

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par :

MESSAOUDEN Sid Ahmed

HALHALI Ayoub

Sujet

ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT

« SOUS SOL + RDC +10 ETAGES » A ORAN

Présenté le 24 juin 2018 devant le jury composé de :

Mme BENADLA ZAHIRA

Présidente

Mr HOUTI FARID BRAHIM

Encadrant

Mr HAMZAOUI FETHI

Encadrant

Mr BENYELLES ZOHEIR

Examineur

Mme BENMANSOUR NASSIMA

Examinatrice

Année universitaire : 2017 /2018

REMERCIEMENT

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

Nos premiers remerciements vont à nos encadreurs, Monsieur HOUTI FARID BRAHIM et Monsieur HAMZAOUI FETHI pour ses disponibilités et ses conseils qui ont permis de mener à bien ce travail.

Nous adressons également nos gratitudees à, Melle MJAHEDE.A Madame KARA-TERKID, Monsieur MJAHEDE.L, Monsieur BENYAKOUB.A, Monsieur OUDJEDI.F pour leurs aides et leurs soutiens.

Nous remercions la présidente de jury Madame BENADLA ZAHIRA ainsi que les examinateurs Monsieur BENYELLES ZOHEIR et Madame BENMANSOUR NASSIMA d'avoir accepté de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Dédicace

Avec l'aide du tout Puissant, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie :

A mon très cher Père, Je voudrais partager ce succès avec lui, Que Dieu le protège et le garde.

A ma très chère Maman, Que Dieu la protège pour moi, je ne pourrai jamais la remercier assez Pour ce qu'elle fait pour moi.

A mes frangines, Qui sont très présentes pour me soutenir, surtout Ma petite Sœur Amina.

A toute la famille MESSAOUDEN.

A mon neveu ADEM.

A mon Ami et mon Binôme Ayoub.

A mes Amis, Aboubakr, Choukri, Hakim, Amine, Abdou, Lotfi et tous mes amis de la promotion de génie civil.

A Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

Et en Dernier, un Grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

MESSAOUDEN SID AHMED

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en expriment la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail à :

Ma chère maman qui a sacrifiée sa vie pour notre bien. Que dieu la protège pour moi.

Mes frères et mes sœurs.

Mon neveu Louey.

Toute la famille HALHALI, notamment mon Oncle et ma Tante.

Mon cher ami et mon binôme Sid Ahmed.

Mes amis Sofiane, Amine, Imad et Abdessamad, Sami, et tous mes amis de la promotion de génie civil.

En dernier, Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

HALHALI AYOUB

RESUME

Ce projet présente une étude technique et managériale d'une structure en béton armé à usage d'habitation, commerce et parking, constitué d'un Sous sol, Rez-de-chaussée plus dix étages, elle est implantée à la Wilaya d'ORAN. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le Règlement Algérien Parasismique (RPA99/Version2003). Ce travail qui nous a été confié d'un coté il est constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93 et RPA99/V2003) et d'un autre côté managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de défini le délai et le coût global du projet pour en déduire le prix unitaire par appartement.

Mots clefs : Béton Armé ; Bâtiment ; Séisme ; RPA99/V2003 ; Management

ABSTRACT

This project presents a technical managerial study of a structural for residential, office, commercial and parking consists of one basement and ground floor addition (10) floors, located in the Wilaya of ORAN. This region is classified as seismic zone (IIa) according to the (RPA99/Version2003). This work which was entrusted to us is constituted by a technical study, which is the analysis and the sizing of the building while applying the rules of current construction (C.B.A.93 and RPA99/V2003) and another managerial part, which concerns the global cost of the project to deduct the unit price per apartment.

Key Words: Reinforces concrete; Building; Seism; RPA99/V2003; Management.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة تقنية و إدارية لمنشأة من الخرسانة المسلحة بغرض إنجاز بناية ذات طابع سكني تجاري و موقف للسيارات و تتألف من طابق تحت الأرض و طابق أرضي و عشرة طوابق علوية بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 ألف حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. هذا العمل الذي كلفنا به يهدف من الجانب التقني إلى تحليل و قياس البناية مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومة الزلازل 2003 و قواعد و حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993 . و من الجانب الإداري يهدف إلى دراسة تسييرية لمشروعنا بغرض تحديد الأعمال و تحديد الأجل و التكلفة الإجمالية للمشروع و لحساب سعر كل وحدة سكنية
الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة ; البناية ; الزلازل ; نظام مقاومة الزلازل 2003 ; التسيير.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation du projet

I-1- Introduction	1
I-2- Présentation de l'ouvrage.....	1
I-2-1- Caractéristiques géométriques de la structure.....	1
I-2-1-1- Dimensions en élévation.....	1
I-2-1-2- Dimensions en plan.....	2
I-3- Classification de l'ouvrage.....	2
I-3-1- Selon les zones sismiques.....	2
I-3-2- Selon leur importance.....	2
I-3-3- Selon le site.....	3
I-4- Conception de la structure.....	3
I-4-1- Ossature de l'ouvrage.....	3
I-4-2- Planchers.....	3
I-4-3- Maçonneries.....	4
I-4-4- Revêtement.....	4
I-4-5- Isolation.....	4
I-4-6- Escaliers.....	5
I-4-7- Acrotère.....	5
I-4-8- Gaine d'ascenseurs.....	5
I-4-9- Fondations.....	5
I-5- Caractéristiques géotechniques du sol.....	5
I-6- Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I-6-1- Le Béton.....	6
I-6-1-1- Caractéristiques et avantages de béton.....	6
I-6-1-2- Les matériaux composant le béton.....	6
I-6-1-3- Résistances mécaniques du béton.....	7
I-6-1-4- Contraintes et déformations.....	8
I-6-2- Les Aciers.....	9
I-6-2-1- Types d'aciers pour béton armé.....	10
I-6-2-2- Module d'élasticité longitudinale de l'acier.....	10

I-6-2-3- Contrainte limite.....	10
I-6-2-4- Protection des armatures.....	11
I-7- Action et Sollicitations.....	11
I-7-1- Actions.....	11
I-7-2- Sollicitations.....	12
I-8- Conclusion.....	12

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge.

II-1- Introduction	13
II-2- Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	13
II-2-1- Les planchers.....	13
II-2-1-1- Les planchers à corps creux.....	13
II-2-1-2- Les planchers à dalle pleine.....	15
II-2-2- Acrotère.....	16
II-3- Evaluation des charges et surcharges.....	17
II-3-1- Plancher RDC (usage de commerce).....	17
II-3-1-1- Plancher à corps creux (16+5).....	17
II-3-1-2- Plancher à Dalle pleine.....	18
II-3-2- Plancher Etage courant.....	19
II-3-2-1- Plancher à corps creux (16+5).....	19
II-3-2-2- Plancher à Dalle pleine.....	19
II-3-3- Plancher Terrasse inaccessible.....	19
II-3-3-1- Plancher à corps creux (16+5).....	19
II-3-3-2- Plancher à Dalle pleine.....	20
II-3-4- Balcon.....	21
II-3-5- Murs.....	21
II-3-5-1- Mur Extérieur (double cloison).....	21
II-3-5-2- Mur Intérieur (simple cloison).....	22
II-4- Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	23
II-4-1- Poutres.....	23
II-4-1-1- Poutres Principales.....	23
II-4-1-2- Poutres Secondaires.....	24
II-4-2- Poteaux.....	24
II-4-3- Voiles.....	27

II-5- Conclusion.....	28
-----------------------	----

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

III-1- Etude des planchers.....	29
III-1-1- Plancher à corps creux.....	29
III-1-1-1- Introduction.....	29
III-1-1-2- Combinaisons des charges.....	29
III-1-1-3- Types des poutrelles.....	30
III-1-1-4- Charges et surcharges supportées par les poutrelles.....	32
III-1-1-5- Méthodes de calcul.....	32
III-1-1-6- Moments fléchissant et effort tranchant.....	36
III-1-1-7- Armatures longitudinales.....	37
III-1-1-8- Armatures transversales.....	41
III-1-1-9- Vérification des contraintes dans le béton.....	42
III-1-1-10- Vérification des poutrelles au niveau des appuis.....	42
III-1-1-11- Vérification à l'état limite de service (ELS).....	43
III-1-1-12- Vérification de la flèche.....	45
III-1-1-13- Ferrailage de la dalle de compression.....	46
III-1-2- Plancher à dalle pleine.....	48
III-1-2-1- Introduction.....	48
III-1-2-2- Combinaisons des charges.....	48
III-1-2-3- Types des dalles pleines.....	48
III-1-2-4- Charges et surcharges supportées par les dalles plaines.....	48
III-1-2-5- Calcul des moments fléchissant.....	49
III-1-2-6- Armatures longitudinales.....	50
III-1-2-7- Vérification à l'état limite de service (ELS).....	51
III-1-2-8- Vérification de la nécessité d'armatures d'âme.....	51
II-2- La dalle d'ascenseur.....	53
III-2-2- Caractéristiques de la machine.....	53
III-2-3- Combinaisons des charges.....	54
III-2-4- Charges et surcharges supportées par la dalle.....	54
II-2-4-1- Charge et surcharge de la dalle.....	54
III-2-4-2- Charge et surcharge de la machine.....	55
III-2-5- Moments fléchissant.....	56

