.3\alpha) \times M_0]\} - \frac{|M_w + M_e|}{2} \\ M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) \times M_0 \text{ (Cas d'une travée intermédiaire)} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \text{ (Cas d'une travée de rive).} \end{array} \right.$$

- Travées (AB) travées de rive :

$$M_0 = 18.9 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -3.78 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -9.45 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max\{(1.05 \times 18.9); [(1 + 0.3 \times 0.21) \times 18.9]\} - \left(\frac{3.78+9.45}{2}\right) \\ M_t \geq \max\left(\frac{1.263}{2}\right) \times 18.9 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 19.85 \\ M_t \geq 11.94 \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 19.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(AB)} = M_{t(DE)} = 19.85 \text{ KN.m}$$

- Travées (BC) travées intermédiaires :

$$M_0 = 18.9 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -9.45 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max\{(1.05 \times 18.9) ; [(1 + 0.3 \times 0.21) \times 18.9]\} - \left(\frac{9.45 + 7.56}{2}\right)$$

$$M_t \geq \max\left(\frac{1.063}{2}\right) \times 18.9$$

$$\begin{cases} M_t \geq 19.85 \\ M_t \geq 10.05 \end{cases} \Rightarrow M_t = 19.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(BC)} = M_{t(CD)} = 19.85 \text{ KN.m}$$

- Détermination de l'effort tranchant :

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_i = \frac{Pul}{2} + \frac{M_{i+1} - M_{i1}}{l} \quad (\text{BAEL91})$$

$$V_{i+1} = -\frac{Pul}{2} + \frac{M_{i+1} - M_{i1}}{l} \quad (\text{BAEL91})$$

Remarque : les valeurs de M_w et M_e sont prises en valeurs absolue

▪ Travées (AB) :

$$l_{AB} = 5 \text{ m}$$

$$M_0 = 18.9 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -3.78 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -9.45 \text{ KN.m}$$

$$Pu = 6.048 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Travée A-B} = \begin{cases} T_1 = \frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{3.78 - 9.45}{5} = 13.986 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{3.78 - 9.45}{5} = -16.254 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Travées (BC) :

$$l_{BC} = 5 \text{ m}$$

$$M_0 = 18.9 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -9.45 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -7.56 \text{ KN.m}$$

$$Pu = 6.048 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Travée B-C} = \begin{cases} T_1 = \frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{9.45 - 7.56}{5} = 15.498 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{9.45 - 7.56}{5} = -14.742 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travées (CD) :

$$l_{CD} = 5 \text{ m}$$

$$M_0 = 18.9 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -9.45 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -7.56 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 6.048 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Travée B-C} = \begin{cases} T_1 = \frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{9.45 - 7.56}{5} = 15.498 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{9.45 - 7.56}{5} = -14.742 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travées (CD) :

$$l_{CD} = 5 \text{ m}$$

$$M_0 = 18.9 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -9.45 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 6.048 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Travée C-D} = \begin{cases} T_1 = \frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{7.56 - 9.45}{5} = 14.742 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{7.56 - 9.45}{5} = -15.498 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travées (DE) :

$$l_{DE} = 5 \text{ m}$$

$$M_0 = 18.9 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -9.45 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -3.78 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 6.048 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée D-E} = \begin{cases} T_1 = \frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{9.45 - 3.78}{5} = 16.254 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.048 \times 5}{2} + \frac{9.45 - 3.78}{5} = -13.986 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III. 4: récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 2)

Sollicitation Plancher	Pu KN ml	Moments fléchissant [KN.m]								
		Moment en appuis					Moment en travée			
		MA	MB	MC	MD	ME	MAB	MBC	MCD	MDE
Terrasse inaccessible	6.36	-3.97	-9.94	-7.95	-9.94	-3.97	20.86	20.86	20.86	20.86
Etage courant	6.048	-3.78	-9.45	-7.56	-9.45	-3.78	19.85	19.85	19.85	19.85

Tableau III. 5: récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 2)

Sollicitation Plancher	Pu KN/ml	Effort tranchant [KN]							
		TAB		TBC		TCD		TDE	
		TA	TB	TB	TC	TC	TD	TD	TE
Terrasse Inaccessible	6.36	14.706	-17.094	16.30	-15.50	15.502	-16.30	17.094	-14.706
Etage courant	6.048	13.986	-16.254	15.498	-14.742	14.742	-15.498	16.254	-13.986

Tableau III. 6: récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type 2)

Sollicitation Plancher	Pu KN ml	Moments fléchissant [KN.m]			Effort tranchant [KN]	
		Moment en appuis		Moment en travée	TAB	
		MA	MB	MAB	TA	TB
Terrasse inaccessible	6.36	-3.974	-3.974	19.87	15.9	15.9
Etage courant	6.048	-3.78	-3.78	18.9	15.12	15.12

Tableau III. 7: récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 1)

Sollicitation	Ps	Moments fléchissant [KN.m]								
	KN ml	Moment en appuis					Moment en travée			
		MA	MB	MC	MD	ME	MAB	MBC	MCD	MDE
Plancher										
Terrasse inaccessible	4.64	-3.045	-7.612	-6.09	-7.612	-3.045	15.225	15.225	15.225	15.225
Etage courant	4.38	-2.875	-7.187	-5.75	-7.187	-2.875	14.374	14.374	14.374	14.374

III.2. 1.3. Calcul de ferrailage type 2 à quatre travées à (ELU) :

- traitons comme exemple de calcul la Poutrelle type 2 (Etage courant) soumise aux charges :

$$M_{tu\ max} = 19.85\ KN.m \quad M_{t\ ser\ max} = 14.374\ KN.m$$

$$M_{au\ rive\ max} = |-3.78| = 3.78\ KN.m \quad M_{a\ ser\ rive\ max} = |-2.875| = 2.875\ KN.m$$

$$M_{a\ u\ inter\ max} = |-9.45| = 9.45\ KN.m \quad M_{a\ ser\ inter} = |-7.187| = 7.187\ KN.m$$

- Les armatures longitudinales :

En travée $M_{tu\ max} = 19.85\ KN.m$

Le calcul se fait pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tR} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Car M_{tR} : moment de référence

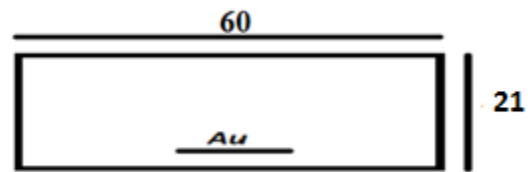
Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17\ MPa.$$

$$d = h_t - e = 0.9 \times h_t = 0.9 \times (0.21) = 0.189\ m$$

$$(1) \Rightarrow 17 \times 0.6 \times 0.05 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 83.64\ KN.m$$

$M_{tR} = 83.64 > M_{tu} = 19.85 \text{ KN.m} \Rightarrow L'$ axe neutre se trouve dans la table de compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile d donc la section sera $(b \times h) = (60 \times 21) \text{cm}^2$



$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{P_u}{P_{ser}} = \frac{19.85}{14.374} = 1.38$$

Pour FeE400 et $R_{c28} \leq 30 \text{MPa}$ la variation de μ_{lu} est linéaire relativement aux trois

Quantités : $\frac{f_{c28}}{\theta}$; f_e, θ, γ

$$\llbracket 10 \rrbracket^{-4} \times \mu_{lu} = [3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_{c28}/\theta - 3050] \dots \dots \dots (MPa)$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1.38 + 49 \times 30/1 - 3050] \times \llbracket 10 \rrbracket^{-4} = 0.316$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.85 \times 10^3}{60 \times (18.9)^2 \times 17} = 0.054$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_{lu} = 0.316 \Rightarrow A' = 0, \quad A = Au$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires), la section sera armé uniquement par des armatures tendues (Au).

$$\mu_{bu} = 0.054 < 0.303 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6\mu_{bu}) = 18.9 \times (1 - 0.6 \times 0.054) = 18.29 \text{cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa.}$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{19.85 \times 10^3}{18.29 \times 348} = 3.118 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$\{ \blacksquare (f_{(t28)} = 0.6 + 0.06f_{(c28)} \} @ f_{(t28)} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{MPa} \}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 60 \times 18.9 \times 2.4/400 = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{tu}$$

On adopte : $A_t = 3.118 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **3T12fil (A = 3.39 cm²)**

En appui $M_{au \text{ rive max}} = 3.78 \text{ KN.m}$

La section sera calculée comme une section rectangulaire.
donc la section sera $(b_0 \times h) = (12 \times 21) \text{cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.78 \times 10^3}{12 \times (18.9)^2 \times 17} = 0.051$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_{lu} = 0.316 \Rightarrow A' = 0, \quad A = A_u$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} = 0.051 < 0.316 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 18.9 \times (1 - 0.6 \times 0.051) = 18.32 \text{ cm}$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{3.78 \times 10^3}{18.32 \times 348} = 0.592 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18.9 \times 2.4 / 400 = 0.312 \text{ cm}^2 < A_{au}$$

On adopte $A_{au} = 0.592 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **1T10fil + 1T10chap = 1.58 cm²**

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 13.986 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b_0 \times d) = (13.986 \times 10^{-3}) / (0.12 \times 0.189) = 0.616 \text{ MPa}$$

- **La contrainte limite :** (fissuration peu préjudiciable)

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; \quad 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{30}{1.5}; \quad 5 \text{ MPa} \right\} \tau_{lim} = \min \{$$

$$4 \text{ MPa}; \quad 5 \text{ MPa} \} \Rightarrow \tau_{lim} = 4 \text{ MPa}.$$

On a : $\tau_u = 0.616 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 4 \text{ MPa} \Rightarrow$ Le béton résiste au cisaillement.

Vérification de la contrainte de compression de béton à l'ELS :

- **En travée**

Il faut que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- Fissuration peu préjudiciable
- $(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 \geq \alpha$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{P_u}{P_{ser}} = 1.38$$

$$(1.38 - 1) / 2 + f_{c28} / 100 = 0.49 \geq \alpha = 0.022 \longrightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ (C.V.)}$$

- **En appuis**

Il faut que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 \geq \alpha$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.083$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{P_u}{P_{ser}} = 1.38$$

$$(1.38 - 1)/2 + f_c 28/100 = 0.49 \geq \alpha = 0.083 \longrightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} (C.V)$$

Les armatures transversales

Diamètre des armatures transversales ϕ_t

D'après B.A.E.L on a :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{210}{35} = 6 \text{ mm.} \\ \frac{120}{10} = 12 \text{ mm.} \\ 12 \text{ mm (appuis)} \end{cases}$$

Soit étriers en ϕ_t 6 mm (0.28 cm²) (rond lisse) $\Rightarrow A_t = 2 \times (0.28) = 0.56 \text{ cm}^2$

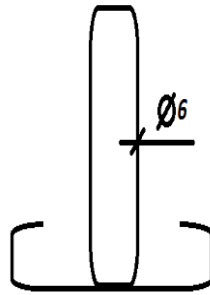


Figure III. 4: étriers de la poutrelle

L'espace maximal

$$S_{t1} \leq \min \begin{cases} 0.9d = 0.9 \times 18.9 = 17.01 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_{t1} = 17.01 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12} \Rightarrow S_{t2} = 27.42 \text{ cm}$$

Donc on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Pourcentage minimal des armatures transversales

$$(A_t / (b_0 \times S_t)) \times f_e \geq 0.4$$

$$(0.56 / (12 \times 15)) \times 235 = 0.73 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

Donc : $0,73 > 0,4 \text{ MPa}$ → condition vérifiée

Les armatures tendues

La contrainte limite d'adhérence :

Pour assurer un ancrage correct c'est-à-dire empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton qui l'entoure, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} \text{ avec : } \psi_s = 1.5 \text{ bar (pour l'acier HA).}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ MPa.}$$

- Longueur de scellement L_s

$$L_s = (\phi l \cdot f_e) / (4 \cdot \tau_s)$$

$$L_s = 1 \times 400 / 4 \times 3.24 = 30.86 \text{ cm.}$$

On a : $L_s = 30.86 \text{ cm} \geq b = 30 \text{ cm}$ (b : largeur de la poutre).

Donc : on adoptera un ancrage courbe.

Tableau III. 8: ferrailages de la poutrelle (type 1) en travées et en appuis

Planchers	Positions	M [KN.m]	A [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Choix des barres	Section adoptée [cm ²]
Terrasse inaccessible	Travée	19.87	3.121	1.56	3T12fil	3.39
	Appuis	3.974	0.626	0.31	1T10fil+1T10cha	1.57
Etage courant	Travée	18.9	2.964	1.56	3T12fil	3.39
	Appuis	3.78	0.592	0.31	1T10fil+1T10cha	1.57

Tableau III. 9: ferrailages de la poutrelle (type 2) en travées et en appuis

Planchers	Positions	M [KN.m]	A [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Choix des barres	Section adoptée [cm ²]
Terrasse inaccessible	Travée	20.86	3.284	1.56	3T12fil	3.39
	Appuis	3.97	0.624	0.31	1T10fil+1T10chap	1.57
Etage courant	Travée	19.85	3.118	1.56	3T12fil	3.39
	Appuis	3.78	0.592	0.31	1T10fil+1T10chap	1.57

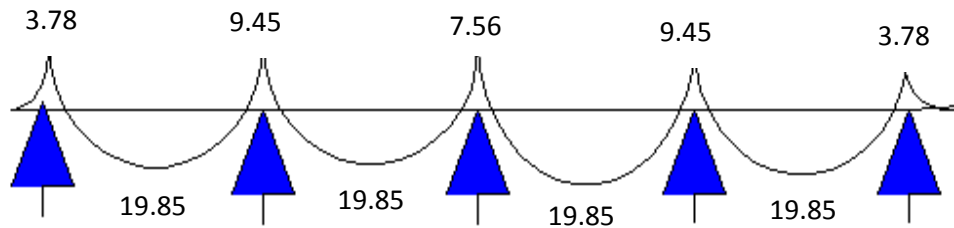


Figure III. 5: Diagramme des moments fléchissant (type 2)

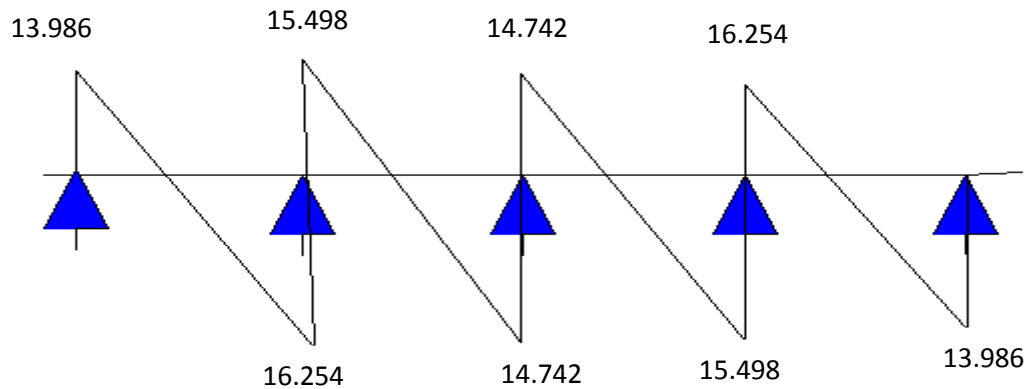


Figure III. 6 :Diagramme d'efforts tranchants (type2)

III.2. 1.4. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudé de diamètre \emptyset , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures verticales aux nervures
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures [CBA 93]

❖ Pour les armatures verticales aux nervures :

$$A_{\perp} \geq (4 \times L)/f_e \quad \text{avec : } L = 60 \text{ cm et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq (4 \times 60)/400 = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec : } St = 15 \text{ cm}$$

❖ Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} = A_{\perp}/2 = 0.6/2 = 0.3 \text{ cm}^2$$

Donc soit un treillis soudé de $\emptyset 6$ est un espacement $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.3. Plancher à Dalle pleine :

Le calcul est mené sur une bande de 1m linéaire

RDC:

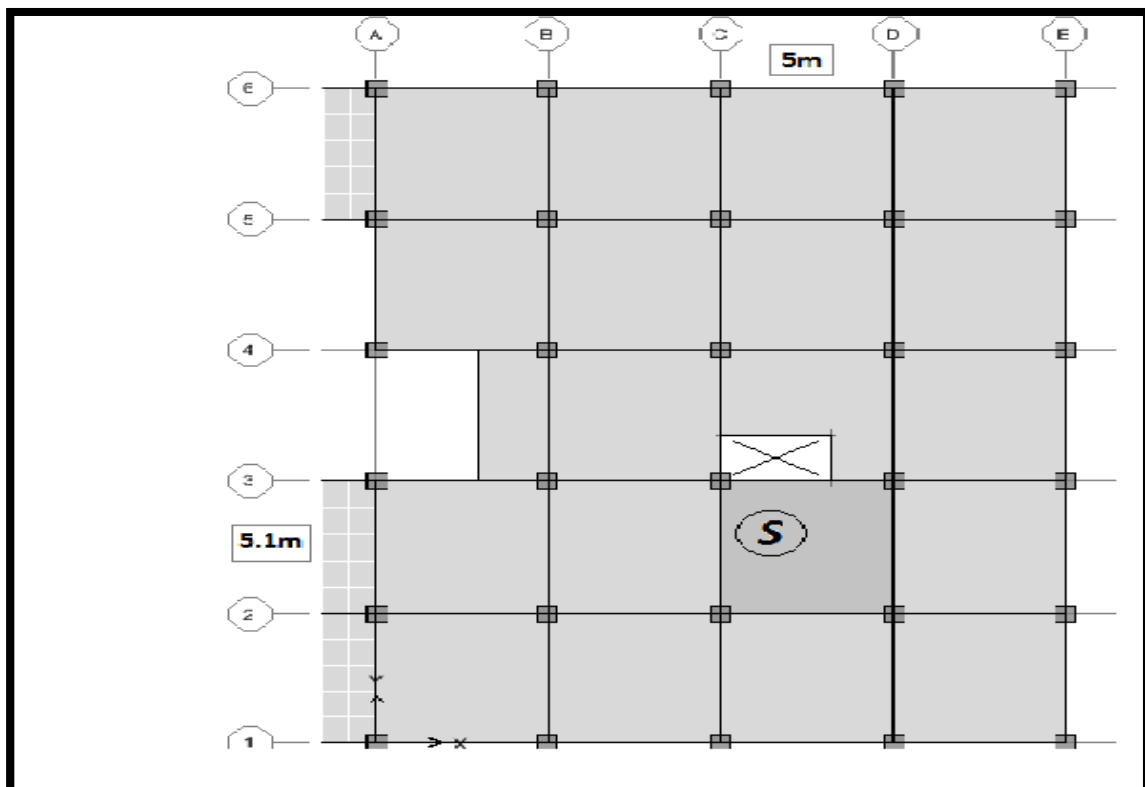


Figure III. 7:vue en plan dalle pleine (RDC)

S:($l_x=5$ m; $l_y=5$ m)

► **Descente de charge :**

- **Charge permanente :**

$$G=6.61 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

► **Calcul des sollicitations :**

- **ELU :**

$$p_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$p_u = 1.35 \times 6.61 + 1.5 \times 2.5 = 12.67 \text{ KN/m}^2$$

• **E.L.S :**

$$p_{ser} = G + Q = 6.61 + 2.5 = 9.11 \text{ KN/m}^2$$

Exemple de calcul :

Section S :

$$L_x = 5m.$$

$$L_y = 5m.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5} = 1$$

$$\alpha \geq 0.40 \quad \longleftrightarrow \text{La dalle travaille sur les deux sens.}$$

Epaisseur courantes :

$$\frac{L_x}{45} < h d < \frac{L_x}{40}$$

$$0.11 < h d < 0.125 \quad \longleftrightarrow h_d = 12 \text{ cm}$$

■ **E.L.U :**

$$\alpha > 0.40 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.038 \\ \mu_y = 0.96 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments pour les bandes de largeur unité :**

$$M_{0x} = \mu_x \times p_u \times L_x^2 = 0.038 \times 12.67 \times (5)^2 = 12.036 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.96 \times 12.036 = 11.56 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments dans la dalle :**

◆ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 9.027 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 8.67 \text{ KN.m}$$

◆ **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 6.018 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 5.78 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 \times f_c 28 - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1.39 + 49 \times 30 - 3050] \times 10^{-4} = 0.320$$

■ **En travée :**

- Selon x : $M_{tx} = 9.027 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.027 \times 10^{-3}}{1 \times 0.189^2 \times 17} = 0.0148$$

$$\mu_{bu} = 0.0148 < \mu_{lu} = 0.320 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.0148 < 0.320 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.189 \times (1 - 0.6 \times 0.0148) = 0.19m$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Section d'acier : } A_{tr} = \frac{M_{tx}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{9.027 \times 10^{-3}}{0.19 \times 348} \times 10^4 = 1.36 \text{ cm}^2/m$$

- Selon Y : $M_{ty} = 8.67 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.189^2 \times 17} = 0.0143$$

$$\mu_{bu} = 0.0143 < \mu_{lu} = 0.320 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.0143 < 0.320 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.189(1 - 0.6 \times 0.0143) = 0.19m$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_{tr} = \frac{M_{ty}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{8.67 \times 10^{-3}}{0.19 \times 348} \times 10^4 = 1.311 \text{ cm}^2/m$$

■ En appui :

- Selon x : $M_{ax} = 6.018 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.018 \times 10^{-3}}{1 \times 0.189^2 \times 17} = 0.0099$$

$$\mu_{bu} = 0.0099 < \mu_{lu} = 0.320 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.0099 < 0.320 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.189 \times (1 - 0.6 \times 0.0099) = 0.19m$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_{app} = \frac{M_{ax}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{6.018 \times 10^{-3}}{0.19 \times 348} \times 10^4 = 0.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

• Selon y : $M_{ay} = 5.78 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.189^2 \times 17} = 0.0095$$

$$\mu_{bu} = 0.0095 < \mu_{lu} = 0.320 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.0095 < 0.320 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.189 \times (1 - 0.6 \times 0.0095) = 0.19 \text{ m}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_{app} = \frac{M_{ax}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{5.78 \times 10^{-3}}{0.19 \times 348} \times 10^4 = 0.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ **Sections minimales des armatures :**

Selon le BAEL :

$$A_{min} = 0.23 f_{t28} / f_e \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 2.4 / 400 \cdot 100 \times 18.9$$

$$A_{min} = 2.61 \text{ [cm]}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le BAEL91 on a

Au milieu de lx

$$v = \frac{P_u}{2ly + lx} = \frac{12.67}{2 \times 5 + 5} = 0.84$$

Au milieu de ly

$$v = \frac{P_u}{3ly} = \frac{12.67}{3 \times 5} = 0.84$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d}$$

$$V_{u\max} = 0.84KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{0.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.189} = 0.0044MPa$$

$$\tau_{u\lim} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 30}{1.5} = 1.4MPa$$

$\Rightarrow \tau_u < \tau_{u\lim}$condition vérifiée.

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme.

➤ **Choix des aciers :**

• **Sens L_x :**

$$A_x = 2.61cm^2 / ml$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3.ho \\ 33cm \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3 \times 21 = 63cm \\ 33cm \end{cases} \text{ **Choix des armatures T10**}$$

$$S_t = 15cm$$

• **Sens L_y :**

$$A_y = 2.61cm^2 / ml$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 4.ho \\ 33cm \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 4 \times 21 = 84cm \\ 33cm \end{cases} \text{ **Choix des armatures T10**}$$

$$S_t = 15cm$$

➤ **Chapeau :**

$$A_a = 2.61cm^2 / ml$$

$$S_t = 15cm$$

Choix des armatures T10

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Sollicitations ultimes :

$$\alpha \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u.L_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{12.67 \times 5}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.98}{2}} = 21.26KN \\ T_{uy} = \frac{q_u.L_x}{3} = \frac{12.67 \times 5}{3} = 21.12KN \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{d} >< 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{21.12 \times 10^{-3}}{0,189} = 0,11 MPa < 1,5 MPa$$

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme

Tableau III. 10: tableau récapitulatif de ferrailage selon x et y

Sens	POSITION	MOMENT (KN m)	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des barres	Esp
							(cm)
Lx	APPUIS	6.018	0.91	2.61	5.50	7T10	15
	TRAVEE	9.027	1.36	2.61	5.50	7T10	15
Ly	APPUIS	5.78	0.87	2.61	5.50	7T10	15
	TRAVEE	8.67	1.31	2.61	5.50	7T10	15

CHAPITRE IV :
ETUDE DES ELEMENTS NON
STRUCTURAUX

IV. 1. Etude de l'acrotère :

IV.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément en console encastré dans le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre, et à une charge horizontale, cette dernière est la plus défavorable entre la charge de « **la main courante** » estimée à **1KN/ml** et la charge sismique préconisée par la réglementation en vigueur.