III-2-5-1- Sous la charge répartie.....	56
III-2-5-2- Sous la charge concentrée.....	56
III-2-5-3- Superposition des moments fléchissant.....	59
III-2-5-4- Calcul des moments fléchissant réels.....	59
III-2-6- Armatures longitudinales.....	60
III-2-6-1- Calcul du ferrailage.....	60
III-2-6-2- Calcul des espacements.....	61
III-2-7- Vérification au poinçonnement.....	61
III-2-8- Vérification à l'état limite de service (ELS).....	61
III-2-9- Vérification de la nécessité d'armatures transversales.....	62
III-2-9-1- Calcul de la contrainte admissible.....	62
III-2-9-2- Calcul de l'effort tranchant.....	62
III-2-9-3- Superposition des efforts tranchants.....	63
III-2-9-4- La contrainte tangente.....	63
III-3- Etude des escaliers.....	64
III-3-1- Introduction.....	64
III-3-2- Terminologie.....	64
III-3-3- Dimensionnement des escaliers.....	64
III-3-4- Etude d'escalier (Type 1).....	65
III-3-4-1- Volée (A).....	66
III-3-4-2- Volée (B).....	72
III-3-5- Etude d'escalier (Type 2).....	75
III-3-5-1- Volée (C).....	75
III-3-5-2- Volée (D).....	78
III-4- Etude des balcons.....	82
III-4-1-Introduction.....	82
III-4-2- Combinaisons des charges.....	82
III-4-3- Types des balcons.....	82
III-4-4- Charges et surcharges supportées par le balcon.....	82
III-4-4-1- Poids propre et charge d'exploitation.....	83
III-4-4-2- Mur de simple cloison.....	83
III-4-5- Moments fléchissant et efforts tranchants.....	83
III-4-6- Armatures du balcon.....	84
III-4-6-1- Calcul des armatures longitudinales.....	84

III-4-6-2- Choix des armatures et calcul des espacements.....	84
III-4-7- Vérification à l'état limite de service (ELS).....	85
III-4-8- Vérification au cisaillement.....	85
III-4-9- Vérification de la nécessité d'armatures transversales.....	86
III-4-10- Vérification de la flèche.....	86
III-5- Etude de l'acrotère.....	87
III-5-1- Introduction.....	87
III-5-2- Charges et surcharges supportées par l'acrotère.....	87
III-5-2-1- Charge dû à son poids propre.....	87
III-5-2-2- Charge d'exploitation (Main courante).....	88
III-5-2-3- Charge accidentel dû au séisme.....	88
III-5-3- Combinaisons des charges.....	88
III-5-3-1- Selon (C.B.A.93) et (RPA99/Version2003).....	88
III-5-4- Ferrailage de l'acrotère.....	88
III-5-4-1- Calcul des armatures longitudinales.....	88
III-5-4-2- Vérification des armatures longitudinales.....	91
III-5-4-3- Choix des armatures.....	91
III-5-5- Vérification à l'état limite de service (ELS).....	91
III-5-6- Vérification au cisaillement.....	92
III-6- Conclusion.....	92

Chapitre IV : Etude dynamique

IV-1- Introduction.....	93
IV-2- Etude dynamique.....	93
IV-3- Les méthodes de calcul.....	93
IV-3-1- La méthode statique équivalente.....	93
IV-3-2- La méthode d'analyse modale spectrale.....	94
IV-3-3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	95
IV-4- Combinaisons de calcul.....	95
IV-5- Modélisation de la structure.....	95
IV-5-1- Modélisation de rigidité.....	95
IV-5-2- Modélisation de masse.....	95
IV-5-3- Maillage des éléments.....	96
IV-6- Analyse du modèle.....	96

IV-6-1- Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	96
IV-6-2- Modèle initiale.....	97
IV-6-2-1- Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale.....	97
IV-6-3- Choix de système de contreventement.....	98
IV-6-4- Les conditions à vérifier.....	99
IV-6-5- La disposition optimale des voiles.....	99
IV-6-5-1- Disposition 1.....	100
IV-6-5-2- Disposition 2.....	100
IV-6-5-3- Disposition 3.....	101
IV-6-5-4- Disposition 4.....	101
IV-6-5-5- Disposition 5 (Modèle finale).....	102
IV-7- Le choix de la méthode de calcul.....	103
IV-7-1- Méthode statique équivalente.....	103
IV-7-1-1- Coefficient d'accélération de zone (A).....	103
IV-7-1-2- Facteur d'amplification dynamique moyen (D).....	104
IV-7-1-3- Facteur de qualité (Q).....	105
IV-7-1-4- Coefficient de comportement global de la structure (R).....	105
IV-7-1-5- Le poids total de la structure (W_T).....	107
IV-7-1-6- Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V).....	107
IV-7-2- Méthode d'analyse modale spectrale.....	108
IV-7-2-1- Résultante des forces sismique de calcul.....	109
IV-8- Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	109
IV-8-1- Vérification de la résultante des forces sismiques.....	109
IV-8-2- Justification de l'interaction (Portiques-Voiles).....	110
IV-8-2-1- Sous sollicitations verticales.....	110
IV-8-2-2- Sous sollicitations horizontales.....	111
IV-8-3- Justification de l'effort normal réduit.....	113
IV-8-4- Vérification vis-à-vis des déformations.....	113
IV-8-5- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	115
IV-8-6- Justification de la largeur des joints sismiques.....	117
IV-9- Conclusion.....	117

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V-1- Etude des poteaux.....	118
V-1-1- Introduction.....	118
V-1-2- Combinaisons des charges.....	118
V-1-2-1- Selon (C.B.A.93).....	118
V-1-2-2- Selon RPA99/version 2003.....	118
V-1-3- Sollicitations dans les poteaux.....	118
V-1-4- Ferrailages des poteaux.....	120
V-1-4-1- Armatures longitudinales.....	120
V-1-4-2- Armatures transversales.....	127
V-1-5- Vérification à l'état limite de service (ELS).....	130
V-1-6- Vérification au flambement.....	133
V-2- Etude des poutres.....	136
V-2-1- Introduction.....	136
V-2-2- Combinaisons des charges.....	136
V-2-2-1- Selon (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91).....	136
V-2-2-2- Selon RPA99/version 2003.....	137
V-2-3- Moments fléchissant et efforts tranchants.....	137
V-2-4- Ferrailage des poutres.....	139
V-2-4-1- Armatures longitudinales.....	139
V-2-4-2- Calcul des armatures transversales.....	147
V-2-5- Vérification à l'état limite de service (ELS).....	149
V-2-6- Justification des poutres aux niveaux des appuis.....	152
V-2-6-1- Appui intermédiaire.....	152
V-2-6-2- Appui de rive.....	153
V-2-7- Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres).....	154
V-2-7-1- Moment résistant dans les poteaux.....	154
V-2-7-2- Moment résistant dans les poutres.....	155
V-2-8- Vérification de la flèche.....	156
V-2-9- Règles concernant les arrêts des armatures.....	157
V-3- Etude des voiles.....	158
V-3-1- Introduction.....	158
V-3-2- Combinaisons des charges.....	158

V-3-2-1- Selon (C.B.A.93).....	158
V-3-2-2- Selon RPA99/version 2003.....	158
V-3-3- Recommandation du RPA99/Version 2003.....	158
V-3-3-1- Armatures verticales (Principales).....	159
V-3-3-2- Armatures horizontales (secondaires).....	159
V-3-3-3- Armatures transversales.....	159
V-3-3-4-Règles communes.....	159
V-3-4- Disposition des voiles.....	160
V-3-5- Calcul des armatures.....	160
V-3-5-1- Armatures verticales.....	160
V-3-5-2- Armatures horizontales.....	164
V-3-5-3- Choix des armatures.....	166
V-4- Conclusion.....	181