IV.1.2. Schéma de calcul :

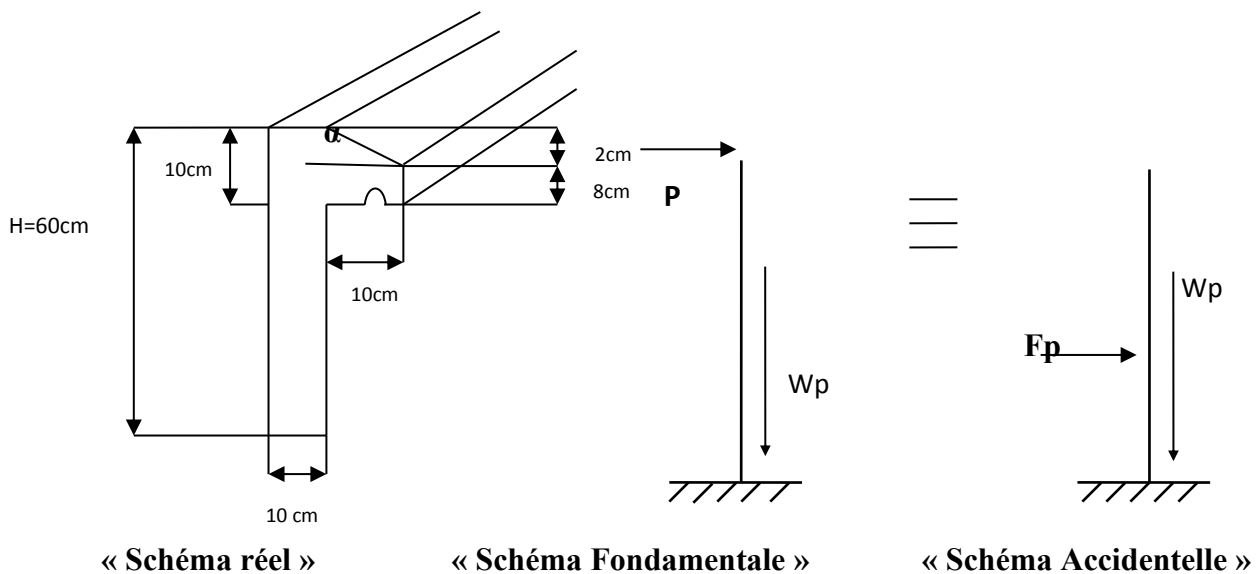


Figure IV. 1 : Schéma de l'acrotère

IV.1.3.1 Méthode de calcul :

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal W_p dû à son propre poids propre et un moment de flexion dû à une force horizontale F_p .

Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire de largeur et une épaisseur de 10cm.

Le ferrailage obtenu sera généralisé sur toute la longueur de l'élément.

IV.1.3.2 L'évaluation des charges :

❖ Poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = G \times \text{surface}_{\text{acrotère}}$$

$$S : \text{surface latérale de l'acrotère} = (0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.08) + \frac{0.02 \times 0.10}{2} = 0.069 m^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

❖ **Enduit en ciment (e = 2 cm) :**

$$G_2 = 20 \times e \times U, \text{ avec } U : \text{périmètre de l'acrotère.}$$

-La détermination de l'angle α

$$\alpha = \frac{2}{10} = 0.2 \longrightarrow \alpha = 11.31^\circ$$

-Le calcul du périmètre

$$\text{Périmètre} = 0.6 + 0.1 + 0.5 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + \frac{0.02}{\sin \alpha} = 1.58 m$$

$$G_2 = 20 \times 0.02 \times 1.58 = 0.632 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul de la force horizontale**

- Exigences des règles RPA99 v2003 :

Le règlement impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de structure secondaire et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0.10 « zone I ; groupe d'usage 2 ».

C_p : facteur de force horizontal

$C_p = 0.8$ (élément en console). tableau 6.1 du RPA 99

W_p = poids des éléments considéré

$W_p = G_1 + G_2 = 1.725 + 0.632 = 2.357 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 2.357 = 0.754 \text{ KN/ml}$$

IV.1.4. A l'état limite ultime (E.L.U) : combinaison fondamentale P=1

❖ **Calcul des sollicitations :**

- Effort normal : $N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 0.357 = 3.18 \text{ KN}$

- Moment fléchissant : $M_u = P \times 1.5 \times H = 1 \times 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des excentricités :**▪ **Excentricité du 1^{er} ordre e_1**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Avec : e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \max \begin{cases} 2 \text{ cm.} \\ H/250 = 60/250 = 0.24 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{3.18} + 0.02 = 0.30 \text{ m.}$$

▪ **Elancement géométrique**

l_f : la longueur de flambement. $l_f = 2 \times H = 2 \times 0.60 = 1.2 \text{ m}$

$h = 10 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \frac{l_f}{h} &= \frac{1.2}{0.1} = 12 < \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) \\ &= 12 < \max \left(15; \frac{20 \times 0.30}{0.1} \right) = 60 \end{aligned}$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

▪ **Excentricité du 2^{ème} ordre e_2**

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 h} [2 + (\alpha \cdot \varphi)]$$

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{Wp}{Wp + p} = \frac{2.357}{2.357 + 1} = 0.69$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée

(φ Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h=10$ cm)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.69 \times 2) = 0.015m.$$

❖ **Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :**

$$N_u = 3.18KN$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 3.18 (0,3 + 0,015) = 1.002 KN.m$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,3 + 0,015 = 0,315m.$$

❖ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :**

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.315 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0.355m$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A \Rightarrow M_{uA} = 3.18 \times 0.355 = 1.13KN.m.$$

IV.1.5. A l'état limite de service (E.L.S) :

- Effort normal : $N_{ser} = W_p = 2.357$ KN.

- Moment fléchissant : $M_{ser} = 1 \times H = 1 \times 0.6 = 0.9$ KN.m

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.9}{2.357} = 0.38m$$

❖ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :**

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,38 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,42 m$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A \Rightarrow M_{serA} = 2.357 \times 0,42 = 0.989KN.m.$$

IV.1.6. Calcul des armatures :

❖ **Moment réduit de référence à l'état limite ultime :**

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \frac{0,1}{0,09} \left(1 - 0.4 \frac{0,1}{0,09} \right) = 0,49$$

❖ **Moment réduit agissant :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.13 \times 10^3}{100 \times (9)^2 \times 17} = 0,0082$$

$\mu_{bu} = 0,0082 < \mu_{bc} = 0,49 \Rightarrow$ section partiellement tendue

Donc le calcul se fait en flexion simple.

❖ **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1.13}{0.989} = 1.14$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.14 + 49 \times 30 \times 1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.234$$

$$\mu_{bu} = 0,0082 < \mu_{lu} = 0,234 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,0082 < 0,234 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 9 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,0082) = 8.96 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_{st} = \frac{M_{uA}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1.13 \times 10^3}{8.96 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armatures en flexion composée :**

$$A' = 0$$

$$A = A_{ST} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.36 - \frac{3.18 \times 10}{348} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{périmètre}(m)} \\ \frac{0,2B}{100} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 \text{ cm}^2}{1,58} = 2.53 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2 \cdot (10 \cdot 100)}{100} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.53 \text{ cm}^2$$

On a donc

$A \leq A_{\min} \Rightarrow$ On adopte un ferrailage constructif 7T8 espacés de 15cm soit $A = 3.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Les armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.52}{4} = 0.88 \text{ cm}^2 \longleftrightarrow \text{On prévoit des barres en T8 espacées de 20cm.}$$

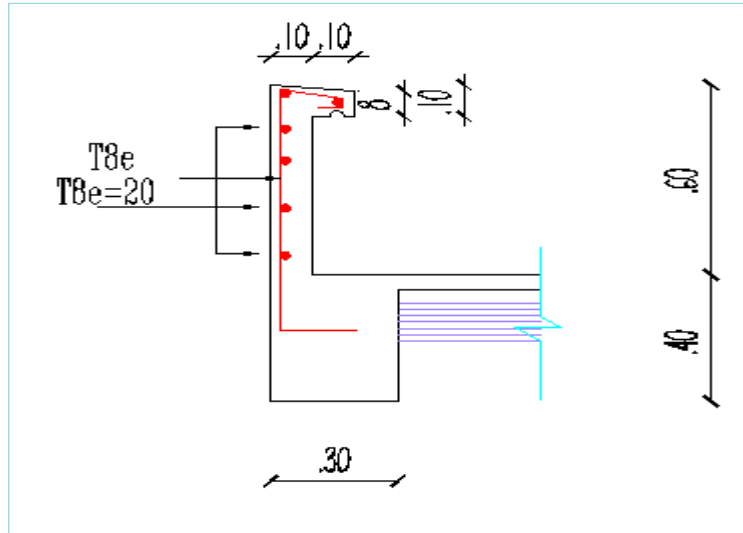


Figure IV. 2: Une coupe de ferrailage d'acrotère

❖ **Vérification des contraintes : Fissuration préjudiciable**

Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

Avec $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0082}) = 0.01$

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1.13}{0.989} = 1.14$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.14 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0,37.$$

On a donc : $\alpha = 0,01 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1.14.$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_e = 266,66 \text{ MPa.} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ MPa.} \\ 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{t28}} = 215,5 \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 215,5 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1).$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,989 \times 10^{-3}}{\frac{100 \cdot 10^3}{12} \times 10^{-8}} = 11,87 \text{ MN.m}^3$$

$$Y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 3,02}{100} = 0,453$$

$$F = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \times 3,02 \times 9}{100} = 8,15$$

$$Y_1 = -0,453 + \sqrt{0,453^2 + 8,15} = 2,48 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 11,87 \times (0,09 - 0,0248) = 11,61 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 11,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V.}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = p = 1 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,011 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \times \frac{30}{1,5} = 3 \text{ MPa.} \\ 4 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a donc : } \tau_u = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau IV. 1. Ferrailage de l'acrotère.

combinaison	h_a (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A répartition (cm ²)	Choix des barres
fondamentale	0.6	0.06	2.53	7T8	0.88	T8 esp=20 cm

IV.2 Etude des parties en saillie :

IV.1.1 Introduction :

Les parties en saillie sont constituées de dalle pleine rectangulaire de 15cm d'épaisseur. Elles seront étudiées comme des consoles encastées soumises à leurs poids propre, aux charges permanentes "G", à la surcharge d'exploitation "Q" et au poids propre du mur ou de l'acrotère pour le plancher terrasse "P".

Ce bâtiment comporte trois types de console comme représenté sur les figures suivantes :

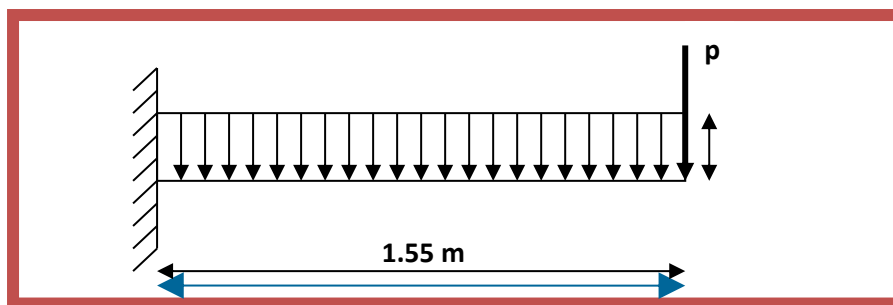


Figure IV. 3: Schéma statique du balcon type-1-

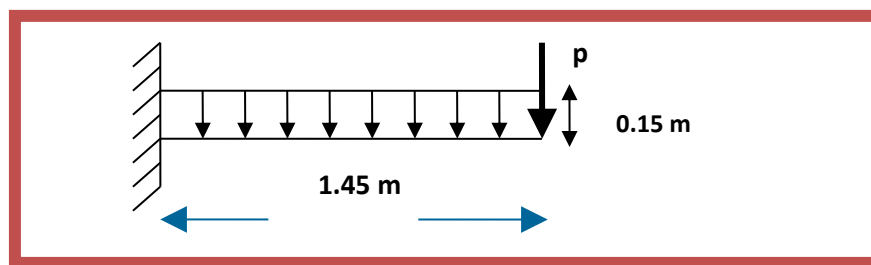


Figure IV. 4: Schéma statique du balcon type-2-

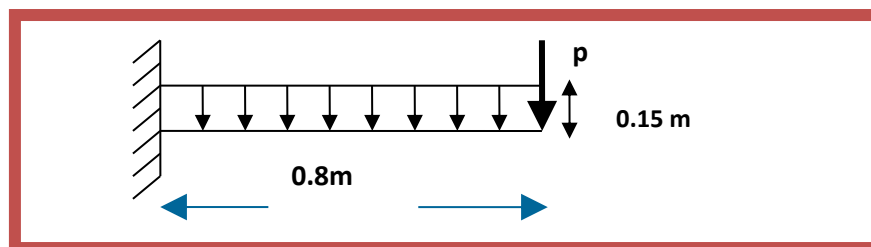


Figure IV. 5: Schéma statique du balcon type-3-

IV.2.2. Choix de l'épaisseur des dalles :

-D'après le BAEL 91 : $e \geq \frac{L_x}{20}$

Donc : $e \geq \frac{L_x \text{ (max)}}{20} = \frac{1,55}{20} = 0,0775\text{m} = 7,75\text{cm} \rightarrow$ en prend : **e = 15 cm.**

Remarque : On prend comme exemple de calcul un seul type de balcon, le ferrailage des autres balcons sera illustré dans un tableau récapitulatif.

IV.2.3. Descente de charges :

Charge permanente

$$G = 5.13 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

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

IV.2.4. Exemple de calcul -Type 1:❖ **Calcul de la charge concentré P :**

- Poids propre du mur (10cm) $G_{\text{mur}} = 0.9 \text{ KN/m}^2$
- Hauteur du mur $h = 1.2 \text{ m}$

Donc : la charge concentrée de mur (pour une bande de 1m) :

$$P = (1.2 \times 0.9) \times 1 = 1.08 \text{ KN}.$$

❖ **Les sollicitations :**

- **E.L.U :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = [(1,35 \times 5,13) + (1,5 \times 3,5)].1 = 12,17 \text{ KN/ml}.$
- **E.L.S ;** $q_{ser} = G + Q = (5,13 + 3,5).1 = 8,63 \text{ KN/ml}.$

❖ **Calcul des moments ;**

- **E.L.U :**

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + 1.35 \cdot P \cdot l = \left(12,17 \times \frac{(1,55)^2}{2} \right) + (1,35 \times 1,08 \times 1,55) \Rightarrow M_u = 16,88 \text{ KN.m}.$$

- **E L S :**

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} + P \cdot l = \left(8,63 \times \frac{(1,55)^2}{2} \right) + (1,08 \times 1,55) \Rightarrow M_{ser} = 12,04 \text{ KN.m}.$$

Le ferrailage : (Fissuration peu nuisible)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,88}{12,04} = 1,4$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1.1,4 + 49 \cdot 30.1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,323$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.9 (0.15) = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 17} = 0.059$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_{lu} = 0.323 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.059 < 0.323 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.059) = 12.54 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{16.88 \times 10^3}{12.54 \times 348} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.4}{400} \times 100 \times 13 = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.86 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.79 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A = 3.86 \text{ cm}^2/\text{m}$

Choix des barres : 7T10 ($A = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$) $St = 15 \text{ cm}$

❖ **Les armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \longleftrightarrow \quad \text{Soit : 7T10 } e = 15 \text{ cm } (A = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{u\max} = qu \cdot L + 1.35 \cdot P = 12.18 \times 1.55 + 1.35 \times 1.08 \Rightarrow V_{u\max} = 20.34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{20.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.156 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ lim}} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 30}{1.5} = 1,4 \text{ MPa}$$

On a donc : $\tau_u = 0.156 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 1.4 \text{ MPa}$. $\longrightarrow CV$, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}) = 0,076$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0.49$$

On a donc : $\alpha = 0,076 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,49$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV .$$

Calcul du contre poids :

Le calcul du contre poids se fait comme suit :

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds}$$

G_{Balcon} : Poids propre du balcon.

$G_{C.Pds}$: Poids propre du contre poids.

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds} \Rightarrow 25 \times (0.15 \times 1.55) = 25 \times (0.20 \times l)$$

$$l = 1.16m \Rightarrow l = 1.2m$$

Les résultats des autres types des parties en saillie pour les différents niveaux sont classés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2: Sollicitations et longueurs des contre poids des parties en saillie.

BALCON	L (m)	P (KN)	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	V (KN)	Longueur du contre poids (m)
Type1	1,55	1.08	16,88	12,04	20,34	1,2
Type2	1,45	1.08	14,91	10,64	19,12	1
Type3	0,8	1.08	5,06	3,62	11,2	0,6

Tableau IV. 3: Ferrailage des parties en saillie

BALCON	Armatures principales				Armatures de répartitions			
	A (cm ²)	Barres choisies	Esp (cm)	Section (cm ²)	A _r (cm ²)	Barres choisies	esp (cm)	Section (cm ²)
Type1	3,86	7T10	15	5,5	1,38	7T10	15	5,5
Type2	3,41	7T10	15	5,5	1,38	7T10	15	5,5
Type3	1,79	7T10	15	5,5	1,38	7T10	15	5,5

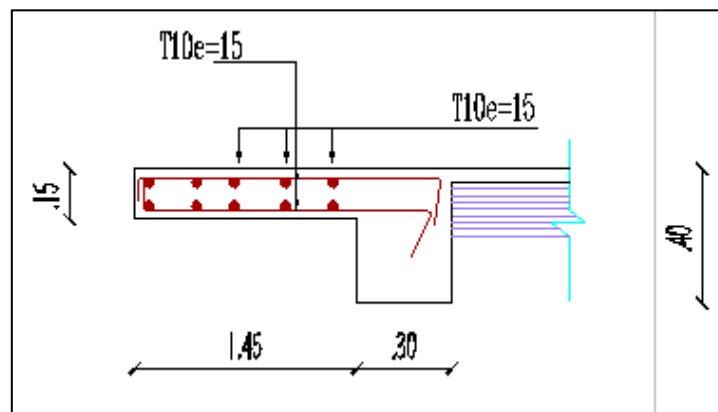


Figure IV. 6: Une coupe de ferrailage de balcon

IV. 3. Les escaliers :

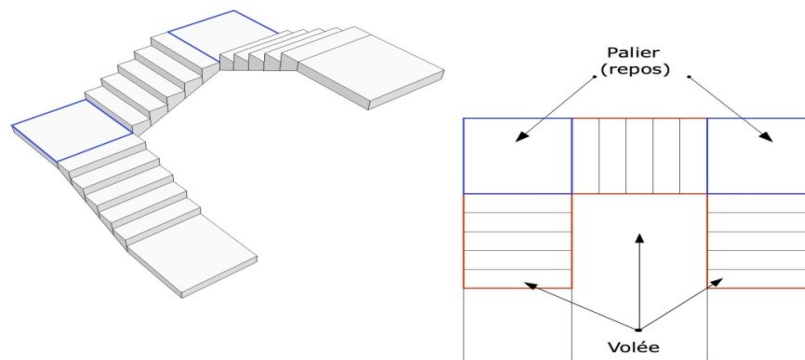


Figure IV. 7: les escaliers.

IV.3.1. Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de marches, il sert à relier deux niveaux différents de construction. On appelle « emmarchement » la longueur de ses marches ; et le « giron » sa largeur.

IV.3. 2. Conception

Dans notre cas les escaliers sont à marches droites et surtout pour leurs facilités d'exécution, ils seront constitués de deux volées parallèles liées par un palier intermédiaire.

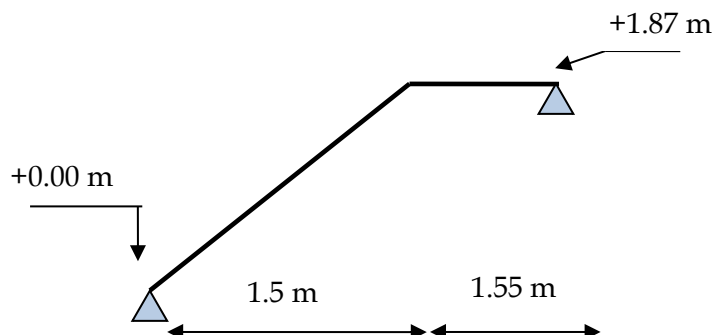
La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé sur place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

IV.3. 3. Les types d'escaliers

Dans notre construction, on a deux types d'escaliers :

❖ Type 01 :

-RDC vers 9^{ème}



❖ Type 02 :

-Etage courant.

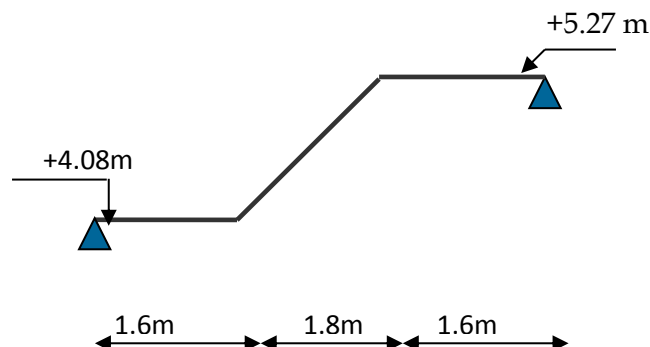


Figure IV. 8: Types des escaliers.

IV.3.4. Exemple de calcul d'escalier :

Nous prenons l'escalier type (2) comme exemples de calcul .

IV.3.5. Escalier type 2 :**IV.3.5.1 Pré dimensionnement :**

Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule de BLONDEL : $0,60\text{ m} \leq 2h + g \leq 0,66\text{ m}$ ou h est hauteur de contre marche, elle varie entre 16 et 18 cm, on prend $h = 17\text{ cm}$.

- La hauteur d'étage $h_e = 3.06\text{m}$
- Le nombre de contres marche $n = \frac{h_e}{2 \times h} = \frac{306}{2 \times 17} = 9$, alors on opte pour une volée de 9 contre marche
- $25 < g < 32$. on adopte $g = 30\text{ cm}$

On a donc : $0,60 \leq (2 \times 0,17) + 0,30 = 0,64 \leq 0,66\text{ m}$. \rightarrow C.V

➤ L'angle d'inclinaison : $\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$.

$$l = \frac{180}{\cos\alpha} = 206.9\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse : $\frac{l}{30} < e_{ps} < \frac{l}{20} \rightarrow 6.89 < e < 10.35$

Soit : $e_{volée} = 15\text{cm}$

- L'épaisseur du palier : $e_{palier} = 15\text{ cm}$.
- L'embranchement = 1.50cm .

IV.3.5.2- Descente des charges :

❖ Le palier :

Désignations	Poids surfacique Cm (kN / m ²)	Épaisseur(c m)	Poids surfaciques (kN / m ²)
Carrelage	0,20	02	0,40
Mortier de pose	0,20	02	0,40
Palier	0,25	15	3.75
Enduit en ciment	0,18	01,50	0,27
Total =			4.82 KN/m²

Charge permanente G_p

$$G_p = 4.82\text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation Q_p

$$Q_p = 2.5\text{ KN/m}^2$$

❖ La volée :

Désignations	Poids surfacique / Cm (kN / m ²)	Epaisseur (cm)	Poids surfaciques (kN / m ²)
Marche en béton arme	0,25	17*1/2	02,13
Paillasse	0,25	15	04.31
Carrelage horizontal	0,20	02	0,40
Mortier de pose	0.20	02	0.40
Carrelage vertical	0.20	02*17/30	0.23
Mortier de pose	0,20	02	0,40
Enduit en ciment	0,18	01,50	0,27
Total =			8.14 KN/m²

Charge permanente G_v

$$G_v = 8.14 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation Q_v

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

IV.3.5.3 - Combinaison d'action :

❖ Palier :

- E.L.U : $q_{pu} = (1,35 \times 4.82 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10.26 \text{ KN/ml}$.
- E.L.S : $q_{p,ser} = (4.82 + 2,5) \times 1 = 7.32 \text{ KN/ml}$.

❖ La volée :

- E.L.U : $q_{vu} = (1,35 \times 8.14 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14.74 \text{ KN/ml}$.
- E.L.S : $q_{v,ser} = (8.14 + 2,5) \times 1 = 10,64 \text{ KN/ml}$.

$$\frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{vu}} = \frac{14.74 - 10.26}{14.74} = 0,30 > 10\% = 0.10 \longrightarrow \text{ok}$$

Donc le chargement est composé de la charge appliquée sur la volée et celle sur le palier.

IV.3.5.4 - Calcul des sollicitations :

- E.L.U :

❖ Détermination des réactions :

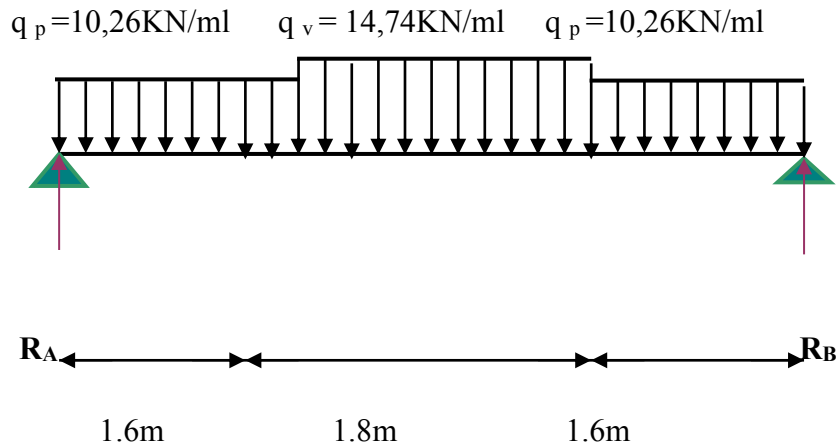


Figure IV. 9: Schéma statique escalier type (2)

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_p \cdot (2 \times 1.6) - q_v \cdot 1.8 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (10.26 \times 3.2) + (14.74 \times 1.8) = 59.36 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 5 - q_v \times (1.8) \times \left[\frac{1.8}{2} + 1.6 \right] - q_p \times (1.6) \times \left[\frac{1.6}{2} + 1.8 + 1.6 \right] - q_p \times \frac{(1.6)^2}{2} = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 5 - 4.5 \times q_v - 8 \times q_p = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 29.68 \text{ KN. et } R_A = 29.68 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :

$0 \leq x \leq 1.6$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 29.68 \times x - 10.26 \times \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = R_A - q_p \cdot x$$

$$V(x) = 29.68 - 10.26 \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = 16.55 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V(0) = 29.68 \text{ KN} \\ V(1.6) = 13.26 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$1.6 \leq x \leq 3.4$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \times 1.6 \times \left(x - \frac{1.6}{2} \right) - q_v \times \frac{(x - 1.6)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(1.6) = 34.35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M(x) = 29.68 \times x - 10.26 \times 1.6 \times \left(x - \frac{1.6}{2}\right) - 14.74 \times \frac{(x-1.6)^2}{2} \quad M(3.4) = 34.35 \text{ KN.m}$$

$$V(x) = R_A - q_p \times 1.6 - q_v \times (x-1.6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V(1.6) = 13.26 \text{ KN} \\ V(3.4) = -13.26 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$3.4 \leq x \leq 5$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_p \times 1.6 \times \left(x - \frac{1.6}{2}\right) - q_v \times 1.8 \left(x - 1.6 - \frac{1.8}{2}\right) - q_p \times \frac{(x-3.4)^2}{2}$$

$$M(x) = 29.68 \times x - 10.26 \times 1.6 \times \left(x - \frac{1.6}{2}\right) - 14.74 \times 1.8 \left(x - \left(1.6 + \frac{1.8}{2}\right)\right) - 10.26 \times \frac{(x-3.4)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(3.4) = 34.35 \text{ KN.m} \\ M(5) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$V(x) = R_A - q_p \times 1.6 - q_v \times 1.8 - q_p \times (x-3.4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V(3.4) = -13.26 \text{ KN} \\ V(5) = -29.68 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V(x) = 29.68 - 10.26 \times 1.6 - 14.74 \times 1.8 - 10.26(x-3.4)$$

Le point du moment maximal coïncide avec le point d'effort tranchant nul.

$$1.6 \leq x \leq 3.4$$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \times 1.6 \times \left(x - \frac{1.6}{2}\right) - q_v \times \frac{(x-1.6)^2}{2}$$

$$M'(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow V(x) = 0 \Rightarrow V(x) = R_A - q_p \times 1.6 - q_v \times (x-1.6) = 0$$

$$\Rightarrow V(x) = 29.68 - 10.26 \times 1.6 - 14.74 \times (x-1.6) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.49 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(2.49) = 29.68 \times 2.49 - 10.26 \times 1.6 \times \left(2.49 - \frac{1.6}{2}\right) - 14.74 \times \frac{(2.49-1.6)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 40.32 \text{ KN.m}$$

On doit considérer un encastrement partiel au niveau des appuis

- **Moment en travée :** $M_t = 0,8 M_{max} = 0,8 \times 40,32 = 32,25 \text{ KN.m}$
- **Moment en appui :** $M_a = 0,3 M_{max} = 0,3 \times 40,32 = 12,09 \text{ KN.m}$

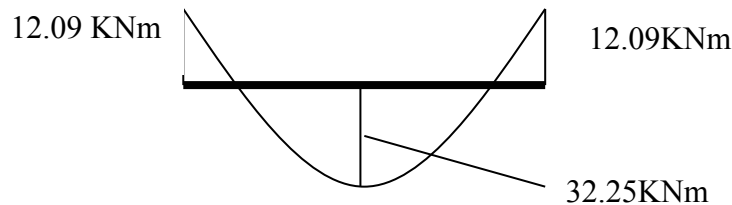


Figure IV. 10: Diagramme des moments

IV.3.5.5- Le ferrailage :

En travée : $M_t = 32,25 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire $(100 \times 15) \text{ cm}^2$ en fissuration peu nuisible.

$$\gamma = \frac{Q_u}{Q_{ser}} = \frac{14,74}{10,64} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \cdot 1,1,38 + 49 \cdot 30,1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,316$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (15) = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32,25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 17} = 0,12$$

$$\mu_{bu} = 0,12 < \mu_{lu} = 0,316 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,12 < 0,316 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0,6 \times 0,12) = 12,06 \text{ m}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{32,25 \cdot 10^3}{12,06 \cdot 348} = 7,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,4}{400} \cdot 100 \cdot 13 = 1,79 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,79 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A = 7,68 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **7T12 (A = 7,92 cm²/ml) St = 15 cm**

❖ **Les armatures de répartitions A_r**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \longleftrightarrow \text{Soit : 7T10 e = 15cm (A}_r = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml)}$$

En appuis : $M_a = 12,09 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire (100x15) cm² en fissuration peu nuisible.

$$\gamma = \frac{Q_u}{Q_{ser}} = \frac{10,26}{7,32} = 1,4$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1 \cdot 1,4 + 49 \cdot 30 \cdot 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,323$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (15) = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,09 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 17} = 0,04$$

$$\mu_{bu} = 0,04 < \mu_{lu} = 0,323 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,04 < 0,323 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,04) = 12,69 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{12.09.10^3}{12,69.348} = 2.73 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,4}{400} \cdot 100 \cdot 13 = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.73 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.79 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A = 2.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des barres : 7T10 e = 15cm (A = 5.50 cm²/ml)

❖ **Les armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \longleftrightarrow \quad \text{Soit : 7T8 e = 15cm (A = 3.52 cm}^2/\text{ml)}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = R_A = 29.68 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{29.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,06 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,06 \times 30}{1,5} = 1.2 \text{ MPa} \\ 1,5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.2 \text{ MPa}.$$

On a donc : $\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.2 \text{ MPa} \longrightarrow$ C.V, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

En travée :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12}) = 0.16$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,49$$

On a donc : $\alpha = 0,16 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,49$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$$

En appui :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

$$\gamma = 1,4$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,5$$

On a donc : $\alpha = 0,05 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,5$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$$

Pour le ferrailage des escaliers type 1, nous adoptons la même démarche de calcul effectuée précédemment, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV 4 : ferrailage des escaliers

		Type2	Type1
R_A (KN)	ELU	29.68	20.723
R_B (KN)	ELU	29.68	17.29
M_{max} (KN.m)	ELU	34.35	14.502
M_{t max} (KN.m)	ELU	32.25	19.39
M_{a max} (KN.m)	ELU	12.09	7.272
T_{max} (KN)	ELU	29.68	20.723
Sections calculées en travée		7.68	4.46
Choix des barres		7T12	5T12
Sections adoptées		7.92	5.65
Sections calculées sur appui		2.73	1.63
Choix des barres		7T10	5T12
Sections adoptées		5.50	5.65

IV.4. Etude de la dalle d'ascenseur:

IV.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositifs de sécurité.

Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur ou gaine d'ascenseur.

La machinerie et le local dans le quel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général, se trouve au dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

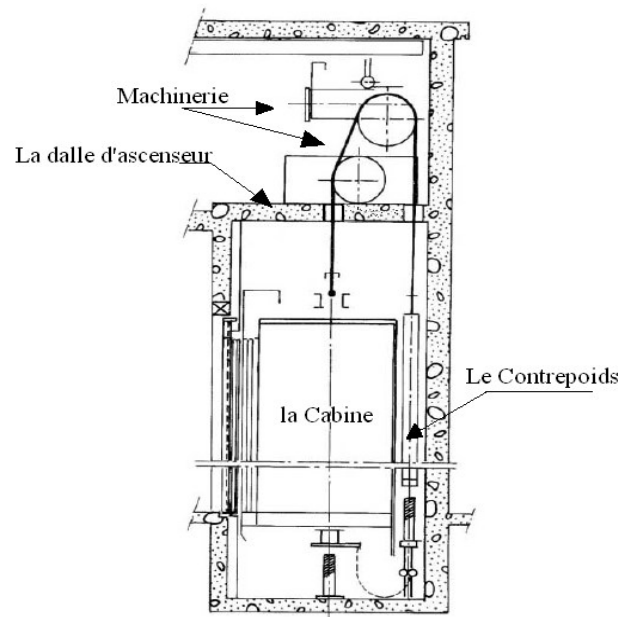


Figure IV. 11: schéma de l'ascenseur

Notre dalle d'ascenseur est située entre l'axe 3 et 4 et elle est appuyée sur trois voiles c'est pour cela on a tiré les moments du logiciel ROBOT .

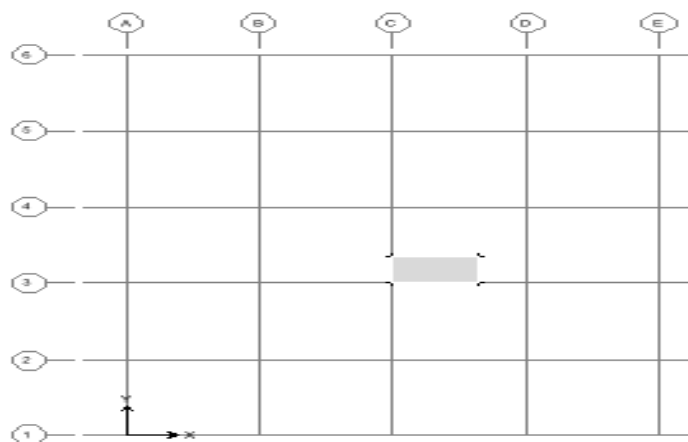


Figure IV. 12: Vue en plan de la dalle d'ascenseur

IV.4.2. Descente de charge :❖ **Charges permanentes :**

- P1 = poids propre de la dalle = $0.20 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$
 - P2 = poids de la cabine + machinerie+contre poids = $10 + 5 = 15 \text{ KN/m}^2$
- G = 20 KN/m²**

❖ **Charge d'exploitation :** **Q = 5 KN/m²****IV.4.3. Les sollicitations :**

$$q_u = (1,35 \times G) + (1,5 \times Q) = (1,35 \times 20) + (1,5 \times 5) = 34,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 20 + 5 = 25 \text{ KN/ml}$$

IV.4.4. Le ferrailage :

La dalle est ferrailée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y .

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h), les moments fléchissant en travée et en appuis dans les deux directions sont tirés à partir du logiciel ROBOT.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{34,5}{25} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1 \cdot 1,38 + 49 \cdot 30 \cdot 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,316$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (0,21) = 0,189 \text{ m}$$

En travée :

➤ Selon X : **$M_{tx} = 2,07 \text{ KN.m}$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,189^2 \times 17} = 0,003$$

$$\mu_{bu} = 0,003 < \mu_{lu} = 0,316 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,003 < 0,316 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d.(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.189(1 - 0,6 \times 0,003) = 0.188m$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa.$$

$$\text{Section d'acier : } A_{tr} = \frac{M_{tx}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{2,07.10}{0.188.348} = 0.316 \text{ cm}^2/m$$

➤ Selon Y : $M_{ty} = 7.31 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,31 \cdot 10^{-3}}{1.0 \cdot 0.189^2 \cdot 17} = 0,012$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_{lu} = 0,316 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,012 < 0,316 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d.(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.189.(1 - 0,6 \cdot 0,012) = 0.187m$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa.$$

$$\text{Section d'acier : } A_{tr} = \frac{M_{ty}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{7,31.10}{0.189.348} = 1.11 \text{ cm}^2/m \longrightarrow \text{soit : T8 esp= 20 cm}$$

En appui

Sens X : $M_{ax} = 2.35 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.35 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.189^2 \cdot 17} = 0.001$$

$$\mu_{bu} = 0,001 < \mu_{lu} = 0,316 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,001 < 0,316 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d.(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.189.(1 - 0,6 \cdot 0,001) = 0.188m$$

$$\text{Section d'acier : } A_{ap} = \frac{M_{ax}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{2.35.10}{0.188.348} = 0.36 \text{ cm}^2/m \longrightarrow \text{soit : T8 esp= 20 cm}$$

Sens Y : $M_{ay} = 2.84 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,84 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.189^2 \cdot 17} = 0,0047$$

$$\mu_{bu} = 0,0046 < \mu_{lu} = 0,316 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,046 < 0,316 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0.189 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,0046) = 0.188m$$

$$\text{Section d'acier : } A_{ap} = \frac{M_{ay}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{2,84 \cdot 10}{0.188 \cdot 348} = 0.43 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow \text{soit : T8 esp} = 20 \text{ cm}$$

Sections minimales des armatures :

- Selon le BAEL :

$$A_{min} = 0.23 f_{t28} / f_e \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 2.4 / 400 \cdot 100 \times 189$$

$$A_{min} = 2.60 \text{ [cm]}^2$$

Choix des diamètres :

$$\text{Il faut que } \Phi < \frac{h}{10} \text{ (}\Phi \text{ et } h \text{ en mm)} \Rightarrow \Phi < \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Choix des aciers et espacement maximum des armatures S_t :

- Sens L_y :

$$A_{ymin} = 0.8 \times h_0 = 0.8 \times 0.21 = 1.68 \text{ [cm]}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = 1.11 \text{ [cm]}^2 \leq A_{ymin} = 1.68 \text{ [cm]}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = 0.43 \text{ [cm]}^2 \leq A_{ymin} = 1.68 \text{ [cm]}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$A_{ty} = 1.68 \text{ [cm]}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{soit : T8 esp} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = 1.68 \text{ [cm]}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{soit : T8 esp} = 20 \text{ cm}$$

- Sens L_x :

$$A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{ymin} = \frac{3-0.76}{2} \times 1.68 = 1.88$$

$$A_{tx} = 0.316 \text{ [cm]}^2 \leq A_{xmin} = 1.88 \text{ [cm]}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax} = 0.36 \text{ [cm]}^2 \leq A_{xmin} = 1.88 \text{ [cm]}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$A_{tx} = 1.88 \text{ [cm]}^2/ml$$

$$A_{ax} = 1.88 \text{ [cm]}^2/ml$$

➤ Sens L_x

$$A_{tx} = 1.88 \text{ [cm]}^2/ml$$

$$St \leq \min \begin{cases} 3.h \\ 33cm \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} 3.21 = 63cm \\ 33cm \end{cases}$$

$$St_{\max} = 33cm$$

Choix des barres (T 8, esp = 20 cm)

➤ Sens L_y

$$A_{ty} = 1.68cm^2/ml$$

$$St \leq \min \begin{cases} 4.h \\ 45cm \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} 4.21 = 84cm \\ 45cm \end{cases}$$

$$St_{\max} = 45cm$$

Choix des barres T 8, esp = 20cm

❖ **Chapeau :**

$$A_a = 1.88cm^2/ml$$

Choix des barres T 8, esp = 20 cm

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d}$$

$$\max\{ \begin{aligned} & T_x = p_u \cdot l_x / 2 = 34.5 \times 3.15 / 2 = 54.33 \\ & T_x = p_u \cdot l_y / 2 = 34.5 \times 1.75 / 2 = 30.18 \end{aligned} \}$$

$$V_{u\max} = 54.33KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{54.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.189} = 0.287MPa$$

$$\tau_{u \text{ lim}} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 30}{1.5} = 1.4 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \tau_{u \text{ lim}}$condition vérifiée.

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme.

Tableau IV. 5: ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens	Position	A_s	A_min	A_adopté	Les barres	Esp
l_x	Travée	0.316	1.88	2.51	5T8	20
	Appuis	0.36	1.88	2.51	5T8	20
l_y	Travée	1.11	1.68	2.51	5T8	20
	Appuis	0.43	1.68	2.51	5T8	20

CHAPITRE V :

ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction

Les constructions sont généralement considérées « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. Effectivement l'expérience montre que l'application des règles parasismiques est indispensable car elle assure la sécurité des biens et des personnes et limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

Le calcul sismique a pour but l'évaluation de forces horizontales extérieures engendrées par un effort sismique pour chaque niveau de la structure et l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul des forces sismiques ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique modale spectrale.
- La méthode dynamique par accélogrammes.

V.2. Choix de la méthode :

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise car, les conditions de son application (article 4.1.2.RPA) ne sont pas totalement réunies.

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse définis dans le RPA99 V 2003.

Remarque :

Pour des raisons de contrôle et de vérification de l'ordre de grandeur de la force sismique, un calcul par la méthode statique équivalente sera effectué.

Dans le cadre de notre étude et vue la spécification de l'ouvrage, la détermination des efforts se fera par le logiciel « ROBOT » (Extended three dimensionnel analysais of building Systems).

V.3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

V.3.1. Hypothèse de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (approche par concentration de masse).
- Les planchers sont infiniment rigides comparativement aux éléments porteurs (Les poteaux et voiles).

V.3.2. Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99 V2003 (article 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T : Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité.

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

V.3.2.1. Classification du site :

Selon le RPA99V2003 (tableau 3.2) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Dans l'absence du rapport géotechnique, on suppose que le sol est un **sol meuble**. (catégorie S₃).

V.3.2.2. Périodes caractéristique T₁, T₂ :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.7) Pour un site type S₃ :

$$T_1 = 0.15 \text{ (sec)}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ (sec)}$$

V.3.2.3. Coefficient d'accélération de zone A :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.1) Le coefficient d'accélération A est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas le bâtiment situé a SIDI BEL ABBES.

A= 0.10

- Zone sismique : **I (sismicité faible)**.
- Groupe d'usage : **2** ouvrage courants ou d'importance moyenne (hauteur total = 31.04 m < 48 m)

V.3.2.4. Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA99V2003 (formule 4.3) Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\mathbf{0.7} : \text{C'est la valeur minimum de } \eta)$$

Avec :

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.2.RPA).

$\xi = 10\%$ \longrightarrow présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

Donc :
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764 \geq 0.7$$

V.3.2.5. Coefficient de comportement global de la structure **R** :

Le bâtiment est contreventé par un système de contreventement mixte portique/voile avec interaction : $R=3.5 \longrightarrow$ (Tableau4.3 RPA 99V2003).

V.3.2.6. Facteur de qualité **Q** :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{Avec :}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.sa valeur est donnée au tableau (4 .4 RPA)

Tableau V. 1: valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	Sens-X	Sens-Y
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0,0	0,0
2. Redondance en plan	0,0	0,0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,0	0,0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
$\sum_1^6 P_q$	0,15	0,15

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0.20 = 1.20 \\ Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0.20 = 1.20 \end{array} \right.$$

V.3.3. Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99 V 2003 (l'article 4.3.4 - a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Tableau V. 2: Périodes et facteurs de participation modale

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.65	62.90	0.02	62.90	0.02
2	0.64	0.01	65.12	62.91	65.13
3	0.60	0.93	0.07	63.85	65.20
4	0.17	0.09	20.05	63.94	85.25
5	0.17	19.20	0.09	83.13	85.34
6	0.14	0.13	0.15	83.26	85.49
7	0.09	5.85	0.00	89.10	85.49
8	0.09	0.00	7.46	89.11	92.95
9	0.07	0.09	0.10	89.19	93.05
10	0.07	3.23	0.00	92.42	93.05

V.3.4. Poids totale de la structure W :

Égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{Formule 4.5 RPA}).$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.
- W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (tableau 4.5 RPA).

Dans notre cas on a un bâtiment d'habitation et commerces donc $\beta = 0.2$

- W : le poids total de la structure, il est tiré d'une manière automatique du logiciel ROBOT.

Tableau V. 3: Les masses et les poids de chaque plancher (ROBOT)

Niveau	Masse (t)	Poids(kN)
H9EME	549.3507	5389.13037
H8EME	533.2062	5230.75282
H7EME	512.3665	5026.31537
H6EME	515.0701	5052.83768
H5EME	522.0036	5120.85532
H4EME	530.0293	5199.58743
H3EME	534.8054	5246.44097
H2EME	539.2817	5290.35348
H1ER	544.4692	5341.24285
HRDC	626.6553	6147.48849
Total	6147.5394	60307.3615

V.4. Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'intensité effective de la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales sous forme d'effort tranchant maximum selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, $A = 0.10$

Q : Facteur de qualité, $Q = (1.20 ; 1.20)$.

R : Coefficient de comportement de la structure, $R = 3.5$

W : Poids total de la structure.

Ces paramètres déjà déterminés
ci-dessus

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Ce facteur Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) (formule 4.2 RPA).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \cdot (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur d'amortissement, $\eta = 0.764$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, $T_2 = 0.5$

T : période fondamentale de la structure

Ces paramètres déjà
déterminés ci-dessus

Estimation de la période fondamentale de la structure T :

D'après (l'article 4.2.4 du RPA99V2003) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique (formule 4.6 et 4.7).

$$\begin{cases} T = C_T \cdot h_N^{3/4} \\ T = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{L} \end{cases}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (hauteur totale de la structure).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (tableau 4.6 RPA).

Dans cas on a une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles on béton armé, donc $C_T = 0.05$

L : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ Sens x :

$$\begin{cases} T = 0,05 \cdot (31,04)^{3/4} = 0,657s \\ T = 0,09 \cdot 31,04 / \sqrt{19,8} = 0,627s \end{cases}$$

$$T = \min (0,657 ; 0,627) = 0,627s \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 s$$

$$D_x = 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,764 \cdot (0,5/0,627)^{2/3} = 1,64$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,10 \times 1,64 \times 1,20}{3,5} \times 60307,3615$$

$$V_x = 3391 \text{ KN}$$

➤ Sens-y :

$$\begin{cases} T = 0,05 \cdot (31,04)^{3/4} = 0,657s \\ T = 0,09 \cdot 31,04 / \sqrt{25} = 0,558s \end{cases}$$

$$T = \min (0,751 ; 0,558) = 0,558 s \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 s$$

$$D_y = 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,764 \cdot (0,5/0,558)^{2/3} = 1,77$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,10 \times 1,77 \times 1,20}{3,5} \times 60307,3615$$

$$V_y = 3659,80 \text{ KN}$$

V.5.la résultante des forces sismiques de calcul :

D'après (l'article 4. 3.6 RPA 99 V2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0,80V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0,8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$.

$$\text{Sens x : } \begin{cases} V_{dyn_x} = 2517.08KN \\ V_{st_x} = 3391 KN \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{dyn_x}}{V_{st_x}} = \frac{2517.08}{3391} = 0.74$$

$$\text{Sens-y : } \begin{cases} V_{dyn_y} = 2395.2KN \\ V_{st_y} = 3659.80KN \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{dyn_y}}{V_{st_y}} = \frac{2395.2}{3659.80} = 0.65$$

Donc ; La condition $V_{dyn} > 0.8V_{st}$ n'est pas vérifiée dans les deux sens donc on pondère toutes les réponses d'ordre dynamique avec le coefficients α_y, α_x :

$$\text{Avec : } \alpha_x = \frac{(0,8 \times 3391)}{2395.2} = 1,13$$

$$\text{Et : } \alpha_y = \frac{(0,8 \times 3659.80)}{2395.2} = 1,22$$

V.6. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (poteaux, poutres, plancher, voiles, ...etc).

❖ Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_{CM} = \frac{\sum(M_i \cdot X_i)}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_{CM} = \frac{\sum(M_i \cdot Y_i)}{\sum M_i}$$

Avec:

M_i : la masse de l'élément (i).

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément(i) par rapport au repère global.

❖ Les coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion) sont données par :

$$X_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{t=k} (R_{ji} \cdot X_i)}{\sum R_{ji}} \quad \text{et} \quad Y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^m R_{ji} \cdot Y_i}{\sum R_{ji}}$$

Avec :

R_{jt} , R_{jl} : rigidité relative de niveau (j) longitudinal et transversal

❖ L'excentricité théorique dans les deux sens est donnée par :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

En analysant la structure par ROBOT nous avons les coordonnées suivantes :

Tableau V. 4:Caractéristique géométriques et massiques de la structure.

Niveau	X_{CM} (m)	Y_{CM} (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	e_x (m)	e_y (m)
9 ^{ème}	10.007	12.581	8.95	12.414	1.057	0.167
8 ^{ème}	10.056	12.551	8.961	12.445	1.095	0.106
7 ^{ème}	9.978	12.555	8.99	12.488	0.988	0.067
6 ^{ème}	9.976	12.555	9.028	12.546	0.948	0.009
5 ^{ème}	9.975	12.554	9.063	12.627	0.912	0.073
4 ^{ème}	9.973	12.553	9.084	12.742	0.889	0.189
3 ^{ème}	9.975	12.552	9.067	12.914	0.908	0.362
2 ^{ème}	9.973	12.552	8.952	13.187	1.021	0.635
1 ^{er}	9.973	12.551	8.591	13.657	1.382	1.106
RDC	9.646	12.494	7.51	14.575	2.136	2.081

❖ L'excentricité accidentelle :

Dans le présent cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- Pour cette excentricité ROBOT peut la prendre en compte en lui introduisant les 5% comme excentricité dans la définition du chargement sismique.

V.7. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 4-4-3) :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont calculés par la formule définie par le **RPA99V2003** comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_{ke} : déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

-Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\% h_e$, où : h_e est la hauteur d'étage.

Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se fait selon les deux directions, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après.