Chapitre VI : Etude L'infrastructure

VI-1- Introduction.....	182
VI-2- Contrainte admissible du sol.....	182
VI-3-Combinaisons des charges.....	182
VI-4-Choix du type de fondation.....	182
VI-5- Etudes des semelles isolées.....	183
VI-5-1- Pré dimensionnement des semelles isolées.....	183
VI-5-2- Vérification de chevauchement entre semelles isolées.....	183
VI-6- Etudes des semelles filantes.....	184
VI-6-1- Pré dimensionnement des semelles filantes.....	184
VI-6-2- Vérification de chevauchement entre semelles filantes.....	184
VI-7- Etudes d'un radier général.....	185
VI-7-1- Modélisation du radier.....	185
VI-7-2- Radier dalle.....	185
VI-7-2-1- Pré dimensionnement du radier dalle.....	185
VI-7-2-2- Vérification nécessaire.....	187
VI-7-3- Radier nervuré.....	187
VI-7-3-1- Pré dimensionnement du radier nervuré.....	188
VI-7-3-2- Vérification de la stabilité du radier.....	188
VI-7-3-3- Moments fléchissant du radier nervuré.....	191

VI-7-3-4- Armatures longitudinales du radier nervuré.....	191
VI-7-3-5- Vérification à l'tat limite de service (ELS) du radier nervuré.....	192
VI-7-3-6-Armatures de la nervure.....	194
VI-7-3-7- Vérification de la nervure.....	196
VI-8- Mur de soutènement.....	197
VI-8-1- Introduction.....	197
VI-8-2- Pré-dimensionnement du mur.....	197
VI-8-3- Caractéristiques géotechniques du sol.....	198
VI-8-4- Evaluation des charges et des surcharges.....	198
VI-8-4-1- Forces et moments de renversement.....	198
VI-8-4-2- Forces et moments stabilisants.....	200
VI-8-5- Vérification de la stabilité du mur.....	201
VI-8-5-1- Vérification au glissement.....	201
VI-8-5-2- Vérification au renversement.....	201
VI-8-5-3- Vérification au poinçonnement.....	201
VI-8-5-4- Conclusion.....	202
VI-8-7- Ferrailage du mur de soutènement.....	202
VI-8-7-1- Armatures longitudinales.....	202
VI-8-7-2- Armatures de répartition.....	203
VI-8-8- Vérification à l'tat limite de service (ELS).....	203
VI-8-9-Vérification de la nécessité d'armatures d'âme.....	203
VI-9- Conclusion.....	204

Chapitre VII : Etude managériale.

VII-1- Introduction	205
VII-2- Discipline du management des projets.....	206
VII-2-1- Le projet.....	206
VII-2-2- Management de projet.....	207
VII-2-3- Rôle du gestionnaire de projet (Le manager)	207
VII-2-4- Cycle de vis d'un projet de construction	207
VII-3- Présentation de notre projet.....	208
VII-3-1- Le acteurs de notre projet.....	209
VII-3-2- Matrice des responsabilités (RACI).....	211
VII-4- Planification de notre projet	211

VII-4-1- La matrice des priorités (MPP)	212
VII-4-2- Works breakdown structure (WBS).....	212
VII-4-3- Diagramme de Gantt.....	213
VII-4-3-1- Détermination des ressources humaines	213
VII-4-3-2- Détermination des ressources matérielles	214
VII-4-3-3- Estimation de la durée des activités	214
VII-4-4-4- Utilisation de logiciel de la planification (MS Project).....	215
VII-5- Le devis quantitatif - estimatif de notre projet.....	216
VII-5-1- Méthode de calcul.....	216
VII-5-2- Calcul de devis quantitatif.....	218
VII-5-2-1- Devis quantitatif des armatures.....	218
VII-5-2-2- Devis quantitatif du béton.....	218
VII-5-2-3- Devis quantitatif de la maçonnerie.....	219
VII-5-2-4- Devis quantitatif du hourdis.....	219
VII-5-3- Calcul de devis quantitatif - estimatif de notre projet.....	219
VII-5-4- Calcul du coût des logements par la méthode paramétrique	228
VII-6- Le management des risques	229
VII-6-1- Définition de management des risques.....	229
VII-6-2- Définition de risque.....	229
VII-6-4- Stratégie de réponse aux risques.....	230
VII-6-4-1- Identification du risque	231
VII-6-4-2- Évaluation du risque.....	231
VII-6-4-3- Développement d'une réaction au risque.....	231
VII-6-4-4- Contrôle de la réponse au risque	231
VII-6-5- Classification des risques présentant dans notre projet.....	232
VII-7- Conclusion.....	233

CONCLUSION GENERALE.

REFERENCE BIBIOGRAPHIQUES.

ANNEXE A

ANNEXE B

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I-1 : Dimensions en élévation.....	1
Tableau I -2: Caractéristiques du bâtiment.....	2
Tableau I-3 : Revêtement utilisés dans la réalisation.....	4
Tableau I-4: Valeur d'enrobage suivant la nature de l'ouvrage.....	11
Tableau I-5: Caractéristiques du béton et de l'acier	12
Tableau II-1 : Descente de charge du plancher corps creux de RDC.....	18
Tableau II-2 : Descente de charge du plancher de la dalle pleine de RDC.....	18
Tableau II-3 : Descente de charge du plancher corps creux d'étage courant.....	19
Tableau II-4 : Descente de charge du plancher de la dalle pleine d'étage courant.....	19
Tableau II-5 : Descente de charge du plancher corps creux de terrasse inaccessible.....	20
Tableau II-6: Descente de charge du Plancher Dalle pleine de Terrasse inaccessible.....	20
Figure II-7: Descente de charge du Plancher Dalle pleine de balcon.....	21
Tableau II-8 : Descente de charge de la maçonnerie extérieur.....	22
Tableau II-9 : Descente de charge de la maçonnerie intérieur	22
Tableau II-10 : Dimensions et vérification des poteaux.....	26
Tableau III-1 : Schéma statique de poutrelles du RDC.....	30
Tableau III-2 : Types des poutrelles Etage courant et Terrasse.....	31
Tableau III-3 : Charges et surcharge des poutrelles.....	32
Tableau III-4 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau du RDC.....	36
Tableau III-5 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de l'étage courant.....	36
Tableau III-6 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de la terrasse.....	37
Tableau III-7 : Ferrailages calculés pour les poutrelles du RDC.....	39
Tableau III-8 : Ferrailages calculés pour les poutrelles de l'étage courant.....	39
Tableau III-9 : Ferrailages calculés pour les poutrelles de la terrasse.....	40
Tableau III-10 : Ferrailages adopté pour les poutrelles de RDC.....	40
Tableau III-11 : Ferrailages adopté pour les poutrelles de l'étage courant et la terrasse.....	40
Tableau III-12 : les valeurs des contraintes tangentielles.....	41
Tableau III-13 : Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.....	43
Tableau III-14 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.....	43
Tableau III-15 : Les contraintes dans le béton.....	45
Tableau III-16 : Les valeurs des flèches des poutrelles.....	46
Tableau III-17 : Charges et surcharge des dalles pleines.....	48

Tableau III-18 : Moment fléchissant de la dalle pleine.....	50
Tableau III-19 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.....	50
Tableau III-20 : Les contraintes dans le béton.....	51
Tableau III-21 : Les contraintes tangentés.....	52
Tableau III-22 : Charges et surcharge de la dalle d'ascenseur.....	55
Tableau III-23 : Charges et surcharge de la machine.....	55
Tableau III-24 : Résultats de calcul.....	58
Tableau III-25 : Moment fléchissant de la dalle pleine.....	60
Tableau III-26 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.....	60
Tableau III-27 : Les contraintes dans le béton.....	62
Tableau III-28 : Charges et surcharge de la paillasse.....	67
Tableau III-29 : Charges et surcharge du palier.....	67
Tableau III-30 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELU.....	69
Tableau III-31 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELS.....	69
Tableau III-32 : Armatures longitudinales et espacement adoptée.....	70
Tableau III-33 : Charges et surcharges de la paillasse.....	72
Tableau III-34 : Charges et surcharge du palier.....	73
Tableau III-35 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELU.....	73
Tableau III-36 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELS.....	73
Tableau III-37 : Ferrailage calculé en appui et en travée.....	73
Tableau III-38 : Armatures longitudinales et espacement adoptée.....	74
Tableau III-39 : Les contraintes dans le béton en appui et en travée.....	74
Tableau III-40 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELU.....	76
Tableau III-41 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELS.....	77
Tableau III-42 : Ferrailage calculé en appui et en travée.....	77
Tableau III-43 : Armatures longitudinales et espacement adoptée.....	77
Tableau III-44 : Les contraintes dans le béton en appui et en travée.....	78
Tableau III-45 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELU.....	79
Tableau III-46 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELS.....	79
Tableau III-47 : Ferrailage calculé en appui et en travée.....	80
Tableau III-48 : Armatures longitudinales et espacement adoptée.....	80
Tableau III-49 : Les contraintes dans le béton et dans l'acier en appui et en travée.....	80
Tableau III-50 : Charges et surcharges au niveau du balcon	83
Tableau III-51 : Charges de murs au niveau du balcon	83