Tableau V. 5: Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x, y)

Niveau	H (cm)	Sens x			Sens Y			1% H étage	$\Delta_k \leq \bar{\delta}$
		δ_{ek} (cm)	δK (cm)	ΔK (cm)	δ_{ek} (cm)	δK (cm)	ΔK (cm)		
9EME	306	1,05714286	3,7	0,5	1,02857143	3,6	0,5	3,06	Vérifiée
8EME	306	0,91428571	3,2	0,5	0,88571429	3,1	0,4	3,06	Vérifiée
7EME	306	0,77142857	2,7	0,4	0,77142857	2,7	0,4	3,06	Vérifiée
6EME	306	0,65714286	2,3	0,5	0,65714286	2,3	0,5	3,06	Vérifiée
5EME	306	0,51428571	1,8	0,4	0,51428571	1,8	0,4	3,06	Vérifiée
4EME	306	0,4	1,4	0,4	0,4	1,4	0,4	3,06	Vérifiée
3EME	306	0,28571429	1	0,4	0,28571429	1	0,3	3,06	Vérifiée
2EME	306	0,17142857	0,6	0,3	0,2	0,7	0,3	3,06	Vérifiée
1ER	306	0,08571429	0,3	0,2	0,11428571	0,4	0,3	3,06	Vérifiée
RDC	350	0,02857143	0,1	0,1	0,02857143	0,1	0,1	3,5	Vérifiée

V.8. Vérification de l'effort normal réduit V:

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

Tableau V. 6: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

Niveau	Section (A × B) (cm ²)	N _d (KN)	V	v ≤ 0.3
9, 8 ^{eme} étage	30x30	674	0,25	CV
7, 6 ^{eme} étage	35x35	858	0,233	CV
5, 4 ^{eme} étage	40x40	1073	0,224	CV
3, 2 ^{eme} étage	45x45	1515	0,249	CV
1 ^{er} , RDC étage	50x50	1980	0,264	CV

Remarque :

- L'effort N_d est tiré du logiciel ROBOT pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E_x \\ 0,8.G \pm E_x \\ G + Q + E_y \\ 0,8.G \pm E_y \end{array} \right.$$

- Les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification.

Justification vis-à-vis l'effet P-Δ :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 5-9) :

Les effets du 2^{eme} ordre au (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10.$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges des exploitations associées au dessus du niveau "K".

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".

h_K : hauteur de l'étage "K".

Les résultats obtenus sont présents dans les tableaux suivants :

Tableau V. 7: Vérification à l'effet P- Δ sens x

Suivant x						
Story	Poids KN	Δ_k (m)	Vk (KN)	Hk(m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
9EME	5389.130	0.006	451.66	3.06	0.0218	vérifier
8EME	5230.753	0.006	694.19	3.06	0.0138	vérifier
7EME	5026.315	0.006	864.02	3.06	0.0113	vérifier
6EME	5052.838	0.006	1018.91	3.06	0.0091	vérifier
5EME	5120.855	0.006	1148.89	3.06	0.0082	vérifier
4EME	5199.587	0.005	1263.22	3.06	0.0066	vérifier
3EME	5246.441	0.005	1371.39	3.06	0.0061	vérifier
2EME	5290.353	0.004	1463.03	3.06	0.0045	vérifier
1ER	5341.243	0.003	1542.52	3.06	0.0036	vérifier
RDC	6147.488	0.002	1626.08	3.5	0.0026	vérifier

Tableau V. 8: Vérification à l'effet P- Δ sens y.

Suivant Y						
Story	Poids (KN)	Δ_k (m)	Vk (KN)	Hk(m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
9EME	5389.130	0.006	487.69	3.06	0.0215	vérifier
8EME	5230.753	0.006	756.33	3.06	0.0142	vérifier
7EME	5026.315	0.006	939.1	3.06	0.0110	vérifier
6EME	5052.838	0.006	1101.07	3.06	0.0094	vérifier
5EME	5120.855	0.006	1239.23	3.06	0.0080	vérifier
4EME	5199.587	0.006	1363.13	3.06	0.0070	vérifier
3EME	5246.441	0.005	1481.42	3.06	0.0057	vérifier
2EME	5290.353	0.004	1584.43	3.06	0.0046	vérifier
1ER	5341.243	0.004	1675.99	3.06	0.0036	vérifier
RDC	6147.488	0.003	1771.2	3.5	0.0028	vérifier

NB : La condition $\theta \leq 0.1$ est vérifiée dans les deux directions.

CHAPITRE VI :
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

VI.1. Calcul des poteaux :**VI.1.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau VI. 1: caractéristiques mécaniques des matériaux

<i>Situation</i>	<i>Béton</i>			<i>Acier (FE400)</i>		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
<i>Durable</i>	1.5	30	17	1.15	400	348
<i>Accidentelle</i>	1.15	30	22.17	1	400	400

a) Combinaison des charges :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

-Selon le règlement BAEL 91 :

- $E L U \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$
- $E L S \dots\dots\dots G + Q$

-Selon le RPA 99 (situation accidentelle) :

- $G + Q + EX$
- $G + Q + EY$
- $0,8G \pm EX$
- $0,8G \pm EY$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes, à savoir :

$N \text{ max} \rightarrow M \text{ correspondant}$

$M \text{ max} \rightarrow N \text{ correspondant}$

VI.1.2. Recommandation du RPA99v 2003 :**a) Les armatures longitudinales : (Art 7.4.2 RPA)**

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,70 % de la section droite du poteau (Zone I).

(Art 7.4.2 RPA)

❖ *Remarque :*

La section d'acier minimale est mentionnée dans les tableaux de ferrailage :

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 3 % (*zone I*)
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (*zone I*)
- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (*zone I*)

Φ	12	14	16	20
$L_r (cm)$	48	56	64	80

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25 \text{ cm}$ (*zone I*).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

b) Les armatures transversales :

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \rightarrow \text{Si l'élanement géométrique } \lambda_g \text{ dans la direction considérée est supérieur ou égal à } 5 \\ 3.75 \rightarrow \text{Dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) \quad \text{en zone nodale} \\ S_t \geq 15\Phi_l^{\min} \quad \text{en zone courante} \end{array} \right.$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t = \begin{cases} 0.3\% \times S_t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad (1) \\ 0.8\% \times S_t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 \quad (2) \\ \text{interpoler entre (1) et (2)} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique du poteau qui est égale

$$\lambda_g = \left[\left(\frac{l_f}{a} \right) \text{ou} \left(\frac{l_f}{b} \right) \right]$$

a et **b** : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

l_f : longueur de flambement du poteau.

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\text{min}}$.

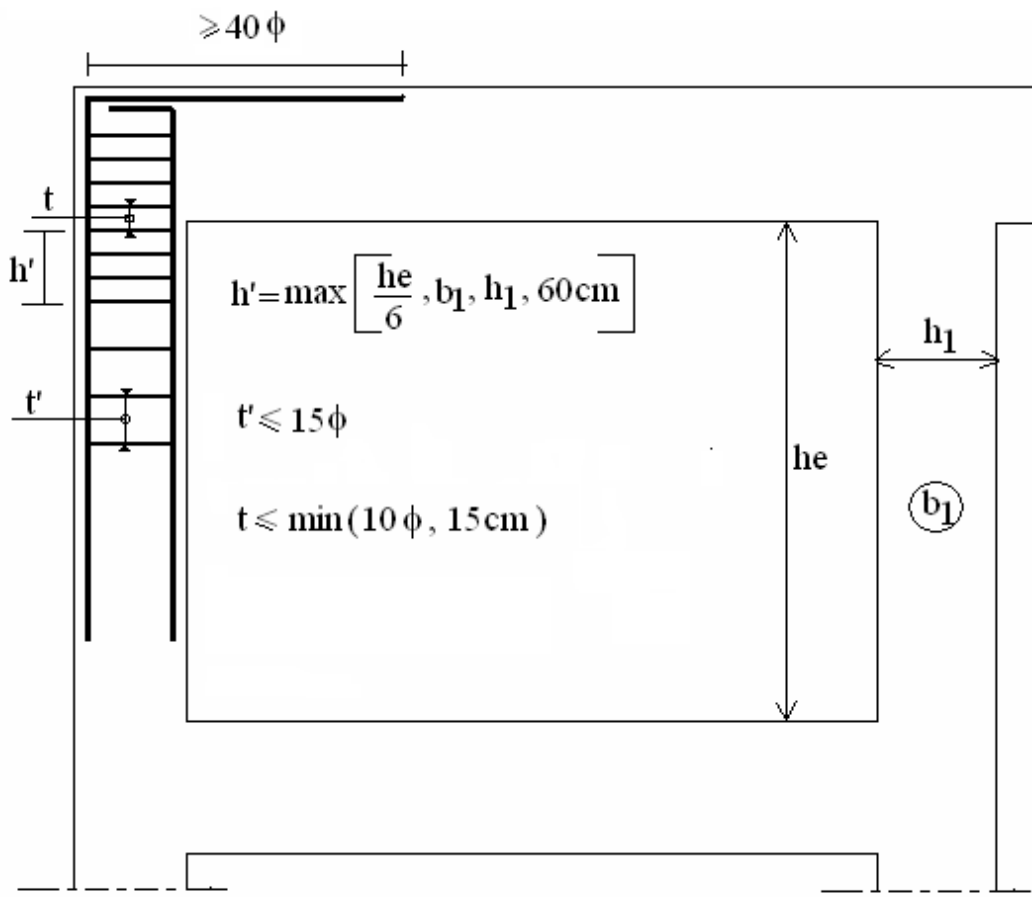


Figure VI. 1: disposition constructive pour le ferrailage des poteaux (RPA99)

c) Plan de repérage des poteaux :

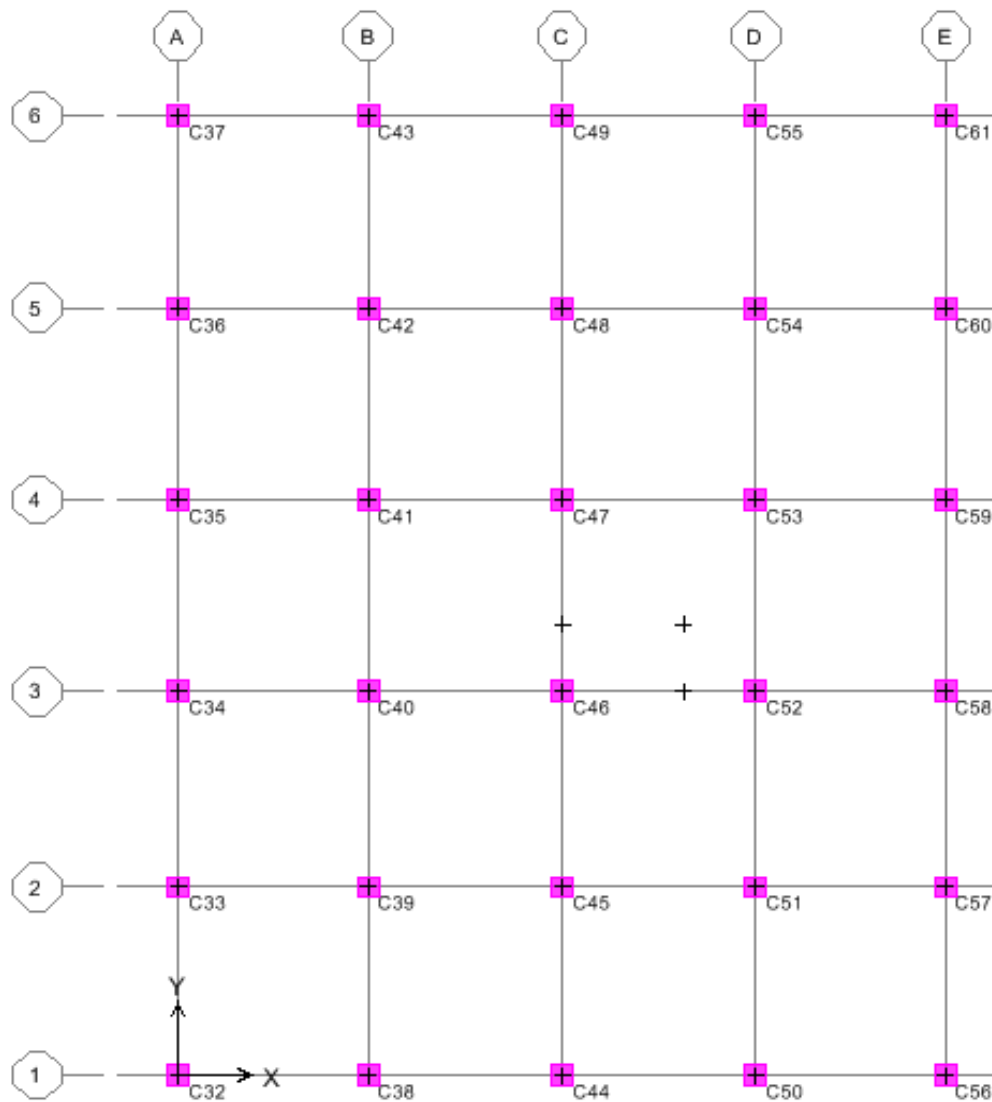


Figure VI. 2: Plan de repérage des poteaux

VI.1.3. Sollicitations de calcul sur poteaux :

Les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel *ROBOT* sont récapitulées dans le tableau suivant :

✓ Les Poteaux :

Tableau VI. 2: Les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel ROBOT

Niveau	N_{max} et M_{Corr}			$M_{22max} / N_{Corr} / M_{33Cor}$			$M_{33max} / N_{Corr} / M_{22Corr}$		
	N_{max}	M_{22corr}	M_{33corr}	M_{22max}	N_{corr}	M_{33corr}	M_{33max}	N_{corr}	M_{22corr}
9 ^{ème}	-363.1	-40.98	19.52	-	-363.1	1.985	-20.64	-257.73	-13.50
				40.987					
8 ^{ème}	608.96	-20.95	-19.45	-57.57	-605.29	0.74	-19.45	-608.96	-20.95
7 ^{ème}	899.43	-19.43	-16.17	-52.20	-848.37	-0.05	-16.17	-899.43	-19.43
6 ^{ème}	-1193,27	-	-	-42.70	1101.81	-1.38	-11.65	-1193.27	-16.82
		16,816	11,658						
5 ^{ème}	-1494,52	-	-	-19.93	-1494.52	-	-11.31	-1494.52	-18.93
		18,936	11,311			13.686			
4 ^{ème}	-1803,46	-	-9,888	-53.99	-1637.84	-5.587	-9.88	-1803.46	-22.55
		22,548							
3 ^{ème}	-2116,32	-	-4,763	43.20	-456.27	7.24	7.24	-456.27	43.20
		18,725							
2 ^{ème}	-2438,72	-	-1,017	-45.40	-2207.86	-9.44	9.56	-577.04	44.29
		22,667							
1 ^{er}	-2765,97	-22,95	2,645	61.35	-665.75	6.36	-9.68	-2506.61	-38.36
RDC	-3106,12	-5,988	10,543	-92.86	-200	1.866	24.07	-937.52	23.95
s/sol	-3247.07	1.108	7.271	-26.84	-1499.29	-0.14	17.92	-740.03	3.71

❖ Exemple de calcul :

Nous allons détailler le calcul du poteau de central au droit des axes (D-4) du niveau *Sous Sol*, de section (55x55) cm², ce dernier sera calculé dans les deux plans (1-2 et 1-3) en envisageant les cas de figure suivants :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant

-Plan 1-2 : (1^{er} cas N_{max} / M_{33corr})

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{max} = 3247.07 \text{ KN} \\ M_{33corr} = 7.271 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{sous la combinaison : ELU})$$

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm} ; L/250) = \text{Max}(2\text{cm} ; 323/250) = 2\text{cm}$$

Excentricité additionnelle = 2 cm

- *Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :*

$$e_1 = (M / N) + e_a = (7.271 / 3247.07) + 0.02 = 0.022$$

- **Sollicitation ultime corrigée pour le flambement**

a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = l_0 \Rightarrow l_f = 3.23m$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3.23}{0.55} = 5.9m$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,022}{0.55} = 0.8$$

$$\frac{l_f}{h} < \max(15, 0.8) \rightarrow CV$$

Calcul en flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{4.225}{4.225 + 1.045} \Rightarrow \alpha = 0.8$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 3.23^2}{0.55 \times 10^4} \times (2 + 0,8 \times 2) = 0.020m \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée:

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 3247.07 \times 0.041 = 133.13KN.m \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,022 + 0,020) = 0,042m \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,042 + \left(0,49 - \frac{0,55}{2}\right) = 0.257m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 879.96KN.m \end{cases}$$

- **Ferraillage**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{879.96 \times 10^{-3}}{0.55 \times (0,49)^2 \times 17} = 0,391$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

d-Excentricité à l'ELS :

$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (5.27/2363.15) = 0.002$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,002 + \left(0,49 - \frac{0,55}{2}\right) = 0.217m \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 571.88KN.m \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{879.96}{571.88} = 1.54$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.372$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 0.37m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{879.96 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,37 \times 400} = 59.45cm^2$$

-Armature en flexion composée:

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 59.45 - \frac{3247.07 \times 10}{348} = -33.85cm^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

Section minimale :

- **Selon BAEL :**

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

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.4}{400} \cdot 55.49$$

$$A_{min} = 3.71 \text{ cm}^2$$

- **Selon RPA 99:**

$$A_{min} = 0.7\%bh = 0.007 \times 55 \times 55 = 21.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{Total} < A_{min}, \quad \text{On prend } A_{min} = 21.17 \text{ cm}^2$$

On adopte: **12T16+4T14 = 30.28 cm²**

Plan 1-3 : (1^{er} cas N_{max} / M_{22corr})

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{max} = 3247.07 \text{ KN} \\ M_{22corr} = 1.108 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{sous la combinaison : } ELU)$$

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm} ; L/250) = \text{Max}(2\text{cm} ; 323/250) = 2\text{cm}$$

Excentricité additionnelle = 2 cm

- **Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (1.108 / 3247.07) + 0.02 = 0.02$$

- **Sollicitation ultime corrigée pour le flambement**

a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = l_0 \Rightarrow l_f = 3.23\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3.23}{0.55} = 5.87\text{m}$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0.02}{0.55} = 0.72$$

$$\frac{l_f}{h} < \max(15, 0.72) \rightarrow CV$$

Calcul en flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0.624}{0.624 + 0.177} \Rightarrow \alpha = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 3.23^2}{0.55 \times 10^4} \times (2 + 0.78 \times 2) = 0.020\text{m} \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée:

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 3247.07 \times 0.039 = 126.64 \text{ KN.m} \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,02 + 0,020) = 0,04 \text{ m} \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,039 + \left(0,49 - \frac{0,55}{2}\right) = 0.254 \text{ m} \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 873.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{873.46 \times 10^{-3}}{0.55 \times (0,49)^2 \times 17} = 0,389$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

d-Excentricité à l'ELS :

$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (5.27/2363.15) = 0.002$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,002 + \left(0,49 - \frac{0,55}{2}\right) = 0.217 \text{ m} \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 571.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{873.46}{571.88} = 1.53$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.368$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 0.37 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{873.46 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,37 \times 400} = 59.01 \text{ cm}^2$$

-Armature en flexion composée:

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 59.01 - \frac{3247.07 \times 10}{348} = -34.29 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

Section minimale :

- **Selon BAEL :**

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

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.4}{400} \cdot 55.49$$

$$A_{min} = 3.71 \text{ cm}^2$$

- **Selon RPA 99:**

$$A_{min} = 0,7\%bh = 0,007 \times 55 \times 55 = 21.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{Total} < A_{min}, \quad \text{On prend } A_{min} = 21.17 \text{ cm}^2$$

On adopte: $12T16+4T14=30.28 \text{ cm}^2$

-Plan 1-2 : (2^{eme} cas M_{33max} / N_{corr})

Au niveau de RDC : poteau (50x50)

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{33 \max} = 24.07 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{cor} = 937.52 \text{ KN} \\ T = 29 \text{ KN} \end{cases} \quad (\text{ sous la combinaison : ELU })$$

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; L/250) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 350/250) = 2 \text{ cm}$$

Excentricité additionnelle = 2 cm.

- **Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (24.07 / 937.52) + 0.02 = 0.046$$

- **Sollicitation ultime corrigée pour le flambement**

a- Sollicitation ultime corrigée par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = l_0 \Rightarrow l_f = 3.5 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3.5}{0.5} = 7$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0.046}{0.5} = 1.84$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} < \max(15, 1.84) \rightarrow CV$$

Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{11.17}{11.17 + 2.91} \Rightarrow \alpha = 0.79$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 3.5^2}{0.5 \times 10^4} \times (2 + 0.79 \times 2) = 0.026m \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée:

$$\begin{cases} e_0 = e_1 + e_2 = (0,046 + 0,026) = 0,072m \\ M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 937.52 \times 0.072 = 67.50KN.m \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,07 + \left(0,45 - \frac{0,5}{2}\right) = 0.27m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 271.54KN.m \end{cases}$$

• **Ferraillage**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{235.31 \times 10^{-3}}{0.5 \times (0,45)^2 \times 17} = 0.136$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple

d-Excentricité a ELS :

$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (17.67/687.67) = 0.025$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,025 + \left(0,45 - \frac{0,5}{2}\right) = 0.225m \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 168.96KN.m \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sera}} = \frac{235.31}{168.96} = 1.607$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.395$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 0.46m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{235.31 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,46 \times 400} = 16.98cm^2$$

-Armature en flexion composée:

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 16.98 - \frac{937.52 \times 10}{348} = -9.97 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

Section minimale :

- Selon le BAEL :

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

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.4}{400} \cdot 50.45$$

$$A_{min} = 3.105 \text{ cm}^2$$

- Selon le RPA 99:

$$A_{min} = 0,7\%bh = 0,007 \times 50 \times 50 = 17.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{min} = 17.5 \text{ cm}^2$$

On adopte: 12T16= 24.13cm²

❖ Vérification de l'effort tranchant :

- Selon RPA 99:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{29 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,45} = 0,12 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = 7 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\overline{\tau}_{bu} = 0,075 \cdot 30 = 2.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_{bu} \quad CV$$

❖ Armatures transversales :

Espacement : (RPA 99 version 2003, art 7.4.2.2)

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_t, 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min}(10.1.4, 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min}(14 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

Donc on adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une distance h' .

La distance h' préconisée par le (RPA99 version 2003) est donnée par la formule suivante :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) \quad (\text{Figure (VI.2.2)}).$$

$$h' = \max \left(\frac{350}{6} = 58.33\text{cm}; 35\text{cm}; 35\text{cm}; 60\text{cm} \right)$$

Donc $h' = 60\text{cm}$ (en haut et en bas des poteaux)

Dans la zone courante :

$$S_t' \leq 15\varphi_t$$

$$S_t' \leq 15.1,4$$

$$S_t' \leq 21\text{cm}$$

On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

Section d'armature transversale :

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_d = 2.5$$

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_d \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,10 \times 2.5 \times 29 \times 10^{-3}}{2.7.400} \cdot 10^4$$

$$A_t = 0.07\text{cm}^2$$

$$\lambda_g = 6.36\text{m}$$

$$A_{\min} = 0.5\% \times S_t \times b_1 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \Longrightarrow \quad A_{\min} = (10 \times 55 \times 0.3) / 100$$

$$A_{\min} = 1.65\text{cm}^2$$

$$A_t \leq A_{\min}$$

Donc on adopte $A_{\min} = 1.65\text{cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$, par section de poteau

Tableau récapitulatif :

Tableau VI. 3: Tableau des résultats obtenu

Plan	Niveau	Section (Cm ²)	N (KN)	M ₃₃ (KN.m)	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²) (BAEL)	A _{min} (cm ²) (RPA)
Plan 1-2 1 ^{er} cas	Sous Sol	55x55	3247.07	7.271	-44.42	0	3.71	21.17
Plan 1-3 1 ^{er} cas	Sous Sol	55x55	3257.07	1.108	-44.78	0	3.71	21.17
Plan 1-2 2 ^{ème} cas	RDC	50x50	937.52	24.07	-9.97	0	3.105	17.5

Remarque :

- 1^{er} cas : N_{max} / M_{33cor}
 N_{max} / M_{22corr}
- 2^{ème} cas : M_{33max} / N_{corr}

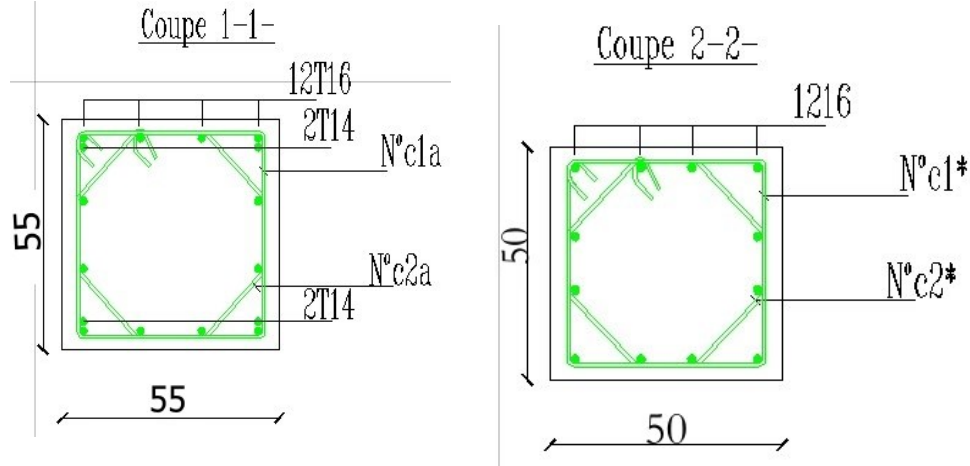


Figure VI. 3: Ferrailage des poteaux de section (55x55) et (50x50) cm

VI.1.4. Résultats de ferrailage :

Le ferrailage longitudinal des poteaux obtenu avec le logiciel *ROBOT* est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 4: Le ferrailage longitudinal des poteaux obtenu avec le logiciel *ROBOT*

Niveaux	Poteaux				
	Sections (cm ²)	A calculée (cm ²)	Amin (cm ²)	Nombre de barres	A Adoptée (cm ²)
SOUS SOL	55x55	10.80	21.17	12T16+4T14	30.28
1^{er} et RDC	50x50	9.47	17.5	12T16	24.13
2^{ème} ETAGE	45x45	8.32	14.17	12T14	18.47
3^{ème} ETAGE		7.50			
4^{ème} ETAGE	40x40	6.29	11.2	12T14	18.47
5^{ème} ETAGE		6.07			
6^{ème} ETAGE	35x35	4.80	8.57	8T14	12.32
7^{ème} ETAGE		3.67			
8^{ème} ETAGE	30x30	3.32	6.3	4T14+4T12	10.68
9^{ème} ETAGE		8.69			

VI.1.5. Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime Par :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d}$$

Où :

- τ_u : contrainte de cisaillement
- T_u : effort tranchant de la section étudiée
- b_0 : la largeur de la section étudiée
- d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à : (pour une fissuration peu préjudiciable).

➤ **Selon BAEL :**

$$\tau_{\text{lim}} = \min \begin{cases} 0.20x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.20x \frac{30}{1.5} = 4 \text{MPa} \\ 5 \text{MPa}. \end{cases} \quad \text{situation durable.}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \begin{cases} 0.20x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.20x \frac{30}{1.15} = 5.2 \text{MPa} \\ 5 \text{MPa}. \end{cases} \quad \text{situation accidentelle.}$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les deux plans sont récapitulés dans le tableau suivant :

➤ **Poteaux centraux :**

Tableau VI. 5: résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les deux plans

Niveaux	Sections (cm ²)	τ_{lim} (MPa)	$T_u \text{ max (KN)}$		$\tau_u \text{ (MPa)}$		$\tau_u < \tau_{\text{lim}}$ (MPa)
			Plan 1-2 V_2	Plan 1-3 V_3	Plan 1-2 V_2	Plan 1-3 V_3	
HSSOL	55X55	4	28,67	54,26	0,088	0,167	Vérifié
HRDC	50X50	4	29	43,34	0,107	0,159	Vérifié
H1ER	50X50	4	16,36	60,43	0,073	0,269	Vérifié
H2EME	45X45	4	14,79	65,13	0,066	0,289	Vérifié
H3EME	45X45	4	10,85	55,08	0,060	0,302	Vérifié
H4EME	40X40	4	8,79	56,8	0,048	0,312	Vérifié

H5EME	40X40	4	8,26	46,55	0,057	0,323	Vérifié
H6EME	35X35	4	8,17	35,13	0,074	0,319	Vérifié
H7EME	35X35	4	10,84	35,2	0,098	0,319	Vérifié
H8EME	30X30	4	13,1	38,91	0,119	0,353	Vérifié
H9EME	30X30	4	12,85	36,01	0,159	0,445	Vérifié

Selon RPA99 _V2003:

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad (\text{Article 7.4.3.2 RPA 99})$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les deux plans sont récapitulés dans le tableau suivant :

➤ **Poteaux centraux :**

Tableau VI. 6: résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les deux plans

Niveaux	Section s (cm ²)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Tu max (KN)		τ_u (MPa)		$\tau_u < \tau_{bu}$
					Plan 1-2 V ₂	Plan 1-3 V ₃	Plan 1-2 V ₂	Plan 1-3 V ₃	
HSSOL	55X55	3,77	0,04	1,2	28,67	54,26	0,088	0,167	Vérifié
HRDC	50X50	6.12	0,075	2,25	29	43,34	0,107	0,159	Vérifié
H1ER	50X50	6.12	0,075	2,25	16,36	60,43	0,073	0,269	Vérifié
H2EME	45X45	6.80	0,075	2,25	14,79	65,13	0,066	0,289	Vérifié
H3EME	45X45	6.80	0,075	2,25	10,85	55,08	0,060	0,302	Vérifié
H4EME	40X40	7.65	0,075	2,25	8,79	56,8	0,048	0,312	Vérifié
H5EME	40X40	7.65	0,075	2,25	8,26	46,55	0,057	0,323	Vérifié
H6EME	35X35	8.74	0,075	2,25	8,17	35,13	0,074	0,319	Vérifié
H7EME	35X35	8.74	0,075	2,25	10,84	35,2	0,098	0,319	Vérifié
H8EME	30X30	10.2	0,075	2,25	13,1	38,91	0,119	0,353	Vérifié
H9EME	30X30	10.2	0,075	2,25	12,85	36,01	0,159	0,445	Vérifié

VI.2. Calcul des voiles

VI.2.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la reprise de la majeure partie des efforts horizontaux dus entre autres au séisme ainsi que la transmission d'une partie des charges et des surcharges aux fondations.

Ils seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant V_2 et verticalement à la flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M_3 , ces derniers seront tirés à partir du logiciel **ROBOT** sous les combinaisons d'actions suivantes :

-Selon le règlement BAEL 91(situation durable) :

- **E L U** **1,35 G + 1,5 Q**
- **E L S** **G + Q**

-Selon le RPA 99 (situation accidentelle) :

- **G + Q + EX**
- **G + Q + EY**
- **0,8G ± EX**
- **0,8G ± EY**

VI.2.2. Le ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le *RPA99v2003*:

a) Ferrailage vertical : (art 7.7.4.1. RPA)

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.

- A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

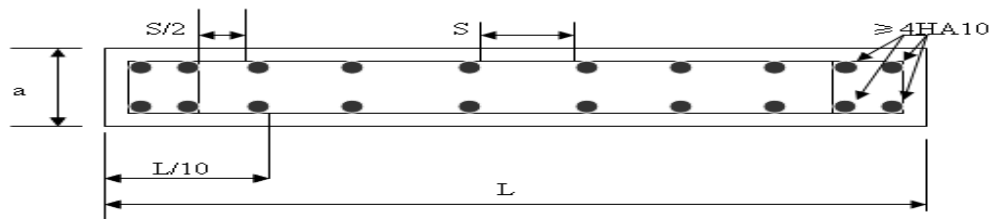


Figure VI. 4: disposition des armatures verticales dans les voiles

b) Ferrailage horizontal : (art 7.7.4.2. RPA)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10φ.

c) Règles communes : (art 7.7.4.3. RPA)

➤ **Section minimale d'armatures :**

- 0,15 % de la section globale du voile.
- 0,10 % en zone courante.
- Espacement des aciers horizontaux et verticaux :

$$St \leq \min(1,5a; 30\text{cm})$$

a : épaisseur du voile

➤ **Longueur de recouvrement :**

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

a) Plan de repérage des voiles :

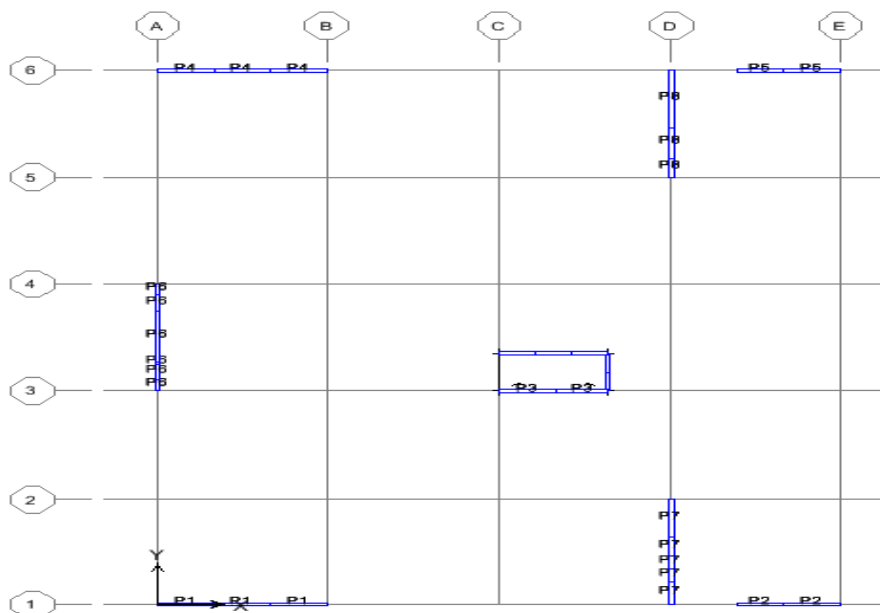


Figure VI. 5: Plan de repérage des voiles

- ❖ **Exemple de calcul :** Nous allons détailler le calcul du voile « P6 » du niveau *sous-sol* de section (500x15) cm².

☒ **VERTICALEMENT:**

Le voile est calculé verticalement suivant son plan moyen (plan 1-2) en envisageant les cas de figure suivants :

$$\begin{aligned} N_{\max} &\rightarrow M_{\text{correspondant}} \\ M_{\max} &\rightarrow N_{\text{correspondant}} \end{aligned}$$

-Plan 1-2 : (1^{er} cas : $N_{\max} / M_{3\text{corr}}$)

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\max} = 2939.01 \text{ KN.} \\ M_{3\text{corr}} = 150.702 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{ Sous la combinaison : } \mathbf{ELU})$$

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 500/250) = 2\text{cm}$$

Excentricité additionnelle = 2 cm

- **Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (150.702 / 2939.01) + 0.02 = 0.071$$

a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = l_0 = 3.23\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3.23}{5} = 0.646\text{m}$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0.071}{5} = 0.284$$

$$\frac{l_f}{h} < \text{max}(15; 0.284) \rightarrow \mathbf{CV}$$

Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{103.425}{103.425 + 7.386} \Rightarrow \alpha = 0.93$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 3.23^2}{5 \times 10^4} (2 + 0.93 \times 2) = 0.0012\text{m} \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée:

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 2939.01 \times 0,07 = 205.731 \text{KN.m} \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,071 + 0,0012) = 0,07 \text{m} \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,07 + \left(4.5 - \frac{5}{2}\right) = 2.07 \text{m} \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 6083.75 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage :**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6083.75 \times 10^{-3}}{0,15 \times (4.5)^2 \times 17} = 0,118$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

d-Excentricité a ELS :

$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (110.811 / 2141.14) = 0.052$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,052 + \left(4.5 - \frac{5}{2}\right) = 2.052 \text{m} \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 4393.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sera}} = \frac{6083.75}{4393.19} = 1.384$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.316$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 4.18 \text{m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{6083.75 \times 10^{-3} \times 10^4}{4.18 \times 348} = 41.823 \text{cm}^2$$

Armature en flexion composée:

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 41.823 - \frac{2939.01 \times 10}{348} = -39.631 \text{cm}^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

Section minimale :

- **Selon BAEL :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{2.4}{400} \times 15 \times 450 = 9.315 \text{ cm}^2$$

- **Selon RPA 99:**

$$A_{\min} = 0,15\%bh$$

$A_{\min} = 0,0015 \times 15 \times 500 = 11.25 \text{ cm}^2$ représentant la section d'armature verticale totale sur toute la section droite.

Donc on adopte un ferrailage vertical en T12 avec un espacement de 20cm, soit une section d'acier de 56.16 cm².

- **Plan 1-2 : (2^{ème} cas $M_{3\max} / N_{\text{corr}}$)**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{3\max} = 619.59 \text{ KN.m} & (\text{Sous la combinaison : ELU}) \\ N_{\text{corr}} = 2332.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm} ; L/250) = \text{Max}(2\text{cm} ; 306/250) = 2\text{cm}$$

Excentricité additionnelle = 2 cm

- **Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (619.59 / 2332.09) + 0.02 = 0.286\text{m}$$

a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = l_0 = 3.06\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3.06}{4.9} = 0.62\text{m}$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0.286}{4.9} = 1.17$$

$$\frac{l_f}{h} < \max(15, 1.17) \rightarrow CV$$

Calcul en *flexion composée* en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{376.508}{376.508 + 74.202} \Rightarrow \alpha = 0,84$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 3.06^2}{4.9 \times 10^4} (2 + 0.84 \times 2) = 0,002m \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée:

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 2332.09 \times 0,287 = 671.64 KN.m \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,286 + 0,002) = 0,288m \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,288 + \left(4.41 - \frac{4.9}{2}\right) = 2.248m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 5242.54 KN.m \end{cases}$$

• **Ferraillage :**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5242.54 \times 10^{-3}}{0,15 \times (4.41)^2 \times 17} = 0,106$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

d-Excentricité a ELS :

$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (450.71 / 1703.54) = 0.265$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,265 + \left(4.41 - \frac{4.9}{2}\right) = 2.230m \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 3798.89 KN.m \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{5242.54}{3798.89} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.316$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 4.13m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{5242.54 \times 10^{-3}}{4.13 \times 400} = 31.72 cm^2$$

Armature en flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 31.72 - \frac{2332.09 \times 10}{348} = -30.52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

Section minimale :

- **Selon BAEL :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{2.4}{400} \times 15 \times 441 = 9.13 \text{ cm}^2 \quad \text{au droit de la face du béton tendu}$$

- **Selon RPA 99:**

$$A_{\min} = 0,15\%bh$$

$A_{\min} = 0,0015 \times 15 \times 490 = 11.03 \text{ cm}^2$ représentant la section d'armature verticale totale sur toute la section droite.

Donc on adopte un ferrailage vertical en T12 avec un espacement de 20 cm, soit une section d'acier de 56.16 cm².

Tableau récapitulatif :**Tableau VI. 7: Tableau récapitulatif des résultats**

Plan	Niveau	Section (Cm ²)	N (KN)	M _u (KN.m)	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} cm ² (BAEL)	A _{min} cm ² (RPA)
Plan 1-2 1 ^{er} cas	Sous-sol	15x500	2939.01	150.702	-39.631	0	9.315	11.25
Plan 1-2 2 ^{ème} cas	1^{er} Etage	15x490	2332.09	619.59	-30.52	0	9.13	11.03

VI.2.3. Sollicitations de calcul sur voiles :

Les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel ROBOT sont récapitulés dans les tableaux Suivants

Tableau VI. 8: Tableau récapitulatif des résultats obtenu sur ROBOT N°01

Pier	Section (cm ²)	Les efforts (M, N)			
		N _{max}	M _{3corr}	M _{33max}	N _{corr}
P1	(490x15)	2149.47	11.586	146.004	487.89
p2	(310x15)	1646.9	12.134	124.389	1398.37
P3	(315x15)	2566.32	79.004	187.097	144.82
p4	(490x15)	2061.43	3.928	176.64	497.37
P5	(310x15)	1597.93	163.452	180.273	1305.59
p6	(500x15)	2939.01	150.702	150.702	2939.01
P7	(490x15)	2622.81	70.322	619.589	2332.09
p8	(500x15)	2922.04	308.439	459.567	318.16

Tableau VI. 9: Tableau récapitulatif des résultats obtenu sur ROBOT N°02

TABLEAU RECAPITULATIFE										
Plans	Voile	Section (cm ²)	N _{max} (KN)	Mu _{cor} (KN. m)	Section d'acier					
					A inf. (cm ²)	A sup (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
Plan 1-2	P ₁	(490x15)	2149.47	11.586	-32.06	0	9.13	11.025	T12	20
Plan 1-2	P ₂	(310x15)	1646.9	12.134	-24.33	0	5.77	6.98	T12	20
Plan 1-2	P ₃	(315x15)	2566.32	79.004	-35.83	0	5.86	7.08	T12	20
Plan 1-2	P ₄	(490x15)	2061.43	3.928	-31.18	0	9.13	11.025	T12	20
Plan 1-2	P ₅	(310x15)	1597.93	163.452	-21.86	0	5.77	3.91	T12	20
Plan 1-2	P ₆	(500x15)	2939.01	150.702	-39.63	0	9.32	11.25	T12	20
Plan 1-2	P ₇	(490x15)	2622.81	70.322	-38.66	0	9.13	11.025	T12	20
Plan 1-2	P ₈	(500x15)	2922.04	308.439	-41.12	0	9.32	11.25	T12	20

VI.2.4. résultats du ferrailage :

Le ferrailage vertical des voiles est récapitulé dans les tableaux suivants :

- ✓ 1^{er} cas : N_{max} / M_{cor}
- ✓ 2^{ème} cas : M_{max} / N_{cor} :

Tableau VI. 10:Le ferrailage vertical des voiles

Plans	Voile	Section (m ²)	Mu max (KN. m)	N Cor (KN)	Section d'acier					
					A inf. (cm ²)	A sup (cm ²)	Amin (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
Plan 1-2	P ₁	(490x15)	146.004	487.89	-6.66	0	9.13	11.025	T12	20
Plan 1-2	P ₂	(310x15)	124.389	1398.37	-19.54	0	5.77	6.98	T12	20

Plan 1-2	P ₃	(315x15)	187.097	144.82	0.34	0	5.86	7.08	T12	20
Plan 1-2	P ₄	(490x15)	176.64	497.37	-6.60	0	9.13	11.025	T12	20
Plan 1-2	P ₅	(310x15)	180.273	1305.59	-17.58	0	5.77	3.91	T12	20
Plan 1-2	P ₆	(500x15)	150.702	2939.01	-42.52	0	9.32	11.25	T12	20
Plan 1-2	P ₇	(490x15)	619.59	2332.09	-30.52	0	9.13	11.025	T12	20
Plan 1-2	P ₈	(500x15)	459.567	318.16	-2.00	0	9.32	11.25	T12	20

☒ **HORIZONTALEMENT :**

VI.2.5. Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

- **Selon le BAEL :**

D'après B.A.E.L 91 (chap. 7 Art 3-1) la section A_t des armatures est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} K}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

Avec :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

S_t : Espacement d'armatures.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_e : Limite élastique.

$k=0$: (Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage).

- **Selon le RPA :** (Art 7.7.2 du RPA99 V2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Ou:

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 30 = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 \times V_{u\text{calcul}}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = $0.9 \times h$

h : Hauteur totale de la section brute.

D' autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- $A_{\min} = 0.15\%$ Globalement dans la section du voile

- $A_{\min} = 0.10\%$ En zone courante

❖ *Exemple de calcul :*

$$V_2 = 276.62 \text{ KN} \quad (\text{Sous la combinaison : G+Q+Ex})$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 276.62 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,9 \times 5} = 0.574 \text{ MPa}$$

✓ *Selon BAEL :*

Pas de reprise de bétonnage $k=0$.

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.9 f_e}$$

$$S_t \leq \min(1.5a, 30 \text{ cm})$$

Pour un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$:

$$A_t \geq (0.15 \times 0.2 \times 0.206 \times 10^4) / (0.9 \times 400) \implies A_t \geq 0.171 \text{ cm}^2 \text{ au droit d'une section transversale.}$$

✓ *Selon RPA 99 v2003 :*

$$A_{t \text{ min}} = 0.15\% \times 15 \times 500 = 11.25 \text{ cm}^2$$

Cette valeur représente la section d'armature horizontale totale sur toute la hauteur du voile.

Donc on adopte un ferrailage horizontal en T10 avec un espacement de 20cm, soit une section d'acier de 39.16cm².

Les résultats des calculs du ferrailage horizontal sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 11: Les résultats des calculs du ferrailage horizontal

<i>Voile</i>	<i>Largeur du voile L (m)</i>	<i>épaisseur e(m)</i>	<i>V₂(KN)</i>	<i>τ_u (Mpa)</i>	<i>A_t (cm²) calculée</i>	<i>A_{min} RPA 99 (cm²)</i>	<i>choix</i>	<i>S_t (cm)</i>
<i>P1</i>	4,9	0,15	52,16	0,11	0,092	11.025	T10	20
<i>P2</i>	3,1	0,15	56,47	0,189	0,158	6.98	T10	20
<i>P3</i>	3,15	0,15	119,04	0,392	0,327	7.08	T10	20
<i>P4</i>	4,9	0,15	38,57	0,082	0,068	11.025	T10	20
<i>P5</i>	3,1	0,15	105,88	0,354	0,295	3.91	T10	20

P6	5	0,15	99,31	0,206	0,172	11.25	T10	20
P7	4,9	0,15	323,21	0,684	0,570	11.025	T10	20
P8	5	0,15	381,8	0,792	0,660	11.25	T10	20

Remarque :

D'après le *RPA 99v2003* le ferrailage sera fait en double nappes qui doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré et dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieure.

VI-3. Calcul des poutres**VI-3-1. Introduction :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

□ **-Selon le BAEL (situation durable)**

- **E L U 1,35 G + 1,5 Q**
- **E L S G + Q**

□ **-Selon RPA 99 (situation accidentelle)**

- **G + Q + EX**
- **G + Q + EY**
- **0,8G ± EX**
- **0,8G ± EY**

VI-3-2. Recommandation du RPA version 2003 :**a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section :

1. Poutres principales de (30x40) cm :

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

2. Poutres secondaires de (30x40) cm :

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

1. Poutres principales :

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

2. Poutre secondaire :

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

⇒ En zone de recouvrement :

1. Poutre principale :

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

2. Poutre secondaire :

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone I)
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_l \cdot b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{2}, 12 \Phi_l \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- ✓ **Plan de repérage des poutres et des chainages :**

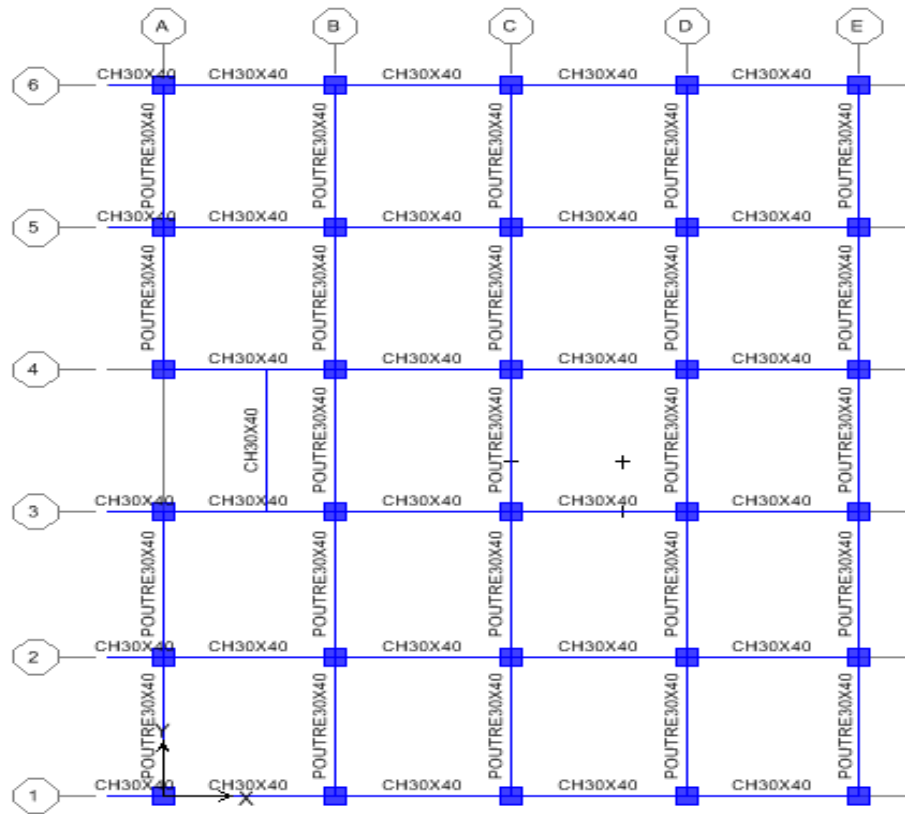


Figure VI. 6 Plan de repérage des poutres et des chaînages

VI-3-3. Exemple de calcul :

- Le ferrailage est calculé selon les règles **B.A.E.L.91**:

On prend comme exemple de calcul une poutre principale de section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ du plancher 9^{ème} axe 6 cette dernière sera calculée en flexion simple avec les sollicitations suivantes :

En appuis : $M_a = 150.70 \text{ KN.m}$ (ELU)

En travée : $M_t = 74.83 \text{ KN.m}$ (ELU)

Effort tranchant : $T = 4.42 \text{ KN}$

-Ferrailage

-En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{74.83 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 17} = 0.113$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,36 \times (1 - 0,6 \times 0,113) = 0,335 \text{ m}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{74.83 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,335 \times 348} = 6.41 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de 3T14 filantes + 2T12 chapeaux soit une section de 6.88 cm^2 .

-En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{150.70 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 17} = 0,228$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,36 \times (1 - 0,6 \times 0,228) = 0,310 \text{ m}$$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{150.70 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,310 \times 348} = 13,96 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de 3T14 filantes + 6T14chapeaux soit une section de 13.85 cm².