Tableau IV-1 : Coefficient C_T	96
Tableau IV-2: Périodes et participation massique du modèle initial.....	98
Tableau IV-3 : Périodes et participation massique de la première disposition des voiles.....	100
Tableau IV-4 : Périodes et participation massique de la deuxième disposition des voiles.....	101
Tableau IV-5 : Périodes et participation massique de la troisième disposition des voiles.....	101
Tableau IV-6 : Périodes et participation massique de la quatrième disposition des voiles...	102
Tableau IV-7 : Périodes et participation du modèle finale.....	102
Tableau IV-8 : Coefficient d'accélération de notre structure.....	103
Tableau IV-9 : Pourcentage d'amortissement critique.....	104
Tableau IV-10 : Période caractéristique associée au site.....	104
Tableau IV-11 : Periode choisie pour le calcul du (D).....	104
Tableau IV-12 : Les critères de qualité (q).....	105
Tableau IV-13 : Les poids de la structure.....	107
Tableau IV-14 : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales.....	109
Tableau IV-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	110
Tableau IV-16 : Justification de l'interaction due aux charges verticales.....	111
Tableau IV-17 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales (V_x).....	112
Tableau IV-18 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales (V_y).....	112
Tableau IV-19 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.....	113
Tableau IV-20 : Vérification des déplacements inter étages.....	114
Tableau IV-21 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens X-X).....	116
Tableau IV-22 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens Y-Y).....	116
Tableau V-1 : Sollicitations maximales à ELU.....	119
Tableau V-2 : Sollicitations maximales à l'accidentel ($G+Q\pm E$).....	119
Tableau V-3 : Sollicitations maximales à l'accidentel ($0,8G\pm E$).....	120
Tableau V-4: La longueur de la zone nodale.....	121
Tableau V-5 : Les résultats de ferrailage à ELU.....	125
Tableau V-6 : Les résultats de ferrailage à ($G+Q\pm E$).....	125
Tableau V-7 : Les résultats de ferrailage à ($0,8G\pm E$).....	126
Tableau V-8 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/v2003.....	126
Figure V-9 : Ferrailages adopté pour les poteaux.....	127
Tableau V-10 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type.....	127
Tableau V-11 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	128
Tableau V-12 : Section calculée et adoptée des armatures transversales des poteaux.....	130

Tableau V-13 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous $N_{(max)} M_{(corresp)}$	132
Tableau V-14 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous $M_{(max)} N_{(corres)}$	132
Tableau V-15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous $N_{(min)} ; M_{(corresp)}$	133
Tableau V-16 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	134
Tableau V-17 : Armatures et espacements adopté pour les poteaux.....	135
Tableau V-18 : Sollicitations maximales dans les Poutres Principales (A).....	137
Tableau V-19 : Sollicitations maximales dans les Poutres Principales (B).....	138
Tableau V-20 : Sollicitations maximales dans les Poutres Secondaires.....	138
Tableau V-21 : Ferrailages calculés pour la Poutre Principale (A) (45×30) cm^2	141
Tableau V-22 : Ferrailages calculés pour la Poutre Principale (B) : (40×30) cm^2	142
Tableau V-23 : Ferrailages calculés pour la Poutre secondaire : (35×30) cm^2	143
Tableau V-24 : Ferrailages adopté pour les poutres principales et secondaires.....	145
Tableau V- 25 : la longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier.....	146
Tableau V-26 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier....	146
Tableau V-27 : les valeurs des contraintes tangentielles.....	147
Tableau V-28 : Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.....	149
Tableau V-29 : Armatures transversales et espacements adoptés.....	149
Tableau V-30 : Contraintes dans le béton et les aciers des poutres.....	151
Tableau V-31 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis intermédiaire.....	152
Tableau V-32 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.....	153
Tableau V-33 : Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau.....	155
Tableau V-34 : Moments résistants ultimes des poutres principales (A) et des poteaux.....	155
Tableau V-35 : Les valeurs des flèches des poutres.....	156
Tableau V-36 : Vérification des voiles au cisaillement.....	164
Tableau V-37 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (1).....	167
Tableau V-38 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (2).....	168
Tableau V-39 : Sollicitation et ferrailages calculés du voile (3).....	169
Tableau V-40 : Sollicitation et ferrailages calculés du voile (4).....	170
Tableau V-41 : Sollicitation et ferrailages calculés du voile (5).....	171
Tableau V-42 : Sollicitation et ferrailages calculés du voile (6).....	172
Tableau V-43 : Sollicitation et ferrailages calculés du noyau (7-1).....	173
Tableau V-44 : Sollicitation et ferrailages calculés du noyau (7-2).....	174
Tableau V-45 : Sollicitation et ferrailages calculés du noyau (7-3).....	175
Tableau V-46 : Sollicitation et ferrailages calculés du voile (8).....	176

Tableau V-47 : Sollicitation et ferrailages calculés du voile (9).....	177
Tableau V-48 : Sollicitation et ferrailages calculés du voile (10).....	178
Tableau V-49 : Sollicitation et ferrailages calculés du voile (11).....	179
Tableau V-50 : Sollicitation et ferrailages calculés du voile (12).....	180
Tableau VI-1 : Pré dimensionnement du radier et vérification des contraintes.....	187
Tableau VI-2 : Vérification des contraintes.....	189
Tableau VI-3 : Les contraintes tangentes.....	190
Tableau VI-4 : Moment fléchissant du radier.....	191
Tableau VI-5 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.....	192
Tableau VI-6 : Espacement minimal.....	192
Tableau VI-7 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.....	193
Tableau VI-8 : Sollicitations maximales au niveau des nervures.....	194
Tableau VI-9 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.....	195
Tableau VI-10 : Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.....	195
Tableau VI-11 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.....	196
Tableau VI-12 : Caractéristiques géotechniques du sol.....	199
Tableau VI-13 : Contrainte dues au sol et surcharges.....	199
Tableau VI-14 : Forces et moments de renversement à ELU et à ELS.....	200
Tableau VI-15 : Forces et moments stabilisants à ELU et à ELS.....	200
Tableau VI-16 : Moment fléchissant et efforts tranchants.....	202
Tableau VI-17 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.....	202
Tableau VI-18 : Les contraintes dans le béton et dans les armatures.....	203
Tableau VI-19 : Vérification au cisaillement.....	203
Tableau VII-1 : Les missions des acteurs du projet.....	210
Tableau VII-2 : La matrice RACI.....	211
Tableau VII-3 : Matrice des priorités.....	212
Tableau VII-4 : Nombre des effectifs.....	213
Tableau VII-5 : Ressources matérielles.....	214
Tableau VII-6 : La durée de quelque tâche.....	215
Tableau VII-7 : Quantité des armatures.....	218
Tableau VII-8 : Quantité du béton.....	218
Tableau VII-9 : Quantité de la maçonnerie.....	219
Tableau VII-10 : Quantité du hourdis.....	219

Tableau VII-11 : Devis quantitatif et estimatif.....	219
Tableau VII-12 : Le prix de chaque catégorie des logements.....	227
Tableau VII-13 : Le prix de chaque catégorie des locaux.....	228
Tableau VII-14 : Le prix de chaque catégorie de logement par la méthode paramétrique....	228
Tableau VII-15 : Le montant total du bâtiment par la méthode paramétrique.....	229
Tableau VII-16 : Risques probables et action à entreprendre.....	232
Tableau VII-17 : Matrice de gravité des risques.....	233

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : La vue en plan de la structure.....	2
Figure I -2 : Résistance du béton à la traction en fonction de celle à la compression.....	8
Figure I-3 : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.....	8
Figure I-4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.....	9
Figure I-5 : Diagramme contraintes- déformations d'aciers.....	11
Figure II-1 : Plancher à corps creux.....	14
Figure II-2 : Types des poutrelles pour Etage courant et Terrasse.....	14
Figure II-3 : Dimensions d'une poutrelle.....	15
Figure II-4 : Le plus grand panneau.....	15
Figure II-5 : Plancher à Dalle pleine.....	16
Figure II-6 : Dimensions de l'acrotère.....	16
Figure II-7 : Plancher Corps creux RDC.....	17
Figure II-8 : Plancher Dalle pleine de RDC.....	18
Figure II-9 : Plancher Corps creux Terrasse inaccessible.....	19
Figure II-10 : Plancher à Dalle pleine de terrasse inaccessible.....	20
Figure II-11 : Dalle pleine de balcon.....	21
Figure II-12 : Mur extérieur (double paroi).....	21
Figure II-13 : Mur extérieur (simple paroi).....	22
Figure II-14 : Types et dimensions de poutres principales.....	24
Figure II-15 : Dimensions de la poutre secondaire.....	24
Figure II-16 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.....	25
Figure II-17 : Types et dimensions des poteaux.....	27
Figure II-18 : Coupe de voile.....	27
Figure III-1 : Types des poutrelles pour RDC.....	30
Figure III-2 : Types des poutrelles pour Etage courant et Terrasse.....	31
Figure III-3 : Dimensions d'une poutrelle.....	37
Figure III-4 : Ferrailage de la dalle de compression.....	47
Figure III-5 : Armatures en appui et en travée des poutrelles.....	47
Figure III-6 : Le panneau le plus sollicité.....	48
Figure III-7 : Armatures de la dalle pleine	52
Figure III-8 : Dimension de la cabine.....	53