➤ **Vérification de condition non fragilité :**

• **Selon BAEL :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,4}{400} \times 30 \times 36 = 1,49 \text{ cm}^2$$

• **Selon RPA :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 6 \text{ cm}^2$$

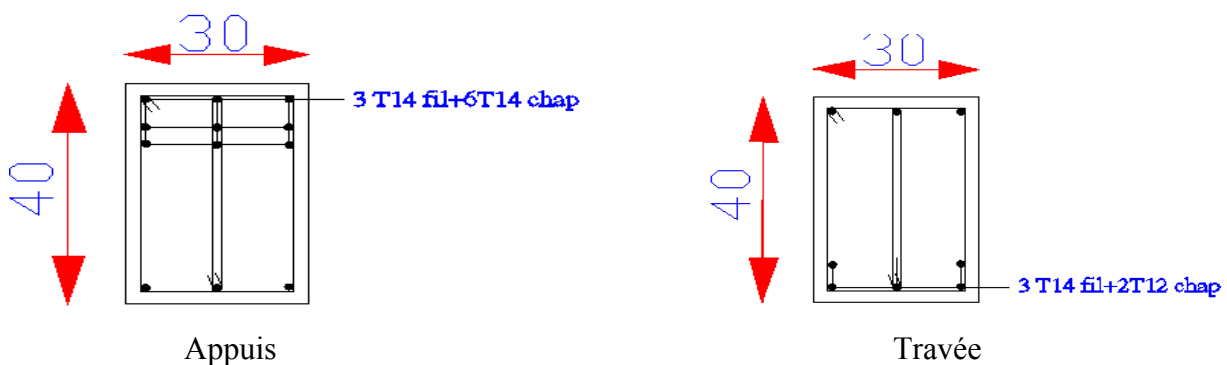


Figure VI. 7: Ferrailage de la poutre principale

➤ **Vérification des efforts tranchants :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{24.25 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\lim} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,9 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} \rightarrow CV$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{150.70}{109.824} = 1.372$$

-en appuis :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,325$$

$$\alpha = 0,98 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,49$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

-en travée :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,15$$

$$\alpha = 0,148 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,49$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

VI.3.4. Les Armatures transversales (At) :

$$\emptyset \leq \min \begin{cases} \frac{h_{\max}}{35} = \frac{400}{35} = 11.42mm \\ \emptyset \ell \min = 12mm \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 30mm \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } \emptyset t = 8 \text{ mm.}$$

-Espacement des At :

$$\text{Zone nodale : } S \leq \min \begin{cases} \frac{h_{\max}}{4} = 10cm \\ 12\emptyset \ell \min = 14,4cm \end{cases} \quad \text{On prend : } \boxed{S = 10 \text{ cm.}}$$

$$L' = 2.h = 2.40 = 80 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S' \leq \frac{h_{\max}}{2} = \frac{40}{2} = 20cm, \text{ donc on adopte un espacement de } 15 \text{ cm en zone courante.}$$

- **Vérification RPA :**

$$At_{\min} = 0,003. S_t . b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier).}$$

-Ancrage des armatures

Il faut limiter la contrainte d'adhérence pour assurer un bon ancrage :

$$\tau_{Su} = 0,6 \psi_s \cdot f_{t28} = 3,24 \text{MPa}$$

-Longueur de scellement

- **Selon les règles de BAEL**

$$\text{Pour T14} \rightarrow L_s = \frac{\Phi_t \cdot f_e}{4\tau_{Su}} = \frac{14 \times 400 \cdot 10^{-3}}{4 \times 3,24} = 0,43 \text{m}$$

Soit $L_s = 50 \text{cm}$

- **Selon les règles de R.P.A 99 v2003**

$$\text{Pour T14} \rightarrow L_s = 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{cm}$$

On $L_s = 60 \text{cm}$.

VI.4. Tableaux du ferrailage des poutres et des chainages :

➤ *Poutres secondaires :*

Tableau VI. 12: Tableaux du ferrailage des poutres secondaires

Planchers	AXES											
9 ^{ème} et Étage courant	1	Longueur	4,9		5		5		4,9			
		$A_{Appuis} (cm^2)$	1.688		1.688				2.27		1.688	
		$A_{Travée} (cm^2)$		1.688						3.35		
		Amin(RPA) cm^2	6									
		Choix des barres	3T12fil	3T12fil	3T12fil				3T12fil	3T12fil	3T12fil	
		Section adoptée (cm^2)	3.39	3.39	3.39				3.39	3.39	3.39	
Planchers	AXES											
9 ^{ème} et Étage courant	2	Longueur	4,9		5		5		4,9			
		$A_{Appuis} (cm^2)$	2.657		1.688		1.691		3.8		1.688	
		$A_{Travée} (cm^2)$		1.688		1.688		1.688		1.688		
		Amin(RPA) cm^2	6									
		Choix des barres	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil +1T12	3T12fil	3T12fil	3T12fil
		Section adoptée (cm^2)	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	4.52	3.39	3.39	

Planchers	AXES											
9 ^{ème} et Étage courant	3	Longueur	4,9		5		5		4,9			
		A_{Appuis} (cm²)	5.828		1.688		1.688		1.92		2.45	
		A_{Travée} (cm²)		3.31		1.92		1.688		1.688		
		A_{min}(RPA) cm²	6									
		Choix des barres	3T12fil+ 3T12	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil
		Section adoptée (cm²)	6.79	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
Planchers	AXES											
9 ^{ème} et Étage courant	4	Longueur	4,9		5		5		4,9			
		A_{Appuis} (cm²)	5.89		1.688		2.637		1.688		2.969	
		A_{Travée} (cm²)		3.27		1.688		1.688		1.688		
		A_{min}(RPA) cm²	6									
		Choix des barres	3T12fil+ 3T12	3T12fil + 1T12	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil
		Section adoptée (cm²)	6.79	4.52	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39

<i>Planchers</i>	<i>AXES</i>											
<i>9ème et Etage courant</i>	5	Longueur	4,9			5			5			4,9
		$A_{Appuis} (cm^2)$	2.64		1.688		1.688		4.53		1.688	
		$A_{Travée} (cm^2)$		1.688		1.688		1.688		1.688		
		$A_{min}(RPA) cm^2$	6									
		Choix des barres	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil	3T12fil + 2T12	3T12fil	3T12fil
		Section adoptée (cm^2)	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	5.65	3.39	3.39
<i>Planchers</i>	<i>AXES</i>											
<i>9ème et Etage courant</i>	6	Longueur	4,9			5			5			4,9
		$A_{Appuis} (cm^2)$	1.688		1.688				3.02		1.688	
		$A_{Travée} (cm^2)$		1.688						4.25		
		$A_{min}(RPA) cm^2$	6									
		Choix des barres	3T12fil	3T12fil	3T12fil					3T12fil	3T12fil + 2T12	3T12fil
		Section adoptée (cm^2)	3.39	3.39	3.39					3.39	5.65	3.39

➤ *Poutres principales :*

Tableau VI. 13: Tableaux du ferrailage des poutres principales

AXES													
A	Longueur	4.9			5.1			5		5		5	
	A_{Appuis} (cm²)	6.24		2.09		7.34		7.34		1.68		6.63	
	A_{Travée} (cm²)		3.46		3.41		/		2.02		3.79		
	A_{min}(RPA) cm²	6											
	Choix des barres	3T14fil +2T14	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil+	/	3T14 fil+	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14fil +2T14
	Section adoptée (cm²)	7.70	4.62	4.62	4.62	9.24	/	9.24	4.62	4.62	4.62	4.62	7.70
AXES													
B	Longueur	4.9			5.1			5		5		5	
	A_{ppuis} (cm²)	5.85		4.90		5.03		4.62		4.83		5.96	
	Travée (cm²)		2.51		3.87		1.68		3.73		2.58		
	A_{min}(RPA) cm²	6											
	Choix des barres	3T14 fil +2T12	3T14 fil	3T14fil +1T12	3T14 fil	3T14 fil +1T14	3T14 fil	3T14 fil+1T12	3T14 fil	3T14 fil +1T12	3T14 fil +1T12	3T14 fil	3T14 fil +2T12
	Section adoptée (cm²)	6.88	4.62	5.75	4.62	6.16	4.62	5.75	4.62	5.75	4.62	4.62	6.88

AXES													
C	Longueur	4.9		5.1		5		5		5			
	$A_{Appuis} (cm^2)$	/		3.29		6.61		3.38		5.36		/	
	$A_{Travée} (cm^2)$		/		4		1.68		4.17		/		
	$A_{min}(RPA) cm^2$	6											
	Choix des barres	/	/	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil+ 2 T14	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil +1T14	/	/
	Section adoptée (cm²)	/	/	4.62	4.62	7.70	4.62	4.62	4.62	4.62	6.16	/	/
AXES													
D	Longueur	4.9		5.1		5		5		5			
	$A_{Appuis} (cm^2)$	1.68		7		3.64		1.68		8.79		1.68	
	$T_{Travée} (cm^2)$		1.68		3.56		1.68		3.96		1.68		
	$A_{min}(RPA) cm^2$	6											
	Choix des barres	3T14 fil	3T14 fil	3T14fil +2T14	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil+3T14	3T14 fil	3T14 fil
	Section adoptée (cm²)	4.62	4.62	7.70	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	9.24	4.62	4.62

AXES													
E	Longueur	4.9		5.1		5		5		5			
	$A_{Appuis} (cm^2)$	4.71		4.65		4.43		4.86		3.82		5.22	
	$A_{Travée} (cm^2)$		2.18		3.28		2.77		3.15		2.34		
	$A_{min}(RPA)$ cm^2	6											
	Choix des barres	3T14fil+1T12	3T14 fil	3T14 fil+1T12	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil+1T12	3T14 fil	3T14 fil	3T14 fil	3T14fil+1T14
	Section adoptée (cm²)	5.75	4.62	5.75	4.62	4.62	4.62	4.62	5.75	4.62	4.62	4.62	6.16

CHAPITRE VII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose. Elle sert à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements des sols.

VII.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bars pour un ancrage de 3.63 m à partir du terrain naturel, la première approche de semelle filante et filante croisées nous conduit à des dimensions très importantes (largeur de semelle) favorisant ainsi le chevauchement des bulbes de pression sous semelles voisines engendrant inévitablement l'instabilité de l'ouvrage.

Notre choix portera sur un radier nervuré (plus économique que pratique), qui est un système de fondation composé d'une dalle occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure et rigidifier des nervures, il présente les avantages suivants :

1. Une bonne répartition des charges.
 2. Evite les tassements différentiels importants.
 3. Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
 4. Rapidité d'exécution.
- ⇒ Les nervures sont vers le bas car le sous-sol est un parking.

VII.3. Justification pour le choix des fondations :

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- Les charges transmises au sol.
- L'aspect économique.

➤ Confirmation du choix :

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celles-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible :

$$S_s \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_s}$$

Avec :

S_s : est la surface des semelles.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

➤ **Calcul de la surface S_s :**

La somme des efforts normaux apportés par poteaux et voiles à la base à l'ELS « N_{ser} » tout en négligeant le poids propre des semelles.

$$N_{ser} = 63155,49 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow S_s = \frac{63155,49}{150} = 421,04 \text{ m}^2$$

Le rapport entre S_s et S_t (Surface total du bâtiment) est déterminant pour le choix du type de fondation :

$$\frac{S_s}{S_t} = \frac{421,04}{495} \times 100 = 85,06\% \rightarrow \text{Donc, il serait plus intéressant d'orienter notre choix sur un}$$

radier général.

VII.4. Etude du radier général :

a) Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

- $1,35 G + 1,5 Q$ **ELU**
- $G + Q$ **ELS**
- $G + Q + EX$
- $G + Q + EY$
- $0,8 G \pm EX$
- $0,8 G \pm EY$

b) Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé soumis à la réaction du sol. Ce radier est supposé infiniment rigide, son pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Pré dimensionnement de la Nervure :**

➤ **Condition forfaitaire :**

La nervure prend dans ce cas une section en T avec :

- $L_{max} = 5,1 \text{ m}$.
- La hauteur de la nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_t \geq \frac{5,1}{10} \Rightarrow h_t \geq 0,51 \text{ m}$.

On prend : $h_t = 0,90 \text{ m}$.

- La largeur de la nervure : $b_0 = b_{poteau} = 0,6 \text{ m}$

Pré dimensionnement de l'hourdis :

$$h_r = h_0 = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.1}{20} = 0.255m$$

On prend : $h_r = 0.50 m$

Conclusion :

On choisit un radier de dimensions :

$$\begin{cases} h_t = 90 \text{ cm} \\ h_r = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

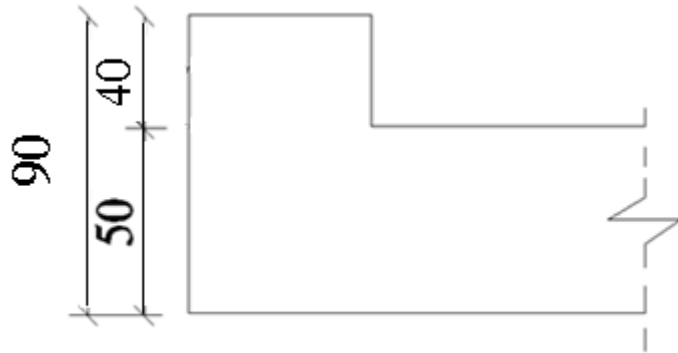


Figure VII. 1:dimensions adoptées pour le radier

• **Calcul de la capacité portante du sol :**

La capacité portante du sol n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol, elle dépend aussi des dimensions en plan et de la profondeur d'ancrage de la fondation, donc il faut recalculer la contrainte admissible suivant les caractéristiques en plan et en profondeur d'ancrage de notre structure.

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{F} (0,5\gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D(Nq - 1) + c \cdot Nc)$$

Avec :

- $\Phi = 20^\circ$ (angle de frottement).
- $C = 0.19$ (cohésion du sol).
- $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique du sol).
- $F = 6$ (coefficient de sécurité).
- $D = 3.63m$ (profondeur d'ancrage par rapport au terrain naturel).
- $L = 25 m$ (longueur du radier).
- $B = 19.8m$ (largeur du radier).

pour

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 4.97 \\ N_q = 6.40 \\ N_c = 14.80 \end{cases} \quad (\text{Tableau Caquot et Kerisel})$$

$$q_{adm} = 0.17 \times 3.63 + \frac{1}{6} ((0.5 \times 0.17 \times 1.2 \times 19.8) + 0.17 \times 3.63 \times (6.4 - 1) + 14.8 \times 0.19)$$

$$q_{adm} = 1.97 \text{ MPa}$$

VII.5. Vérifications des contraintes transmises au sol :

➤ Centre de gravité géométrique du radier de la structure ;

$$\begin{cases} X_{cgx} = 10.20 \text{ m.} \\ Y_{cgy} = 12.80 \text{ m.} \end{cases}$$

✓ Centre d'application des forces :

$$\sum M_{x/o} = 0$$

$$F_t Y_{cp} = \sum M_{xi} + \sum F_{zi} \cdot Y_i$$

$$\sum M_{y/o} = 0$$

$$F_t X_{cp} = \sum M_{yi} + \sum F_{zi} \cdot X_i$$

Avec :

F_t : la somme des forces verticales (F_z)

Y : Bras de levier entre le point d'application des forces et l'axe des ordonnées.

X : Bras de levier entre le point d'application des forces et l'axe des abscisses.

Y_{cp} : Ordonnée du centre de pression.

X_{cp} : L'abscisse du centre de pression.

F_z : Force verticale.

ΣM : somme des moments selon les deux sens(x,y).

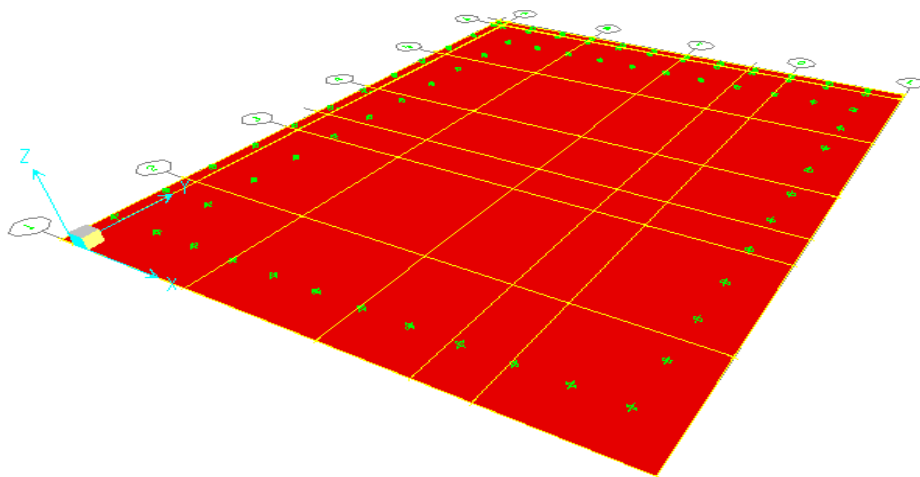


Figure VII. 2 : Vue en plan du radier

-Ces valeurs sont tirées du logiciel Etabs et seront regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 1: Résultats tirées du logiciel

<i>Points</i>	<i>FZ</i>	<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Fzi*Xi</i>	<i>Fzi*Yi</i>	<i>M_X</i>	<i>M_Y</i>
31	1600,18	14,9	25	23842,682	40004,5	18,728	14,033
32	1099,33	19,8	25	21766,734	27483,25	2,572	-14,365
33	190,05	9,9	25	1881,495	4751,25	-8,359	-0,773
34	920,97	0	25	0	23024,25	-0,533	13,939
35	878,81	4,9	25	4306,169	21970,25	-4,131	-15,8
36	1730,87	0	20	0	34617,4	14,187	-4,924
37	2213,55	4,9	20	10846,395	44271	1,37	-0,323
38	1971,99	9,9	20	19522,701	39439,8	2,096	-1,134
39	1224,24	14,9	20	18241,176	24484,8	-13,296	-0,615
40	1874,05	19,8	20	37106,19	37481	-0,295	-0,738
41	2264,52	14,9	15	33741,348	33967,8	6,374	-7,317
42	2102,6	19,8	15	41631,48	31539	-0,327	-1,06
43	2145,95	9,9	15	21244,905	32189,25	2,961	4,879
44	2363,15	4,9	15	11579,435	35447,25	0,801	-5,27
45	1154,66	0	15	0	17319,9	16,812	5,405
46	1315,83	0	10	0	13158,3	-18,272	0,296
47	2308,1	4,9	10	11309,69	23081	-9,296	1,235
48	1830,79	9,9	10	18124,821	18307,9	-6,739	25,62
49	1666,39	14,9	10	24829,211	16663,9	-4,543	1,882
50	2616,86	19,8	10	51813,828	26168,6	-1,663	3,049
51	1406,05	14,9	4,9	20950,145	6889,645	10,069	-1,115
52	1711,59	19,8	4,9	33889,482	8386,791	-7,562	1,437
53	1427,48	0	4,9	0	6994,652	-4,771	-2,832
54	2197,37	4,9	4,9	10767,113	10767,113	-3,457	-0,372
55	1180,74	14,9	0	17593,026	0	-15,464	-1,672
56	1354,87	19,8	0	26826,426	0	-3,965	-14,521
57	1229,02	0	0	0	0	-2,24	12,69
58	1009,95	4,9	0	4948,755	0	6,806	-17,997
60	1923,08	9,9	4,9	19038,492	9423,092	-3,522	-1,536
61	228,22	9,9	0	2259,378	0	3,464	-0,869
102	357,31	9,9	11,75	3537,369	4198,3925	-0,438	3,086
103	634,44	13,05	11,75	8279,442	7454,67	1,066	-4,12
104	762,28	16,8	25	12806,304	19057	-2,601	-5,014
420	640,59	13,05	10	8359,6995	6405,9	-0,002	-2,413
421	644,47	12	11,75	7733,64	7572,5225	-0,618	1,632
1397	476,16	10,95	11,75	5213,952	5594,88	0,021	-0,347
1398	422,02	18,167	25	7666,83734	10550,5	-0,185	1,358
1429	319,02	1,633	25	520,95966	7975,5	-1,119	-0,037
1430	273,46	14,9	1,06	4074,554	289,8676	-0,919	-0,022
1433	250,28	14,9	2,26	3729,172	565,6328	-2,145	0,006
1434	522,1	0	10,54	0	5502,934	-3,026	0,038

1435	679,29	0	11,34	0	7703,1486	1,842	0,123
1436	279,79	14,9	1,68	4168,871	470,0472	1,473	0,103
1501	201,9	0	13,7	0	2766,03	-0,196	-5,246
1502	105,1	0	14,5	0	1523,95	-0,285	-2,132
1503	121,99	6,567	25	801,10833	3049,75	-0,249	2,086
1504	252,01	8,233	25	2074,79833	6300,25	0,184	5,67
1505	545,53	11,567	25	6310,14551	13638,25	9,665	-0,72
1506	355,97	13,233	25	4710,55101	8899,25	1,454	-0,42
1507	491,67	0	21,667	0	10653,0139	-4,944	-0,028
1508	478,93	0	23,333	0	11174,8737	0,641	-0,092
1509	442,15	0	8,3	0	3669,845	-3,975	-0,185
1510	407,15	0	6,6	0	2687,19	0,483	0,045
1686	223,75	0	3,267	0	730,99125	-0,744	-0,021
1688	514,23	0	1,633	0	839,73759	-1,442	-0,039
1694	161,62	14,9	3,14	2408,138	507,4868	-1,061	0,001
1695	469,24	0	11,24	0	5274,2576	-0,881	-0,024
1696	742,27	14,9	20,86	11059,823	15483,7522	0,969	0,167
1818	580,37	14,9	22,32	8647,513	12953,8584	-0,141	1,846
1819	519,19	18,167	0	9432,12473	0	0,263	0,09
1820	514,91	1,633	0	840,84803	0	0,411	-2,36
1847	901,91	3,267	0	2946,53997	0	-0,683	-0,495
1874	282,43	11,567	10	3266,86781	2824,3	-0,048	3,113
1875	490,62	16,8	0	8242,416	0	0,23	1,015
1925	422,52	3,267	25	1380,37284	10563	-0,254	-2,146
2186	527,56	13,05	10,875	6884,658	5737,215	-1,109	-1,089

<i>F_t</i>	<i>ΣM_{xi}</i>	<i>ΣM_{yi}</i>	<i>ΣF_{zi}.xi</i>	<i>ΣF_{zi}.yi</i>
63155,49	-30,558	-15,339	623157,782	790449,69

Donc on a :

$$Y_{cp} = \frac{\sum M_{xi} + \sum F_{zi}.Y_i}{F_t}$$

$$X_{cp} = \frac{\sum M_{yi} + \sum F_{zi}.X_i}{F_t}$$

$$\begin{cases} X_{cp} = 9.87 \text{ m.} \\ Y_{cp} = 12.2 \text{ m.} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e_x = X_{cgx} - X_{CP} = 0.33 \text{ m} \\ e_y = Y_{cgy} - Y_{CP} = 0.6 \text{ m} \end{cases}$$

Calculs des contraintes :

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{\text{Max}} = \frac{Ft}{Lx.Ly} \left(1 + 6 \frac{ex}{Lx}\right) \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{Ft}{Lx.Ly} \left(1 - 6 \frac{ex}{Lx}\right) \end{array} \right.$$

Avec :**Lx, Ly** : sont respectivement la largeur et la longueur du radier.**Ft** : La somme des forces verticales (f_z).**ex, ey** : sont respectivement les excentricités entre le centre de pression et le centre de masse suivant les deux sens.**On a :**

$$\begin{array}{l} \text{Sens X : } \left[\begin{array}{l} \sigma_{\text{Max}} = \frac{63155.49}{495} \left(1 + 6 \frac{0.33}{19.8}\right) = 140.35 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{63155.49}{495} \left(1 - 6 \frac{0.33}{19.8}\right) = 114.83 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \\ \text{Sens Y : } \left[\begin{array}{l} \sigma_{\text{Max}} = \frac{63155.49}{495} \left(1 + 6 \frac{0.6}{25}\right) = 145.96 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{63155.49}{495} \left(1 - 6 \frac{0.6}{25}\right) = 109.21 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \end{array}$$

La contrainte moyenne est donnée par :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

On a :**Sens X :**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 133.97 \text{ Kn/m}^2$$

Sens-Y :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 136.77 \text{ Kn/m}^2$$

Calcul de la contrainte due aux poids propre du radier :**Sens X :**

$$\sigma_{\text{radier}} = \frac{N}{S} = \frac{7019.1}{495} = 14.18 \text{ KN/m}^2$$

N : Effort normale engendré par le radier (nervure+hourdis).**S** : Surface du radier.**Sens-Y :**

$$\sigma_{\text{radier}} = \frac{N}{S} = \frac{7087.5}{495} = 14.31 \text{ KN/m}^2$$

Cette contrainte sera additionnée a la valeur de la contrainte moyenne :

On donc :

Sens X :

$$\sigma_{moy, totale} = 128.17 + 14.18 = 142.48 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{adm.} = 150 \text{ KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

Sens-Y :

$$\sigma_{moy, totale} = 133.33 + 14.31 = 147.64 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{adm.} = 150 \text{ KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

VII.6. Modélisation :

Le calcul des efforts sollicitant le radier est obtenu en modélisant celui-ci en éléments plaques solidaires à des barres représentant les nervures, chargés par les réactions du sol (engendrées par des efforts ramenés à la superstructure au moyen des poteaux et voiles), l'ensemble est appuyé sur des appuis élastiques.

❖ **Ferraillage des nervures :**

➤ **Plan de repérage des nervures :**

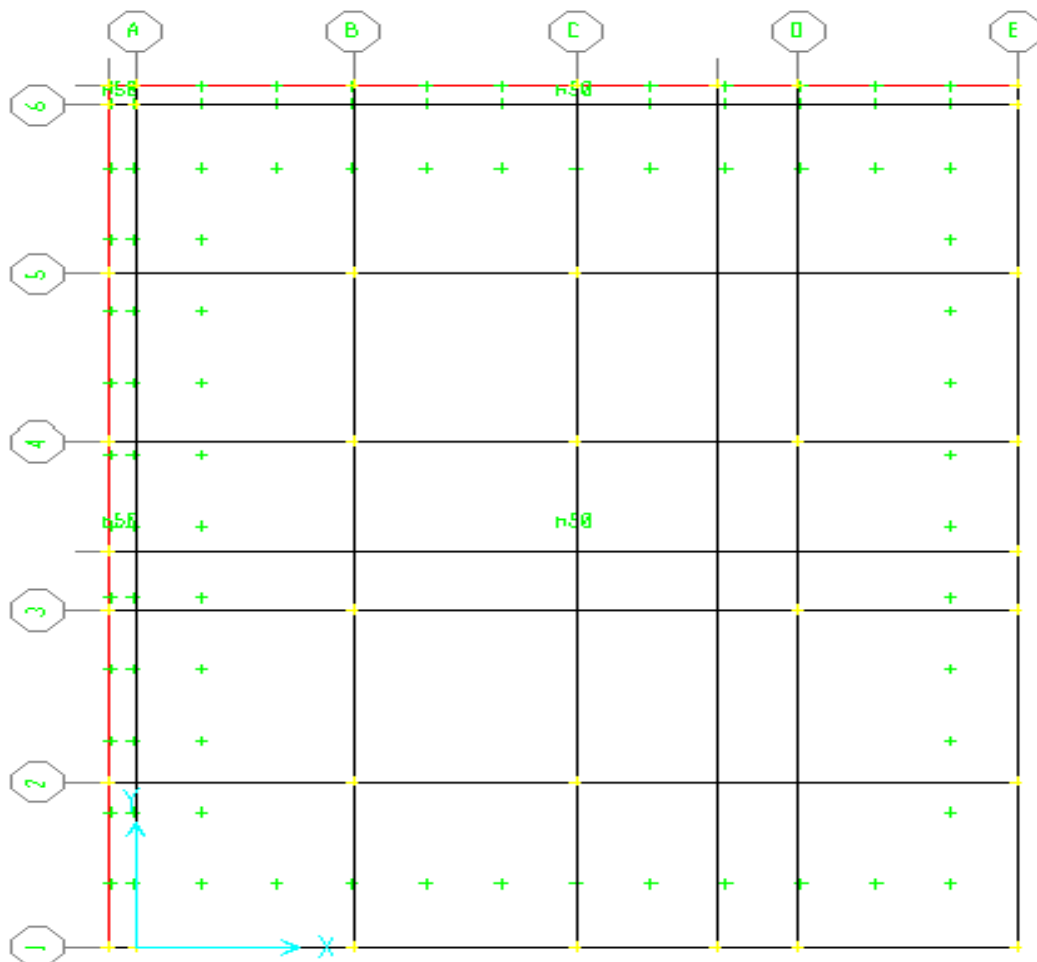


Figure VII. 3: Plan de repérage des nervures

Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul la nervure de section $(60 \times 90) \text{ cm}^2$ (Axe E) cette dernière sera calculée en flexion simple pour une fissuration peu nuisible avec les sollicitations suivantes :

❖ *Sollicitations à l'ELU :*

En appuis : $M_a = 981.98 \text{ KN m}$

En travée : $M_t = 864.07 \text{ KN m}$

Effort tranchant : $T = 727.60 \text{ KN}$

- *Ferraillage :* Le ferraillage est calculé selon les règles **B.A.E.L. 91**

✓ *En travée : la section considérée en T*

Déterminations de la largeur de la table de compression :

La hauteur du nervure $h_t = 90 \text{ cm}$.

Epaisseur de la dalle de compression $h_0 = 50 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left[\frac{L_1 - b_0}{2}, \frac{L}{10} \right]$$

Avec : $L = 510 \text{ cm}$, $b_0 = 60 \text{ cm}$.

Longueur de la nervure $L_1 = 510 - 60 = 450 \text{ cm}$.

$$b_1 = \min \left[\frac{450 - 60}{2}, \frac{450}{10} \right], b_1 = \min [195; 45]$$

On choisit $b_1 = 45 \text{ cm}$.

$$b = 2xb_1 + b_0 = 2 \times 45 + 60$$

$$b = 150 \text{ cm.}$$

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ MPa.}$$

$$M_{tu} = 1.50 \times 0,5 \times \left(0,81 - \frac{0,5}{2} \right) \times 17 \times 10^3 = 7140 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t \longrightarrow$ étude d'une section rectangulaire $(b_0 \times h) = (60 \times 90) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{864.07 \times 10^{-3}}{0,6 \cdot (0,81)^2 \cdot 17} = 0.13$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,81(1 - 0,6 \cdot 0.13) = 0,75 \text{ m}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{864.07 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,75 \times 348} = 33.1 \text{ cm}^2$$

❖ *Vérification de condition non fragilité :*

✓ Selon BAEL :

$$A_{\min} = 0.23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 60 \times 81 \frac{2.4}{400}$$

$$A_{\min} = 6.7 \text{ cm}^2$$

✓ Selon RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$$

$A_{\min} = 27 \text{ cm}^2$ en toute section

Donc on adopte un ferrailage en travée : **4T20 filantes + 4T20 + 4T16** chapeaux soit une section de 33.18 cm^2 .

✓ *En appuis : la section est considérée rectangulaire : $(b \times h) = (60 \times 90) \text{ cm}^2$.*

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{981.98 \times 10^{-3}}{0.6.(0.81)^2.17} = 0.14$$

$$Z_b = d(1 - 0.6.\mu_{bu}) = 0.81(1 - 0.6.0.14) = 0.75 \text{ m}$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{Z_b.f_{ed}} = \frac{981.98 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.75 \times 348} = 37.62 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de condition non fragilité :**

✓ Selon BAEL :

$$A_{\min} = 0.23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 60 \times 81 \frac{2.4}{400}$$

$$A_{\min} = 6.7 \text{ cm}^2$$

✓ Selon RPA :

$$A_{\min} = 0.5\%.b.h$$

$A_{\min} = 27 \text{ cm}^2$ en toute section

Donc on adopte un ferrailage en appuis : **4T20 filantes + 4T20 + 8T16chap** soit une section de 41.22 cm^2 .

❖ **Vérification des efforts tranchants**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{727.6 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.81} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\lim} = \min(0.20.f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} \rightarrow CV$$

Vérification des contraintes :

✓ **en appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{981.98}{496.51} = 1.98$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,19$$

$$\alpha = 0,19 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,79$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

✓ **en travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{864.07}{526.68} = 1.64$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,1$$

$$\alpha = 0,13 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,62$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} \leq \frac{\tau_{u0} - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Flexion simple.

Reprise traitée

$$\Rightarrow K = 1, \quad \alpha = 90^\circ \text{ (Armature droite)} \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1.$$

$$\Rightarrow \text{Sachant que: } f_{et} = 400 \text{MPa... (HA)}$$

$$\frac{At}{st} \geq \frac{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_{u0} - 0,3 K f_{t28})}{0,9 \cdot f_{et}} = \frac{60 \cdot 1,15 \cdot (1,65 - 0,3 \cdot 2,4)}{0,9 \cdot 400} = 0,18 \text{cm}^2 / \text{cm} \dots \dots *$$

❖ **Diamètre et espacement des armatures transversal (A_t) :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\begin{array}{l} \phi_t = 16 \text{mm}, \\ \frac{h}{35} = \frac{900}{35} = 25,71 \text{mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{mm} \end{array} \right)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = \phi_8 = 8 \text{mm} < 16 \text{mm} \dots \dots \dots CV$$

D'où pour quatre brins d'armatures transversales (2 cadres) :

$$4T8 \Leftrightarrow At = 2,01 \text{cm}^2$$

Espacement maximal :

$$\bar{St} = \text{Min} \left(\begin{array}{l} 40\text{cm} \\ 15\phi_{\text{min}} = 24\text{cm si } A' \neq 0 \text{ (Non.concerné)} \end{array} \right)$$

$$\bar{St} = 40\text{cm}$$

Remarque : par raison de construction on choisi :

St = 10 cm En zone nodale.

St = 15cm En zone courante.

✓ **Pourcentage minimal des Armature transversal (A_t):**

$$\frac{A_{t\text{min}}}{b_0 \cdot st} \cdot f_{et} \geq 0.4 \Rightarrow \frac{A_{t\text{min}}}{st} \geq \frac{0,4 \times 60}{400}$$

$$\frac{A_{t\text{min}}}{st} \geq 0.06 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$* \dots \frac{At}{st} = 0.18 \text{ cm}^2 / \text{cm} > 0.06 \text{ cm}^2 / \text{cm} \dots \dots \dots CV$$

Le ferrailage des nervures est récapitulé dans les tableaux suivants :

✓ *Sens-Y :*

Tableau VII. 2:Le ferrailage des nervures sur le sens Y

AXES													
A	Longueur	4.9		5.1		5		5		5			
	$A_{Appuis} (cm^2)$	4.87		6.62		0.51		0.203		4.96		4.98	
	$A_{Travée} (cm^2)$		11.27		11.27		0.75		8.86		8.86		
	$A_{min}(RPA) cm^2$	27											
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil
	Section adoptée (cm²)	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57
AXES													
B	Longueur	4.9		5.1		5		5		5			
	$A_{Appuis} (cm^2)$	3.4		18		17.4		19.35		20.28		3.09	
	$T_{Travée} (cm^2)$		6.77		5.13		9.42		7.59		6.77		
	$A_{min}(RPA) cm^2$	27											
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil +2T20 +2T16	4T20fi l	4T20fil
	Section adoptée (cm²)	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	22.87	12.57	12.57

AXES													
C	Longueur	4.9			5.1			5		5		5	
	A_{Appuis} (cm²)	1.06		18.67		5.4		21.03		18.4		0.82	
	A_{Travée} (cm²)		4.88		6.3		6.3		6.42		5.16		
	A_{min(RPA)} cm²	27											
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil	4T20fil +4T16	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil +2T20 +2T16	4T20fil	4T20fil +2T20	4T20fil	4T20fil	4T20fil
	Section adoptée (cm²)	12.57	12.57	20.61	12.57	12.57	12.57	22.87	12.57	18.85	12.57	12.57	
AXES													
as	Longueur	4.9			5.1			5		5		5	
	A_{Appuis} (cm²)	0.34		2.07		4.03		9.98		0.32		0.78	
	A_{Travée} (cm²)		1.97		4.31		4.31		2.24		2.25		
	A_{min(RPA)} cm²	27											
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil
	Section adoptée (cm²)	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57

AXES													
D	Longueur	4.9			5.1			5		5		5	
	$A_{Appuis} (cm^2)$	0.17		0.41		2.6		22.81		3.46		0.78	
	$A_{Travée} (cm^2)$		2.49		5.11		5.11		4.35		4.35		
	$A_{min}(RPA) cm^2$	27											
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil +2T20 +2T16	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil
	Section adoptée (cm²)	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	22.87	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57
AXES													
E	Longueur	4.9			5.1			5		5		5	
	$A_{Appuis} (cm^2)$	3.52		11.85		28.72		19.68		17.85		3.16	
	$A_{Travée} (cm^2)$		16.08		10.49		10.79		9.64		14.9		
	$A_{min}(RPA) cm^2$	27											
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil +2T20	4T20fil	4T20fil	4T20fil +4T20 +2T16	4T20fil	4T20fil +4T16	4T20fil	4T20fil +2T20	4T20fil +2T14	4T20fil	
	Section adoptée (cm²)	12.57	18.85	12.57	12.57	29.15	12.57	20.61	12.57	18.85	15.65	12.57	

Sens-X:

Tableau VII. 3: Le ferrailage des nervures sur le sens X

AXES											
1	Longueur	4,9			5		5		4,9		
	<i>A_{Appuis} (cm²)</i>	6.46		5.69		3.88		8.16		3.4	
	<i>A_{Travée} (cm²)</i>		11.59		11.59		14.91		14.91		
	<i>A_{min}(RPA) cm²</i>	27									
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil +2T14	4T20fil	4T20fil +2T14	4T20fil	4T20fil +2T14	4T20fil	4T20fil +2T14	4T20fil	4T20fil
	Section adoptée (cm²)	12.57	15.65	12.57	15.65	12.57	15.65	12.57	15.65	12.57	12.57
AXES											
2	Longueur	4,9			5		5		4,9		
	<i>A_{Appuis} (cm²)</i>	3.17		18.51		16.77		7.46		2.44	
	<i>A_{Travée} (cm²)</i>		6.44		5.45		14.98		14.98		
	<i>A_{min}(RPA) cm²</i>	27									
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil	4T20fil +2T20	4T20fil	4T20fil +4T14	4T20fil +2T14	4T20fil	4T20fil +2T14	4T20fil	4T20fil
	Section adoptée (cm²)	12.57	12.57	18.85	12.57	18.72	15.65	12.57	15.65	12.57	12.57

AXES											
3	Longueur	4,9		5		5		4,9			
	$A_{Appuis} (cm^2)$	1.51		22.91		1.77		7.30		4.4	
	$A_{Travée} (cm^2)$		3.79		4.27		18.09		18.09		
	$A_{min}(RPA) cm^2$	27									
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil	4T20fil +4T20	4T20fil	4T20fil	4T20fil +2T20	4T20fil	4T20fil +2T20	4T20fil	
	Section adoptée (cm^2)	12.57	12.57	25.13	12.57	12.57	18.85	12.57	18.85	12.57	
AXES											
Ax	Longueur	4,9		5		5		4,9			
	$A_{Appuis} (cm^2)$	0.86		10.61		1.77		4.4		0.33	
	$A_{Travée} (cm^2)$		2.42		2.53		14.34		14.34		
	$A_{min}(RPA) cm^2$	27									
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil +2T14	4T20fil	4T20fil +2T14	4T20fil	
	Section adoptée (cm^2)	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	15.65	12.57	15.65	12.57	

AXES										
4	Longueur	4,9		5		5		4,9		
	A_{Appuis} (cm²)	1.75		22.5		16.85		14.92	2.85	
	A_{Travée} (cm²)		5.01		7.46		9.6		20.24	
	A_{min}(RPA) cm²	27								
	Choix des barres	4T20fil	4T20 fil	4T20fil +2T20+2T 16	4T20fil	4T20fil +2T20	4T20fil	4T20fil +2T14	4T20fil +4T16	4T20fil
	Section adoptée (cm²)	12.57	12.57	22.87	12.57	18.85	12.57	15.65	20.61	12.57
AXES										
5	Longueur	4,9		5		5		4,9		
	A_{Appuis} (cm²)	3.04		20.76		19.89		7.99	3.1	
	A_{Travée} (cm²)		6.45		6.57		16.4		16.4	
	A_{min}(RPA) cm²	27								
	Choix des barres	4T20fil	4T20 fil	4T20fil +2T20+2 T16	4T20fil	4T20fil +4T16	4T20fil +2T20	4T20 fil	4T20fil +2T20	4T20 fil
	Section adoptée (cm²)	12.57	12.57	22.87	12.57	20.61	18.85	12.57	18.85	12.57

AXES										
6	Longueur	4,9		5		5		4,9		
	$A_{Appuis} (cm^2)$	3.15		3.97		0.44		6.86	2.72	
	$A_{Travée} (cm^2)$		9.01		9.01		13.23		13.23	
	$A_{min}(RPA) cm^2$	27								
	Choix des barres	4T20fil	4T20fil	4T20 fil	4T20fil	4T20fil	4T20fil +2T14	4T20 fil	4T20fil +2T14	4T20 fil
	Section adoptée (cm^2)	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	15.65	12.57	15.65	12.57

❖ Ferrailage de l'hourdis :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une fissuration peu nuisible.

✓ Moments dans les panneaux

Le logiciel *SAFE* a un avantage pour le calcul de l'hourdis, qui consiste à visualiser les sollicitations et le ferrailage de l'hourdis suivant des bandes avec des dimensions bien définies dans les deux sens (X et Y) suivant la théorie du portique fictif.

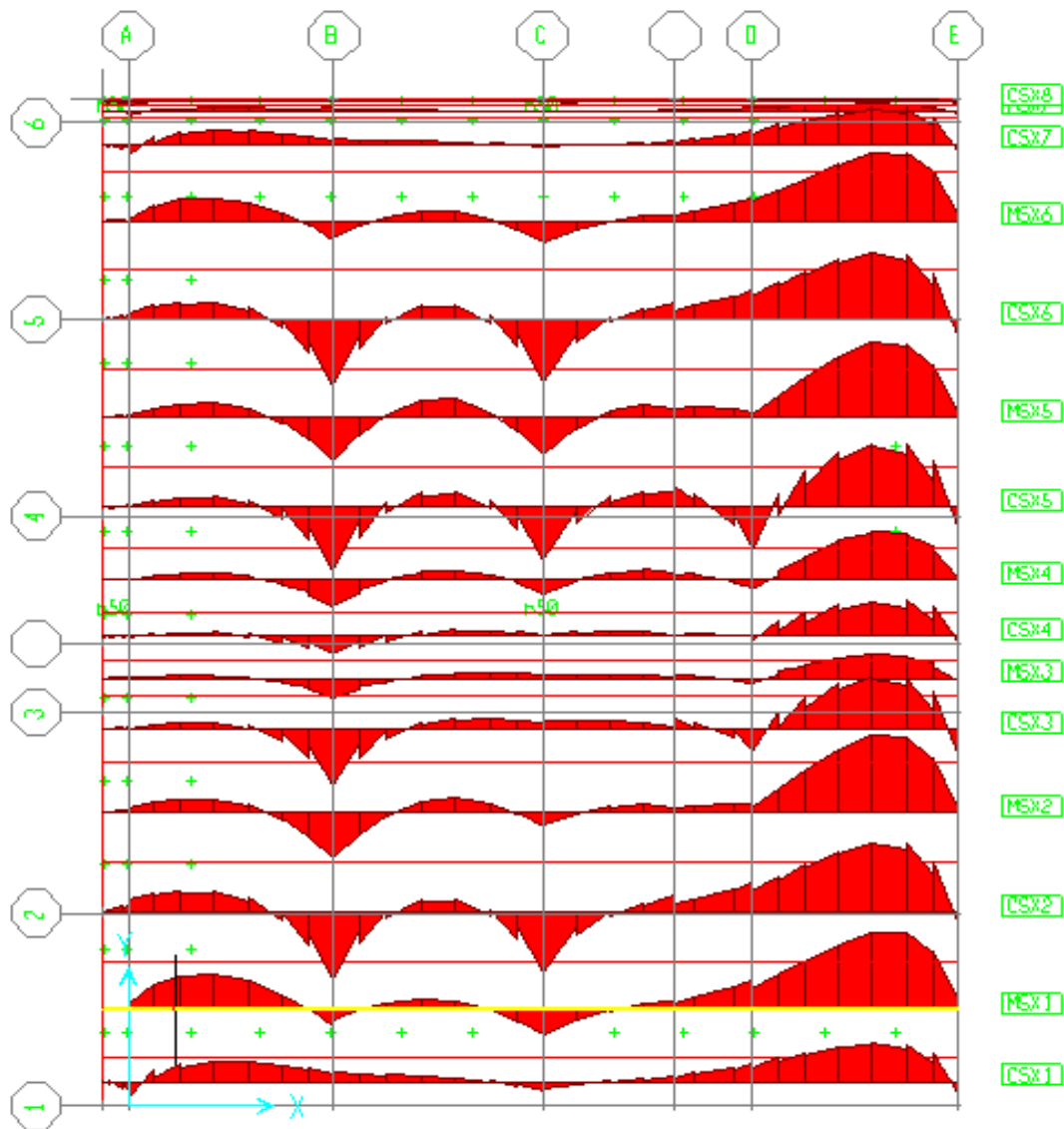


Figure VII. 4: Cartographie des moments suivant les bandes (Sens X)

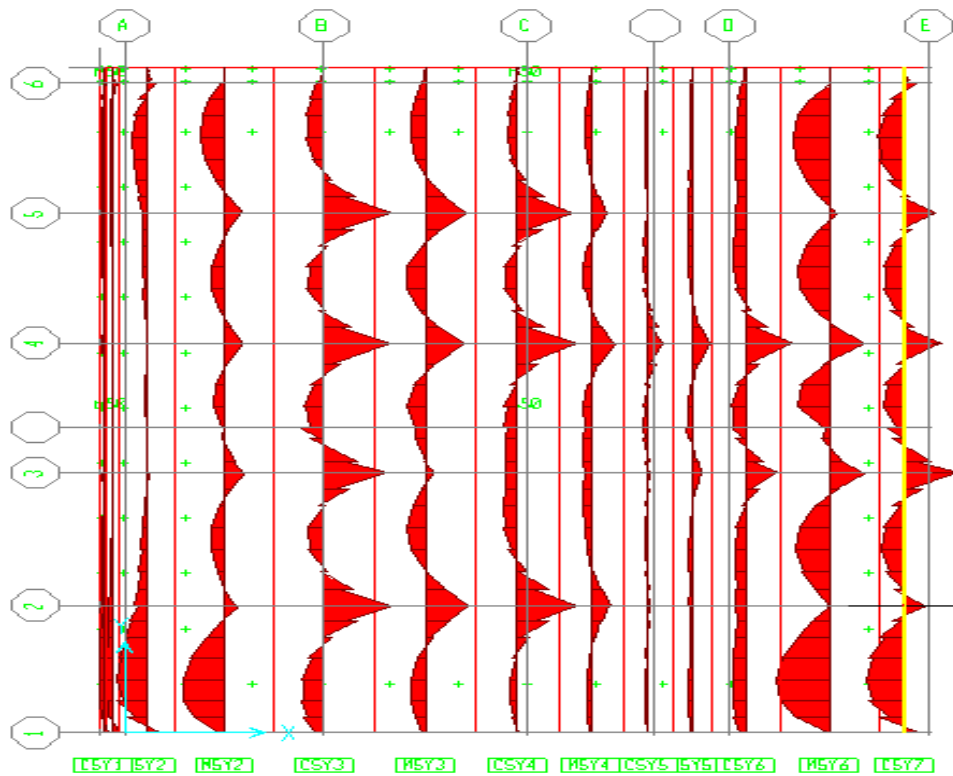


Figure VII. 5: Cartographie de moments suivant les bandes (sens-Y)

Exemple de calcul :

Le ferrailage est calculé selon le règlement du **B.A.E.L 91**

On prend comme exemple de calcul une bande P1 et P2 respectivement suivant les sens X et Y, ces dernières seront calculées en flexion simple.

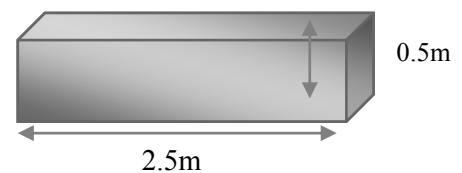
➤ **Sens X : CSX2**

Sollicitations de calcul

En appuis : $M_a = 580.67 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 588.25 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T = 852.33 \text{ KN}$



Ferrailage

• **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{580.67 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.45^2 \times 17} = 0,07$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0.45(1 - 0,6 \cdot 0,07) = 0,43 \text{ m}$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{580.67 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,43 \times 348} = 38.8 \text{ cm}^2$$

- En travée

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{588.25 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.45^2 \times 17} = 0.07$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu}) = 0.45(1 - 0.6 \cdot 0.07) = 0.43m$$

$$A_{ut} = \frac{Mt}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{588.25 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.43 \times 348} = 39.31cm^2$$

Section minimale :

- Selon le BAEL :

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

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.4}{400} \cdot 250 \times 45$$

$$A_{min} = 15.53cm^2$$

On adopte un ferrailage de :

T16 avec esp 15cm = 17T16+4T14 (appuis).

T16 avec esp 15cm = 17T16+4T14 (travée).

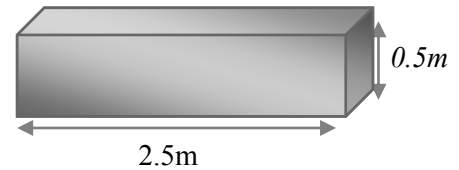
➤ Sens-Y : MSY6

Sollicitation de calcul

En appuis: $M_a = 284.17 KN m$

En travée : $M_t = 430.91 KN m$

Effort tranchant : $T = 429.36 KN$

**Ferrailage :**

- En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{284.17 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.45^2 \times 17} = 0.03$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu}) = 0.45(1 - 0.6 \times 0.03) = 0.44m$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{284.17 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.44 \times 348} = 18.55cm^2$$

On adopte un ferrailage de :

T16 avec esp de 15cm = 17T14

- En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{430.91 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.45^2 \times 17} = 0.05$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu}) = 0.45(1 - 0.6 \cdot 0.05) = 0.44m$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{430.91 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.44 \times 348} = 28.13cm^2$$

Section minimale :

- Selon le BAEL :

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

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.4}{400} \cdot 250 \times 45$$

$$A_{min} = 15.53 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de :
T16 avec esp de 15cm = 17T16

➤ Vérification des efforts tranchants

➤ Sens X

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{852.33 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.45} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{30}{1.5} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \rightarrow CV$$

➤ Sens-Y

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{429.36 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.45} = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{30}{1.5} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \rightarrow CV$$

➤ Vérification des contraintes

➤ Sens X

En appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{580.67}{423.06} = 1.37$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.09$$

$$\alpha = 0.09 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{588.25}{429.69} = 1.37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,06$$

$$\alpha = 0,06 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,48$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

➤ **Sens-Y**

En appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{284.17}{208.34} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,07$$

$$\alpha = 0,07 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,48$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{430.91}{315.09} = 1.37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,06$$

$$\alpha = 0,06 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,48$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

✓ **Tableau récapitulatif**

Tableau VII. 4 : Tableau récapitulatif du ferrailage

Bande	Largeur (m)	Sens	Moment (KN m)		A calculée (cm ²)	A min (cm ²) BAEL	Choix des barres	St (cm)
CSX2	2.5	X	Appuis	580.67	38.8	15.53	T16 avec esp de 15cm =17T16+4T14	15
			Travée	588.25	39.31		T16 avec esp de 15cm =17T16+4T14	15
MSY6	2.5	Y	Appuis	284.17	18.55	15.53	T16 avec esp de 15cm = 17T14	15
			Travée	430.91	28.13		T16 avec esp de 15cm = 17T16	15

VII.7. Etude du voile périphérique :**VII.7.1. Calcul du voile périphérique :**

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé, il est armé d'un double quadrillage d'armatures.