Figure III-9 : Système de fonctionnement de l'ascenseur.....	54
Figure III-10 : La zone d'impact.....	56
Figure III-11 : Dimensions de la charge concentrée.....	57
Figure III-12 : Ferrailage longitudinales de la dalle machine	63
Figure III-13 : Types des escaliers.....	65
Figure III-14 : Vue en plan de l'escalier type (1).....	65
Figure III-15 : Les dimensions de la volée (A).....	66
Figure III-16 : Les dimensions de la volée (B).....	72
Figure III-17 : Vue en plan de l'escalier type (2).....	75
Figure III-18 : Dimensions de la volée (C).....	75
Figure III-19 : Dimensions de la volée (D).....	78
Figure III-20 : Armatures longitudinales et de répartition pour l'escalier1/volée A.....	81
Figure III-21 : Schéma statique du balcon.....	82
Figure III-22 : Ferrailage du balcon.....	86
Figure III-23 : L'Acrotère.....	87
Figure III-24 : Ferrailage de l'acrotère.....	92
Figure IV-1 : Modèle initiale de la structure.....	97
Figure IV-2 : (Principe de l'interaction Voile - Portique).....	99
Figure IV-3 : La première disposition des voiles.....	100
Figure IV-4 : La deuxième disposition des voiles.....	100
Figure IV-5 : La troisième disposition des voiles.....	101
Figure IV-6 : La quatrième disposition des voiles.....	101
Figure IV-7 : Le modèle finale.....	102
Figure IV-8 : Modèle finale (Portique-Voiles).....	103
Figure IV-9 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement.....	106
Figure IV-10 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE).....	109
Figure IV-11 : Le joint sismique.....	117
Figure V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux).....	121
Figure V-2 : Ferrailage des poteaux (Etage 2).....	135
Figure V-3 : Types et emplacement des poutres.....	137
Figure V -4 : La zone nodale (Poteau-Poutre).....	154
Figure V-5 : Les arrêts des chapeaux.....	157
Figure V-6 : Ferrailage de la poutre (A) de RDC.....	157
Figure V-7 : Disposition des voiles.....	160

Figure V-8 : Voile soumis à la flexion composée.....	161
Figure V-9 : Ferrailage du voile 10 au niveau du 2 ^{ème} étage.....	181
Figure VI-1 : Dimensions de la semelle isolée.....	183
Figure VI-2 : Semelle filante sous portique central.....	184
Figure VI-3 : Modèle initial du radier.....	186
Figure VI-4 : Radier nervuré.....	188
Figure VI-5 : La zone d'impact.....	189
Figure VI-6 : Ferrailages longitudinales du radier (coupe-XX).....	193
Figure VI-7 : Dimensions des nervures.....	194
Figure VI-8 : Ferrailage des nervures.....	197
Figure VI-9 : Les dimensions du mur.....	198
Figure VI-10 : Diagramme des contraintes.....	199
Figure VI-11 : Les charges stabilisantes.....	200
Figure III-12 : Ferrailage de mur de soutènement	204
Figure VII-1 : Triangle d'Or du projet.....	206
Figure VII-2 : Les phases de notre projet.....	208
Figure VII-3 : Les acteurs de notre projet.....	209
Figure VII-4 : Outils utilisés planifier.....	212
Figure VII-5 : Livrables de notre projet.....	213
Figure VII-6 : Le planning de notre projet.....	216
Figure VII-7 : Modèles d'estimation des coûts et leur application. [4].....	217
Figure VII-8: Les paramètres d'un risque.....	229
Figure VII-9 : Les risques pendant les phases du projet. [2].....	230
Figure VII-10 : Processus de gestion des risques.....	230

LISTE DES NOTATIONS

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

L_i : Longueur du porté.

M_0 : Moment isostatique.

M_A : Moment en appui.

M_t : Moment en travée.

V : Effort tranchant.

A_{st} : Section de ferrailage.

A_{sc} : Armatures de compression.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement du béton.

T_u : Effort tranchant.

$\emptyset T$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset l$: Diamètre des armatures longitudinales.

S_t : Espacement entre cadre.

A_s : Section d'arm d'appui de rive.

F_e : Limite élastique d'acier.

γ : Poids de béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contraintes dans le béton admissible.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contraintes acier admissible.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

n : Coefficient d'équivalence.

ν : Coefficient de poisson.

M_s : Moment à l'état de service.

M_u : Moment à l'état ultime.

X : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche sous chargement instantané.

f_v : Flèche sous chargement de longue durée.

\overline{f} : Flèche admissible.

$E_{i\ 28}$: Déformation instantanée.

$E_{v\ 28}$: Déformation instantanée.

f_{t28} : Résistance de traction du béton.

f_{c28} : Résistance de compression du béton.

f_{bc} : Contrainte du béton.

g : Largeur de marche (giron).

ρ : Masse volumique.

R_i : Réactions d'appuis.

A_r : Armatures de répartition.

S : Surface.

U : Périmètre de la section.

N : Effort normale.

T : Période.

C_T : Coefficient du système de contreventement.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ε : Pourcentage d'amortissement.

W_T : Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

A : Coefficient d'accélération.

R : Coefficient de comportement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

B : Section transversale des poteaux.

$\delta_{(ek)}$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques.

$\Delta_{(k)}$: Déplacement relatif au niveau (K).

h_e : Hauteur de l'étage.

e : L'excentricité.

L_r : Longueur de recouvrement.

λ_g : L'élancement géométrique.

l_f : Longueur de flambement.

$(a ; b)$: Dimensions du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur.

N_d : Effort normal maximal appliqué sur une section.

Br : Section réduite du poteau obtenue.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

r : Rayon de courbure.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

l_s : Longueur de scellement droit.

ψ : Coefficient d'ancrage.

L_D : Longueur développée de l'ancrage.

A_v : Section d'armature verticale.

$\bar{\sigma}_{Admissible}$: Contrainte admissible du sol.

h_r : Hauteur du radier dalle.

K : Coefficient de raideur du sol

INTRODUCTION

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de (BOUMERDES) du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Le présent travail est une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, (habitation et commerce) composé d'un Sous-sol, Rez-de-chaussée et dix étages, il est contreventé, par un système mixte (Portiques - voiles) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

L'étude de notre projet, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité de la structure en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, Poutres, Voile) aux différentes sollicitations (compression, flexion, cisaillement).

Le bâtiment étant irrégulier de par sa forme, il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de calculs informatiques. Le but de cette étude est donc de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires et d'évaluer le comportement réel de la structure. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les éléments de la structure. Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (RPA99/Version2003 ; C.B.A.93 ; BAEL91) qui se basent sur la connaissance des matériaux (Béton et Acier). Les règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le travail qui nous a été confié consiste à deux parties principales :

- ❖ Une étude technique concerne l'analyse et le dimensionnement du bâtiment.
- ❖ Une étude managériale qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de définir le délai et le coût global du projet.

On commence notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiment.

Ensuite, on fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux sous les charges permanents et les charges d'exploitations et on calcul les éléments secondaires comme les planchers, les escaliers et l'acrotère.

Puis, on fera l'étude dynamique par le logiciel de calcul SAP2000, et on calcul les éléments structuraux sous les sollicitations et les combinaisons les plus défavorables qui ont été exigées par les règlements (RPA99/Version2003 et C.B.A.93), l'étude dynamique sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.

Une étude managériale s'avère nécessaire dans ce Projet Fin d'Etude, elle sera consacrée à la planification de notre projet afin d'atteindre nos objectifs en termes de coût et délai, suivie d'un management des risques de notre projet.

Enfin, on termine par une conclusion générale.

Chapitre 1

Présentation du projet

I-1- Introduction :

Les objectifs de cette étude sont avant tout d'assurer la stabilité de la structure et par conséquent d'assurer la sécurité des usagers. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) et aux différentes sollicitations (flexion, compression, traction) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Pour le calcul de ces éléments (poteaux, poutres, voiles), on se base sur les règlements et les méthodes connues, (C.B.A.93 ; RPA99/Version2003 ; B.A.E.L.91 ; DTR), ces derniers s'appuient sur la connaissance des matériaux, le pré dimensionnement et le ferrailage.

I-2- Présentation de l'ouvrage :

Nous avons choisi d'étudier un projet de construction de logements socio-participatifs en béton armé. Ce projet contient 9 blocs séparés par un joint parasismique et il se compose de 210 logements, un sous-sol parking de 100 places et RDC de 50 locaux commerciaux. Il est réalisé à Hai El Yamine, commune de BIR EL DJIR, wilaya d'ORAN.

Nous sommes chargés d'étudier le bloc A1 qui est composé de:

- ❖ Sous-sol : destiné comme parking sous-terrain (20 places).
- ❖ Rez-de-chaussée : commercial (8 locaux).
- ❖ Dix étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau :
 - F3a : Surface habitable : 69,03m²
 - F4a : Surface habitable : 79,54m²
 - F4b : Surface habitable : 77,18m²
 - F3b : Surface habitable : 58,78m²

I-2-1- Caractéristiques géométriques de la structure :**I-2-1-1- Dimensions en élévation :**

La structure présente une régularité en élévation.

Tableau I-1 : Dimensions en élévation.

Hauteur (Sous-sol)	4,08 m
Hauteur (RDC)	4,08 m
Hauteur (étage courant)	3,06 m
Hauteur totale de bâtiment	38,76 m

I-2-1-2- Dimensions en plan :

La structure présente une forme irrégulière en (L), dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après:

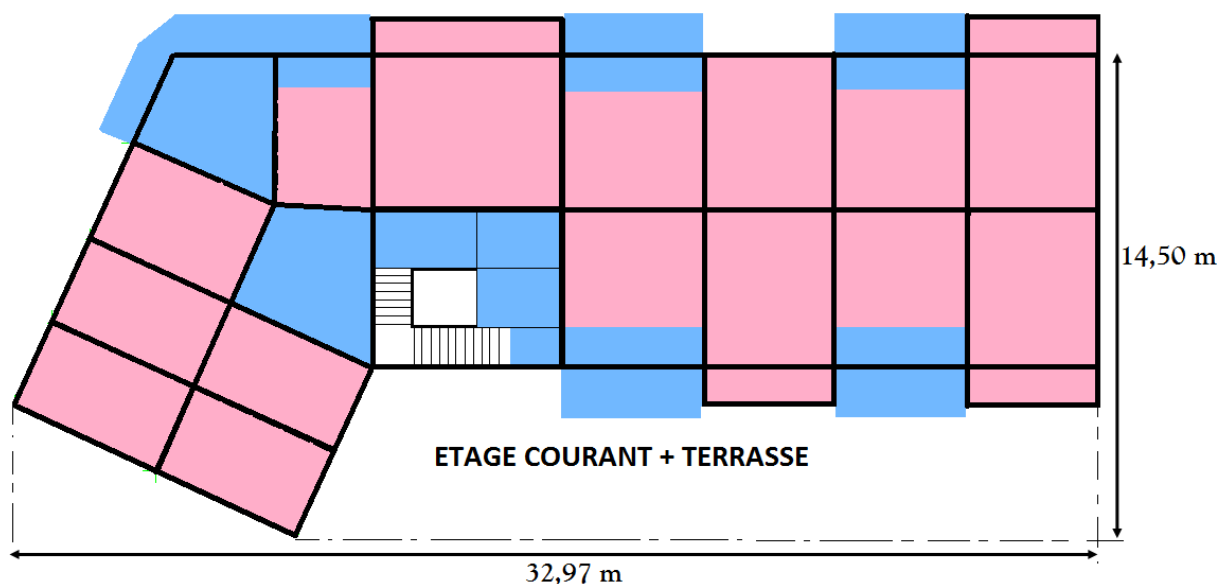


Figure I-1 : La vue en plan de la structure.

Tableau I-2 : Caractéristiques du bâtiment en plan.

La longueur du bâtiment	32,97 m
La largeur du bâtiment	14,50 m
La surface totale du bâtiment	322,77 m ²
Cage d'escaliers	9,00 m ²
Gaine d'ascenseurs	3,60 m ²

I-3- Classification de l'ouvrage :**I-3-1- Selon les zones sismiques :** D'après RPA 99/version 2003 :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones. Notre bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa), wilaya d'ORAN.

I-3-2- Selon leur importance : D'après RPA 99/version 2003 :

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre groupes définis dans le RPA99/Version 2003.

Notre bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

I-3-3- Selon le site : D'après RPA 99/version 2003

Les sites sont classés en quatre (4) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

D'après les informations qu'on a reçues, notre site est considéré comme meuble (S3).

I-4- Conception de la structure:

La bonne conception permettra une meilleure résistance des ouvrages aux séismes, c'est à ce jour la seule stratégie efficace d'où la réglementation parasismique.

I-4-1- Ossature de l'ouvrage: D'après RPA99/Version 2003 :

La structure est en béton armé, elle est contreventée et constituée de portique (c'est-à-dire de poutres et de poteaux) et de voiles. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I-4-2- Planchers :

Les planchers sont des surfaces composites horizontaux destinées à séparer deux niveaux successifs dans une construction et supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et des surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs et transmettre aussi des efforts horizontaux aux éléments de contreventement, ont aujourd'hui d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité (protection incendie) et à l'esthétique.

Les planchers dans notre projet sont réalisés en deux types :

Les planchers à corps creux : Pour RDC, étages courants et terrasse.

Les planchers à corps creux sont composés de trois éléments principaux :

- ❖ Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu.
- ❖ Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- ❖ Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Les plancher à dalle pleine: Notre structure est irrégulière en plan, elle contient des panneaux de forme triangulaire et trapézoïdale au niveau du RDC, étage courant et terrasse, Pour cela nous avons réalisé des plancher à dalles pleine pour faciliter la mise en œuvre et

dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.. Les dalles pleines sont utilisées aussi pour la construction des balcons et de la dalle d'ascenseur.

La dalle pleine une plaque en béton armé qui peut reposer sur des appuis constitués par des poutres ou voiles, la dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface, le ferrailage est simple et facile à poser, cependant la dalle est un élément plan, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

I-4-3- Maçonneries :

Un mur en maçonneries est une structure verticale composée par l'assemblage d'éléments de petites dimensions, montés en lits horizontaux et à joints croisés, liés entre eux par joint de mortier, les différentes fonctions d'un mur : Séparation - Protection - L'isolation - Esthétique.

On distingue dans notre projet deux types de murs :

Murs extérieurs : Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10 et 15 cm) d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.

Murs intérieurs : Les murs intérieurs sont réalisés en briques creuses de 10 cm.

Murs de séparation : Les murs de séparation entre logement sont réalisés en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

I-4-4- Revêtement :

Le revêtement est un élément qui recouvre une surface, pour la protéger, la consolider.

Etage Courant	Etage Terrasse
Carrelage. Mortier de pose. Lit de sable. Enduit en plâtre. Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et plafonds	Protection gravillon. Forme de pente. Etanchéité multicouche. Isolation thermique. Enduit en plâtre.

Tableau I-3 : Revêtement utilisés dans la réalisation.

I-4-5- Isolation :

On distingue dans notre projet deux types d'isolations :

L'isolation acoustique : L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique : L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I-4-6- Escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers :

- ❖ Un escalier à deux volées droites perpendiculaire et à un palier intermédiaire.
- ❖ Un escalier balancé à quartier tournant haut.

I-4-7- Acrotère :

Dans notre structure, la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I-4-8- Gaine d'ascenseurs:

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

I-4-9- Fondations :

Les fondations devront être capables de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales de la superstructure, ils devront limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs. Dans notre étude, nous sommes passé à un calcul avec fondation sur radier nervuré, ce dernier a été calculé comme un plancher renversé.

I-5- Caractéristiques géotechniques du sol :

Les reconnaissances et l'étude de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée.

D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LCT), La contrainte admissible du sol est : $\sigma = 2,10$ bars.

I-6- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux choisis pour construire notre structure sont : Béton et Aciers. Le béton est un matériau très résistant en compression mais faible en traction et au cisaillement et en plus présente un comportement fragile à la rupture, pour compenser ce déséquilibre, on incorpore dans la masse de béton des barres d'armature en Aciers destinées à reprendre ces efforts.

La réunion de ces deux matériaux constitue le Béton armé, Ce dernier joue incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes, il supporte naturellement les secousses.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre des divers critères tel que la souplesse d'utilisation, la résistance mécanique, la capacité à dissiper l'énergie, la résistance au feu, l'intérêt économique, la disponibilité et la facilité de la mise en œuvre et en fin la durabilité.