- ❖ Epaisseur $ep \geq 15 \text{ cm}$. Pour notre voile, On a Opté une épaisseur de 15cm.
- ❖ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ❖ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontaux et verticaux).

VII.7.2. Détermination des sollicitations :

Le voile est calculé comme une console encastree à sa base (dans le radier) et libre sur les autres côtés.

- ❖ Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation = $2,5 \text{ KN/m}^2$

γ : Poids spécifique du sol = 17 KN/m^3

φ : Angle de frottement interne du sol = 20°

K_0 : Coefficient de poussée des terres k_0

$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.66$

$K_q = k_0 = 0.66$

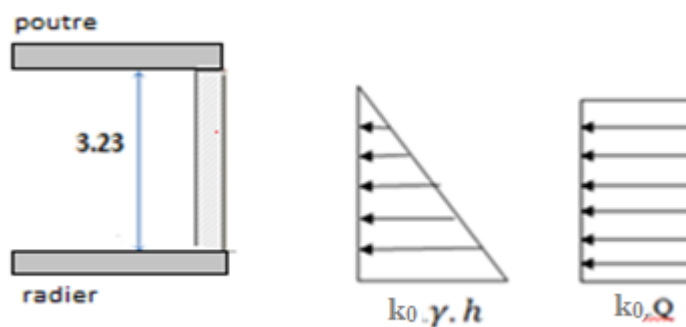


Figure VII. 6: Schéma du voile périphérique.

VII.7.2.1. Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration peu préjudiciable (le calcul se fera à l'ELU)

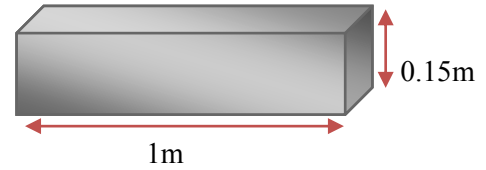
Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100×15) cm^2 .

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30.5 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.45^2 \times 17} = 0.03$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu}) = 0.45(1 - 0.6 \times 0.03) = 0.44m$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{30.5 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.44 \times 348} = 1.99cm^2$$



On adopte un ferrailage de : 5T12 avec esp de 15cm .

• **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.42 \times 10^{-3}}{2.5 \times 0.45^2 \times 17} = 0.02$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu}) = 0.45(1 - 0.6 \times 0.02) = 0.44m$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{16.42 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.44 \times 348} = 1.07cm^2$$

Section minimale :

• **Selon le BAEL :**

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

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.4}{400} \cdot 100 \times 13.5$$

$$A_{min} = 1.86cm^2$$

On adopte un ferrailage de : 5T12 avec esp de 15cm .

Section minimale d'armature :

❖ **Condition exigée par le RPA99/version 2003.**

Le **RPA99/version 2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes.

$$A_{min} = 0.1\% \times 100 \times 15 = 1.5 cm^2.$$

Tableau VII. 5: Récapitulation des Résultats pour le Ferrailage vertical

Moment (KN.m)	A calculée (cm²)	A min (cm²) BAEL	Choix des barres	A adoptée (cm²)	
Appuis	30.5	1.99	1.5	T12 avec esp de 20cm = 5T12 / ml	5.65
Travée	16.42	1.07		T12 avec esp de 20cm = 5T12 / ml	5.65

VII.7.2.2. Calcul du ferrailage horizontale (armatures de repartions) :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4cm^2$$

A_s = 1.4 cm² < A_{min} donc : on adopte un ferrailage de **5T10 = 3.93 cm²** avec un espacement **20cm**.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude m'a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes mes connaissances acquises durant mon cycle de formation et d'approfondir mes connaissances, en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, à savoir le **ROBOBAT 19**, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventé par des voiles et portiques.

Construire un bâtiment c'est un avantage qui répond au souci économique de l'espace, mais c'est un danger généralement représenté à cause des dégâts sismiques, qui considérés la première cause contribue dans l'endommagement des constructions, pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure ;

Le prédimensionnement des éléments du bâtiment c'est une phase primordiale pour avoir une idée générale sur son ossature qui doit répondre au chargement verticale (permanent et exploitation) et horizontale (vent et sismique). Dans le but d'assurer la sécurité, l'économie, le confort, et l'esthétique.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Après des tentatives sur la position adéquate des voiles et sur la section des poteaux des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voiles + portiques).


Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.


Notons qu'à la fin de cette étude, que l'utilisation de l'outil informatique pour analyser et calculer des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases, ainsi que les logiciels 'ROBOT et Autocad' lui mêmes, en plus il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique)

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES


Références Bibliographiques

Les livres/Documents


 **M.BELAZOUGUI**, Cours de calcul des ouvrages en béton armé O.P.U Alger, Edition 1992.


 **J. Pierre Mougins**, « calcul des éléments simples et des structures en béton armé Cours de béton armé B.A.E.L.91, Eyrolles, Edition 1997.

Les Règlements


 RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne, 2003.


 BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.

 Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

 CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.


Mémoire fin d'étude


 **Mr BENCHENNI ABDEL-Karim, Mr AZREUG Iyad Abdelaziz** « *Etude d'une tour R+12 en béton armé*», mémoire de master, université MOSTA 2013.

 **Jean Claude, Benjamin Pavare**, « *CONCEPTION ET CALCUL D'UN RADIÉ*», Université de Montpellier (juin2019).

Logiciels

 Autodesk AutoCAD 2016.

 Microsoft office WORD 2016.

 Microsoft office EXCEL 2016.

 ROBOT 2019

 SAFE 2016

 ETABS 2016

ANNEXES

01

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

02

Tableau du Pigeaud $\rho = 0.9$.

$\rho = 0.9$

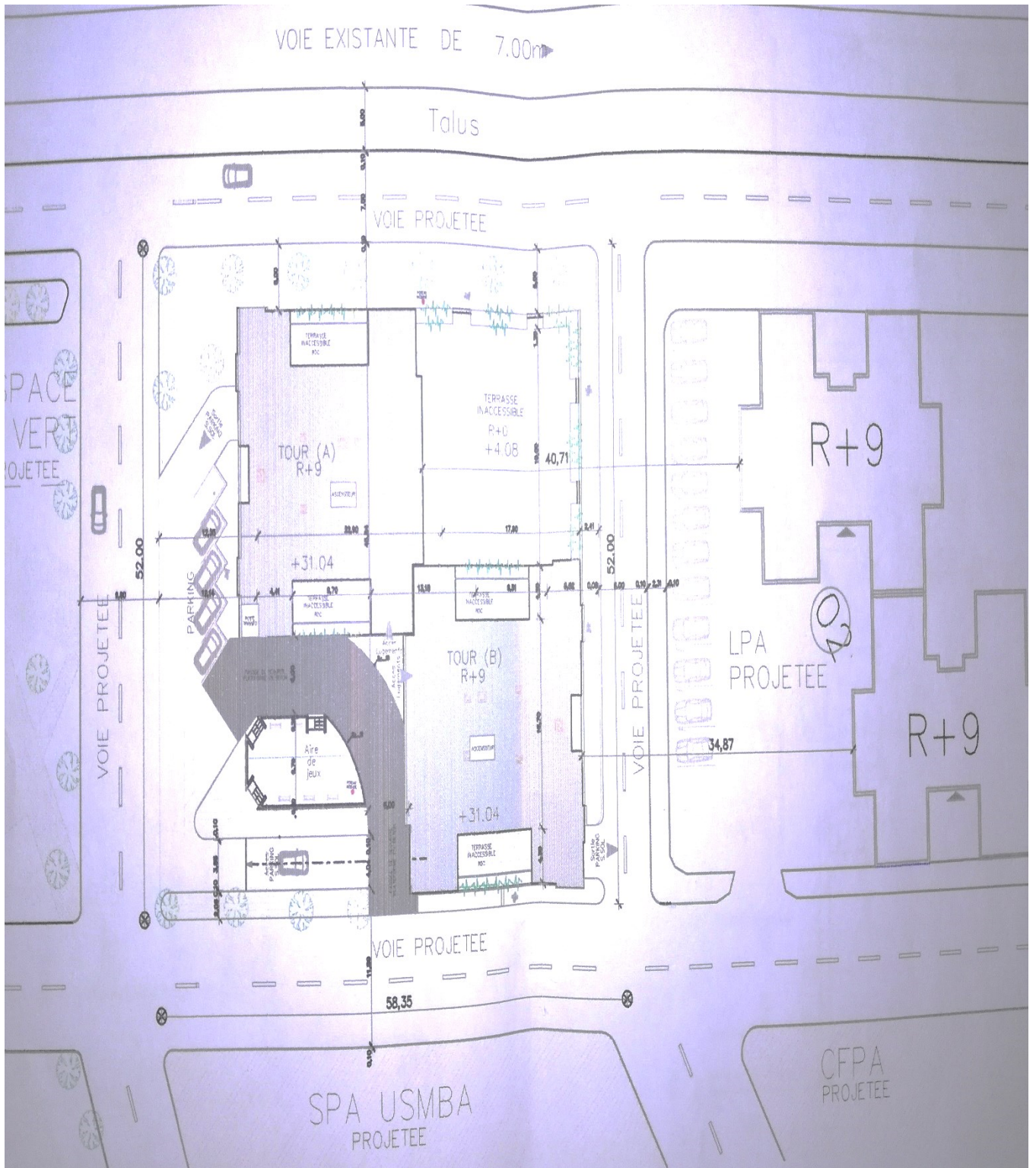
$\frac{y}{x}$ \ $\frac{z}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,073	0,067
	0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
	0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
	0,3	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
Valeurs 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	0,090	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

03

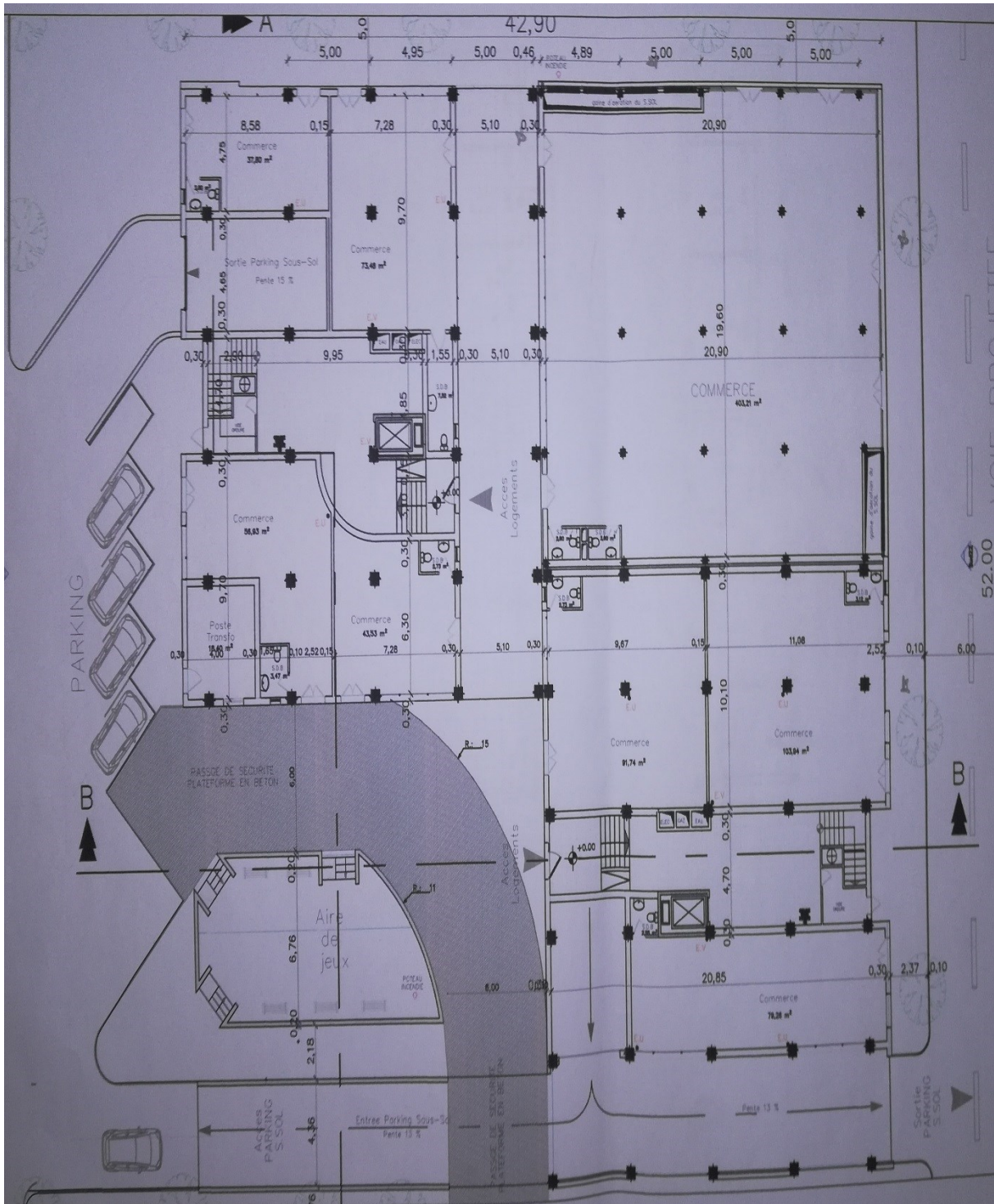
SECTION REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature de diamètre Ø en mm.

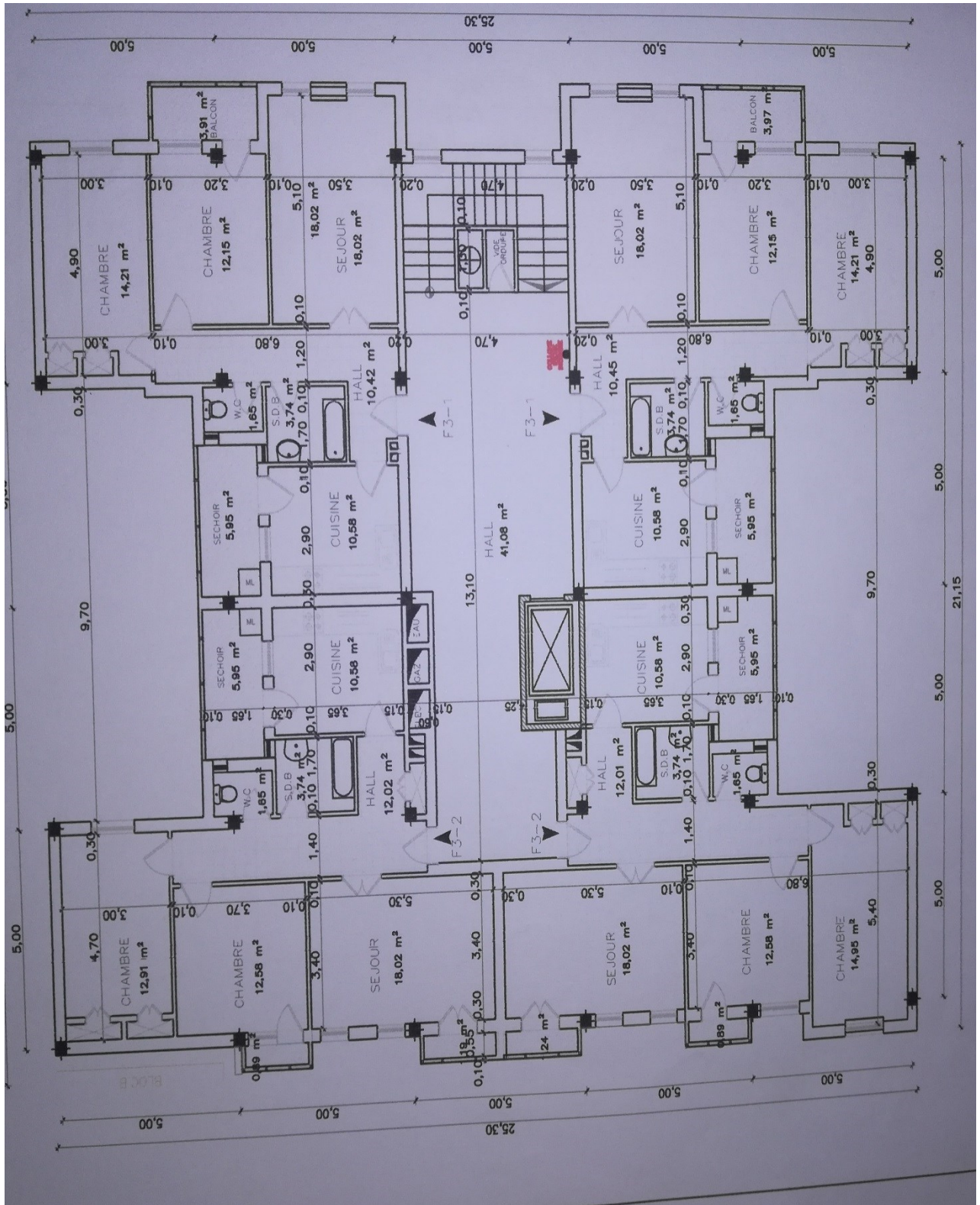
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33



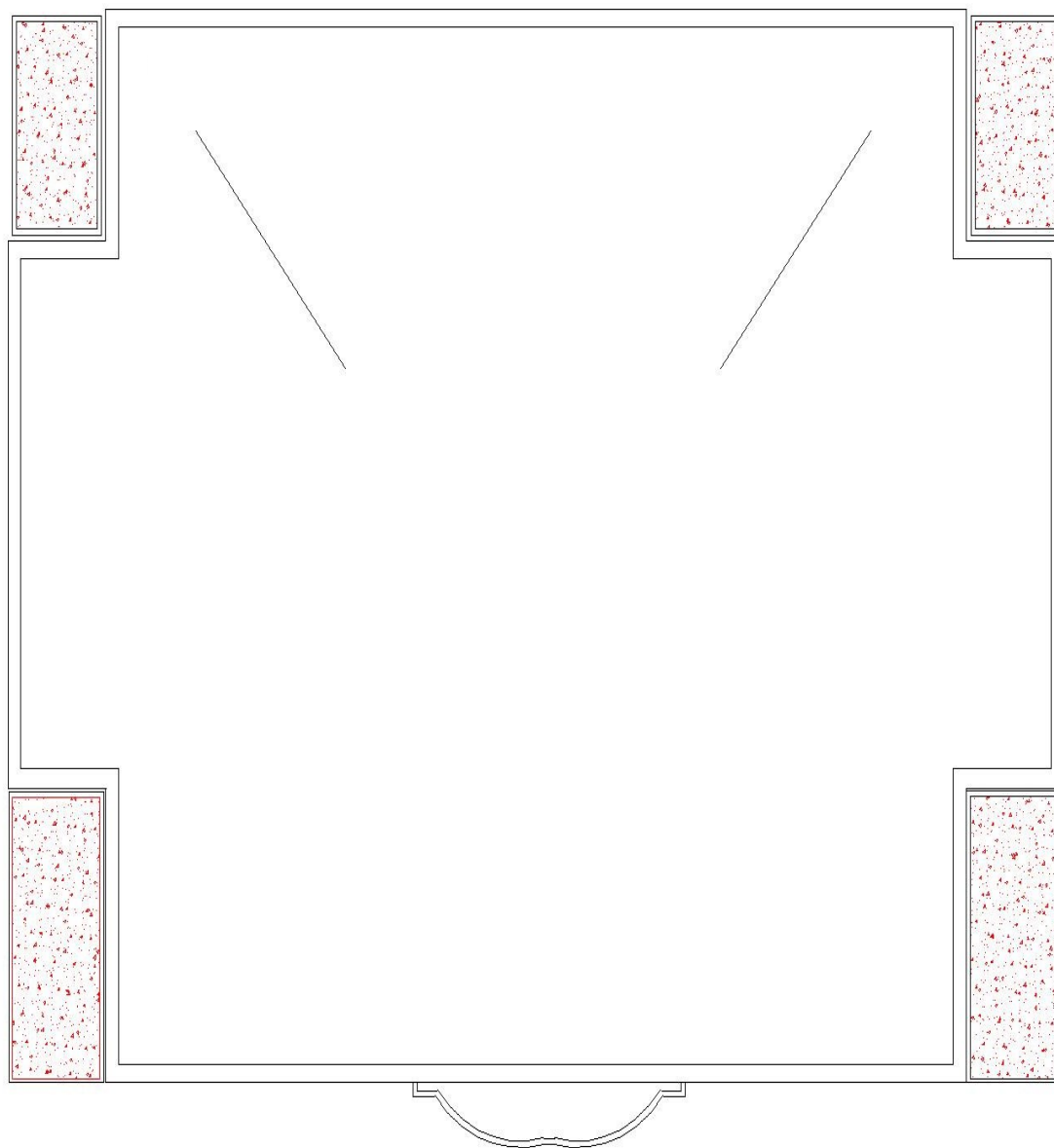
Vue sur le plan de masse



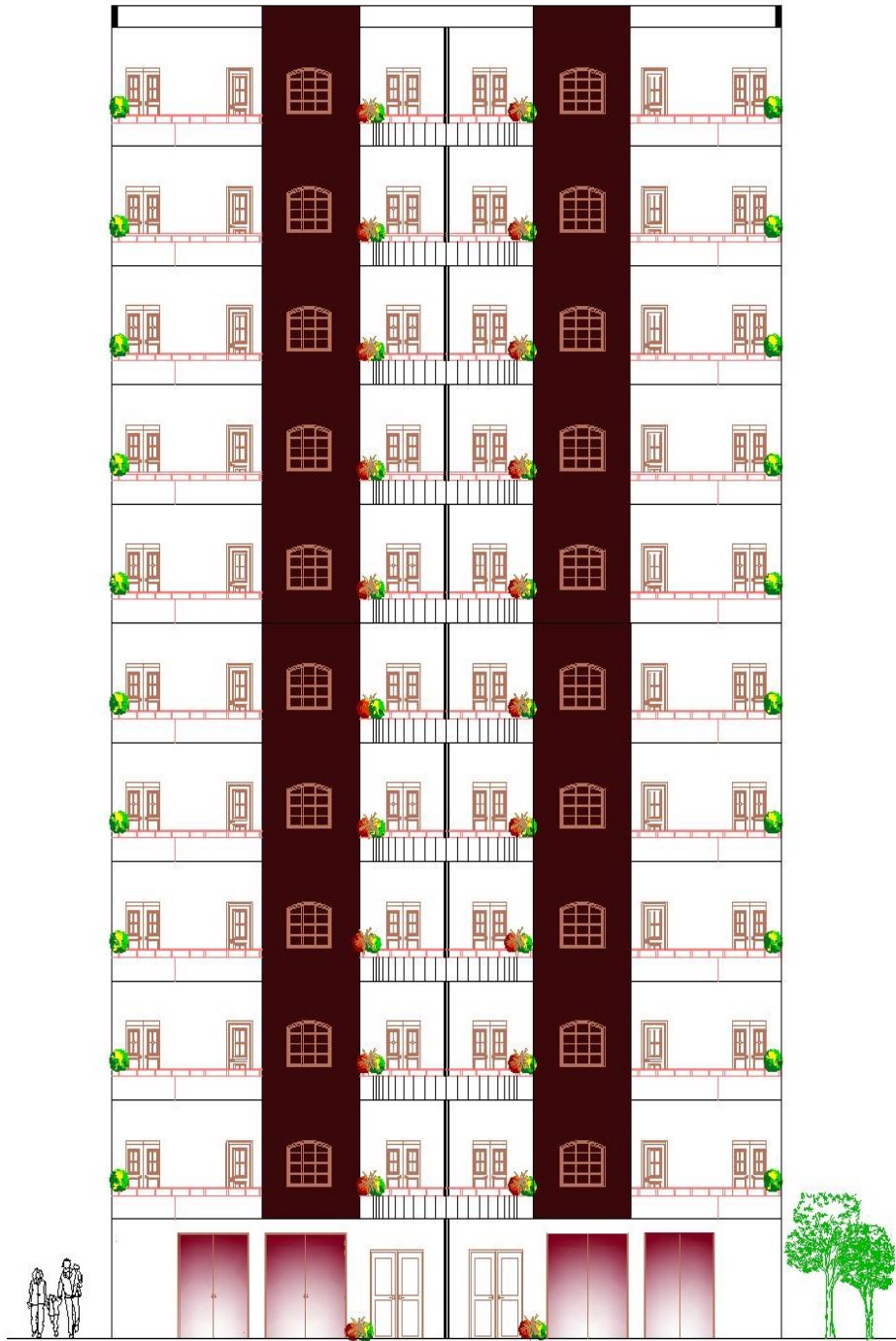
Vue sur le plan RDC



Vue sur le plan Etage Courant



Vue sur le plan Terrasse



Façade principale