I-6-1- Le Béton :

Le béton est un mélange de plusieurs composants: ciment, eau, granulats et le plus souvent adjuvants qui constituent un ensemble homogène. Les composants sont très différents, leurs masses volumiques vont dans les bétons courants, de 1 (eau) à 3 (ciment) t/m³, les dimensions de leurs grains s'échelonnent de 0,5 µm (grains les plus fins du ciment) à 25 mm (gravillons), la fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

I-6-1-1-Caractéristiques et avantages de béton :

Pour réaliser un élément d'ouvrage en béton armé, il faut passer par les opérations suivantes :

- ❖ Exécution d'un coffrage métallique.
- ❖ La mise en place des armatures dans le coffrage.
- ❖ Mise en place du béton dans le coffrage.
- ❖ Décoffrage après durcissement du béton.

Le béton armé a plusieurs avantages tel que :

- ❖ Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- ❖ Résistance aux agents atmosphériques, assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- ❖ Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

I-6-1-2-Les matériaux composant le béton :

❖ **Ciment :**

Le ciment est un liant hydraulique (qui durcit sous l'action de l'eau), Aujourd'hui le plus souvent employé dans la confection du béton armé, dallages, enduits et mortiers. Les ciments

sont actuellement classés sous la dénomination "CEM" en fonction de leur teneur en clinker et d'autres composants (chaux, fumées de silice, pouzzolane, laitier de hauts fourneaux), il est le résultat à l'origine de la réaction endothermique entre du calcaire et de l'argile.

Le ciment utilisé est le CPJ 325 avec un dosage de 350 kg/m^3 .

❖ **Granulats :** Les granulats comprennent les sables et les graviers :

Sables : Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation de matériaux d'origine minérale (essentiellement des roches) dont la dimension est comprise entre 0,063mm et généralement inférieure à 5 mm , un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

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

Adjuvent : Un super plastifiant est un adjuvant pour matériaux cimentaires tels que les coulis, les mortiers de ciment et les bétons de ciment. Il est utilisé pour diminuer la quantité d'eau qu'ils contiennent à l'état frais et ainsi augmenter leur résistance mécanique à l'état durci.

I-6-1-3- Résistances mécaniques du béton :

Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à (j) jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPJ325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

D'après C.B.A.93 :

Pour un nombre de jour ($j < 28$), la résistance f_{cj} des bétons suit les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{Pour des résistances } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{Pour des résistances } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour un nombre de jour qui dépasse les 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1,1 f_{c28}$.

❖ **Résistance caractéristique à la traction** : D'après C.B.A.93 :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Avec f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à «j» jours exprimée en MPa.

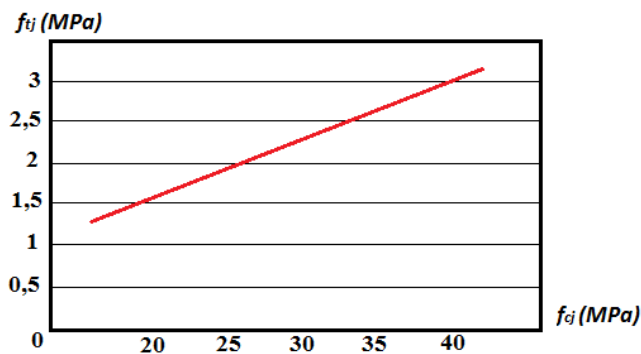


Figure I-2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

I-6-1-4- Contraintes et déformations : D'après C.B.A.93 :

- ❖ **Etats limites ultimes** : Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ε_{bc}) du béton aux l'état limite ultime (ELU) réglementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE-RECTANGLE" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme Parabole Rectangulaire : C'est un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

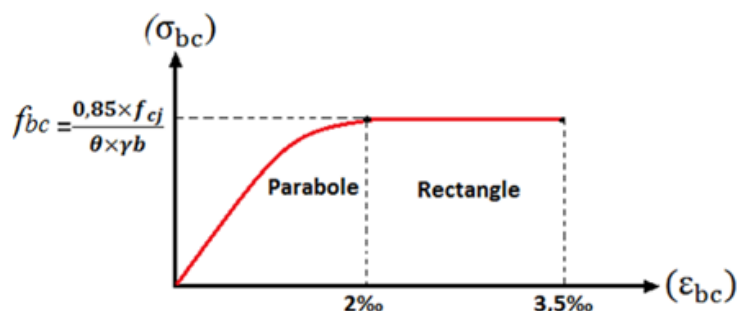


Figure I-3 : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.

f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression Pour $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité : ($\gamma_b = 1,5$ cas général) et ($\gamma_b = 1,15$ cas accidentel).

$\theta = 1$ (lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions est > 24 h).

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 h.

- ❖ **Etat limite de service :** La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

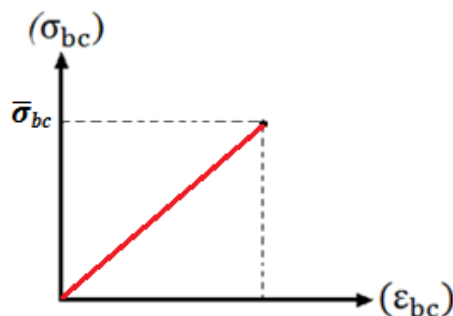


Figure I-4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS

- ❖ **Module de déformation longitudinal du béton :**

Module de déformation instantanée : (E_{ij})

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Module de déformation différée : (E_{vj})

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par la formule :

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

- ❖ **Module de déformation transversale du béton :**

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale : Coefficient de poisson $\rightarrow \nu = (\Delta a / a) / (\Delta l / l)$

Avec : (Δa : Déformation relative transversale) ; (Δl : Déformation relative longitudinale).

D'après le C.B.A.93, Il est pris égale à : $\begin{cases} \nu = 0,2 & \text{Pour} \rightarrow \text{ELS} \\ \nu = 0 & \text{Pour} \rightarrow \text{ELU} \end{cases}$

I-6-2- Les Aciers :

L'acier est un fer allié à une quantité de carbone comprise entre 0,05 et 2 %, la densité est de (7,85) obtenu par affinage de la fonte (abaissement de la teneur en carbone). Il possède de bonnes caractéristiques mécaniques (résistance à la traction allant de 200 à 2 000 MPa) mais il

est sensible à la corrosion par oxydation. Il est caractérisé par sa nuance, correspondant à une limite élastique exprimée en N/mm ou MPa.

I-6-2-1- Types d'aciers pour béton armé : En fonction de leur forme :

❖ **Les aciers ronds lisses (RL) :**

L'acier se forme de barre, en principe d'une longueur de 12 m et une section circulaire, ils ont une surface qui est lisse. Les diamètres généralement utilisés sont : (6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 ; 40 mm)

Les ronds lisses sont utilisés en deux nuances (catégories), qui sont notées par :

(FeE220 ou FeE215 → Fe = 215 MPa) et (FeE240 ou FeE235 → Fe = 235 MPa)

❖ **Les aciers à haute adhérence (HA) :**

Les barres à haute adhérence ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures d'une hauteur de 0,5 à 3 mm (la hauteur est suivant le diamètre) pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton. Les diamètres ou les barres à haute adhérence utilisés sont : 6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 ; 40 mm. Les hautes adhérences se divisent en deux nuances : (FeE400 → Fe = 400 MPa) et (FeE500 → Fe = 500 MPa).

❖ **Les treillis soudés (TS) :**

Certain élément dans le béton armé tel que les dalles, les murs voile sont armé suivant deux directions perpendiculaire. On utilise pour cela les treillis soudés qui sont constitués par des fils se croisant et qui seront soudés aux points du croisement. Les diamètres couramment utilisés sont les suivants : 6 - 8 - 10 mm avec des espacements entre fils (100 - 200 mm).

I-6-2-2-Module d'élasticité longitudinale de l'acier : D'après C.B.A.93 :

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

I-6-2-3- Contrainte limite : D'après C.B.A.93 :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :** Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité (γ_s) qui a les valeurs suivantes :

($\gamma_s = 1,15$ → Cas général) ; ($\gamma_s = 1,00$ → Cas des combinaisons accidentelles).

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivantes :

Fe = 400 MPa → Pour les armatures longitudinales.

Fe = 235 MPa → Pour les armatures transversales.

- Cas général → $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ \text{MPa}$ (Contrainte dans les aciers).
- $(\varepsilon_{st}) = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{348}{200000} = 1,73\ \text{‰}$ (Déformation dans les aciers).

- Cas accidentel → $\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$ (Contrainte dans les aciers).
- $(\epsilon_{st}) = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2,00 \text{ ‰}$ (Déformation dans les aciers).

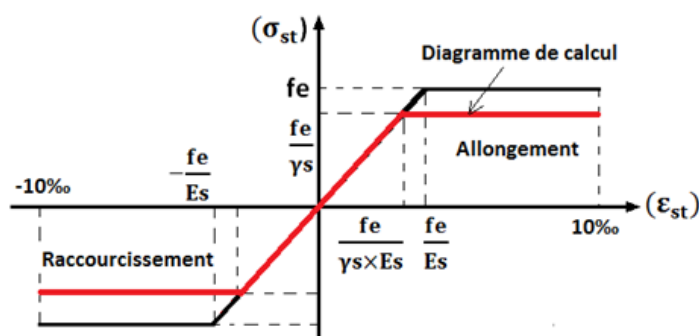


Figure I-5 : Diagramme contraintes- déformations d'aciers.

❖ **Etat limite de service (ELS) :** D'après C.B.A.93 :

Si la fissuration est considérée peu préjudiciable → $\sigma_{st} \leq f_e$

Si la fissuration est considérée préjudiciable → $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Si la fissuration est considérée très préjudiciable → $\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec : (η) Coefficient de fissuration → $\left(\begin{array}{l} (\eta = 1) \text{ Pour les Ronds lisses} \\ (\eta = 1,60) \text{ Pour les Hautes adhérence} \end{array} \right)$

I-6-2-4- Protection des armatures :

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu. Selon le BAEL 91, l'enrobage est donné par :

Tableau I-4 : Valeur d'enrobage suivant la nature de l'ouvrage.

Exposition et nature de l'ouvrage	C (cm)
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, à la destination des ouvrages au contact d'un liquide.	3
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1

I-7- Action et Sollicitations : D'après C.B.A.93 :

I-7-1- Actions : Toute cause produisant un état de contrainte dans la construction :

- Actions permanents : Poids propre ; Poussées des remblais.
- Actions variables : Charge d'exploitation ; Charges appliquées en cours d'exécution
- Actions accidentelles : Séisme ; Chocs des véhicules routiers.

I-7-2- Sollicitations : Les sollicitations sont des forces et des moments produits par les actions dans les éléments d'une construction et on compte :

- (Effort Normal N).
- (Effort Tranchant V).
- (Moment Fléchissant Mf).
- (Couple de Torsion T).

I-8- Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I-5 : Caractéristiques du béton et de l'acier

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
BETON	La résistance du béton à la compression à 28 jours (f_{c28})	25
	La résistance du béton à la traction à 28 jours (f_{t28})	2,1
	Le module d'élasticité instantané (E_{ij})	32164,195
	Le module d'élasticité différé (E_{vj})	10721,39
	Contrainte dans le béton à ELU (f_{bc})	14,17
	Contrainte dans le béton à ELS ($\bar{\sigma}_{bc}$)	15
	Contrainte dans le béton à l'accidentel (f_{bc})	18,48

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
ACIER	La limite élastique des armatures longitudinales (F_e)	400
	La limite élastique des armatures transversales (F_e)	235
	La limite élastique des treillis soudés (F_e)	500
	Module d'élasticité (E)	200000
	Contrainte de calcul à ELU pour ($F_e = 400$)	348
	Contrainte de calcul à l'accidentel pour ($F_e = 400$)	400
	Contrainte de calcul à ELS pour ($F_e = 400$)	201,63

Chapitre 2

Pré-dimensionnement des éléments

II-1- Introduction :

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles). Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/version2003) et du (C.B.A.93) (B.A.E.L91).

Le pré dimensionnement est la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales :

Les sollicitations verticales sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Sollicitations horizontales :

Les sollicitations horizontales sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et les voiles.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs et ils peuvent être modifié après les vérifications et les calculs.

II-2- Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas à la stabilité et à la résistance de la structure.

II-2-1- Les planchers :

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées (bâtiment à usage d'habitation).

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de gagner le temps pour la réalisation des poutrelles spéciales.

II-2-1-1- Les planchers à corps creux : Pour (S.S ; RDC ; Etage courants ; Terrasse).

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- ❖ Le critère de la plus petite portée.
- ❖ Le critère de continuité (le maximum d'appuis)

Nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire la flèche.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le C.B.A.93. L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h_e \geq \frac{L_{Max}}{22,5}$

Avec : $L_{(Max)}$: Présente la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré

$$(L_{max} = 4,70 - 0,30 = 4,40 \text{ m}).$$

$$h_e \geq \frac{440}{22,5} \rightarrow h_e \geq 19,56 \text{ cm}$$

- Donc on adoptera des planchers à corps creux de $(16 + 5) = 21 \text{ cm}$.
- ❖ Hauteur de corps creux = 16 cm.
- ❖ Hauteur de la dalle de compression = 5 cm

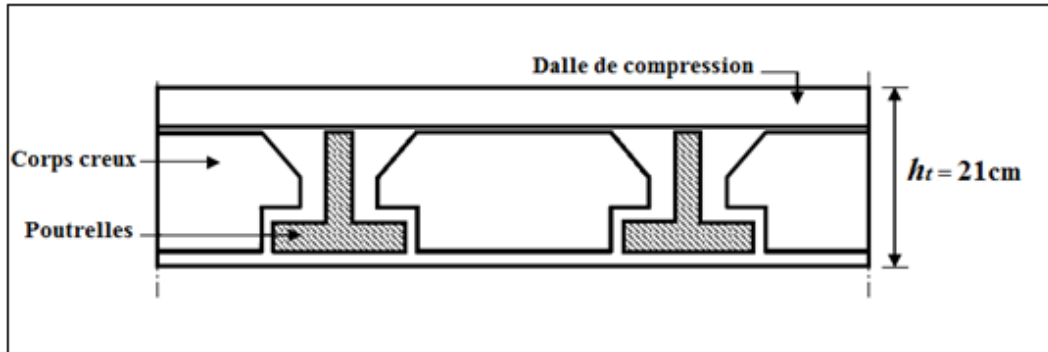


Figure II-1 : Plancher à corps creux

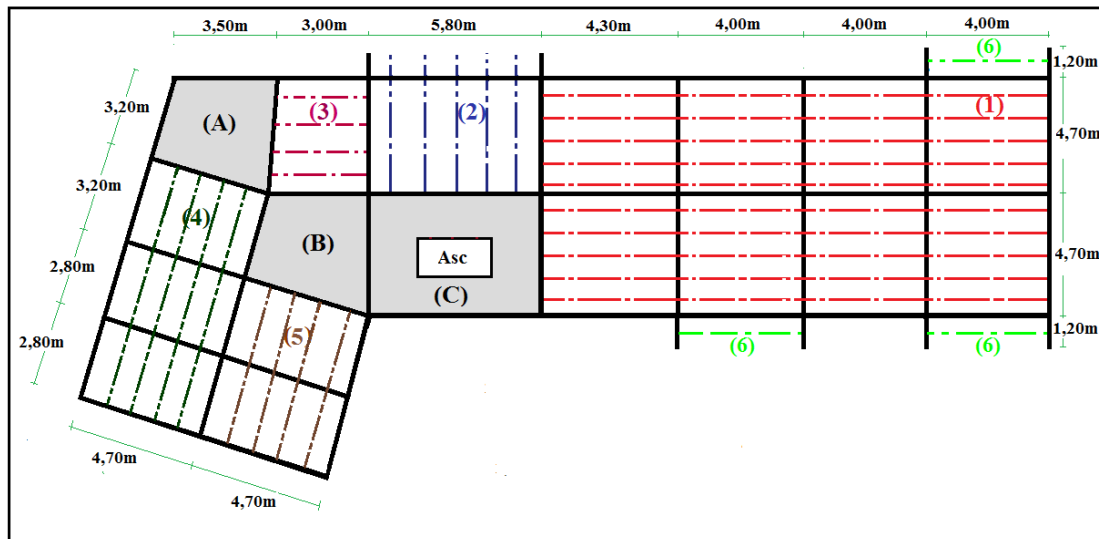


Figure II-2 Types des poutrelles pour Etage courant et Terrasse.

- ❖ Dimensionnement des poutrelles : Les poutrelles se calculent comme des sections en T a la flexion simple. Leur pré dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La largeur de la table de compression est définie par :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \times h \rightarrow b_0 = ((0.4 \times 21) \text{ et } (0.8 \times 21)) \text{ cm} \rightarrow b_0 = (8,4 ; 16,8)$$

$$\text{On adopte : } b_0 = 12 \text{ cm} \text{ et } b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Avec : (L_x) : La distance entre nus de deux poutrelles disposées parallèles(Choix)

$$(L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm})$$

(L_y) : La longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$(L_y = 320 - 30 = 290 \text{ cm})$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{290}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \min(26,5; 29) \text{ cm} \rightarrow \text{On adopté } (b_1 = 26,5 \text{ cm})$$

$$b = (2 \times b_1) + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

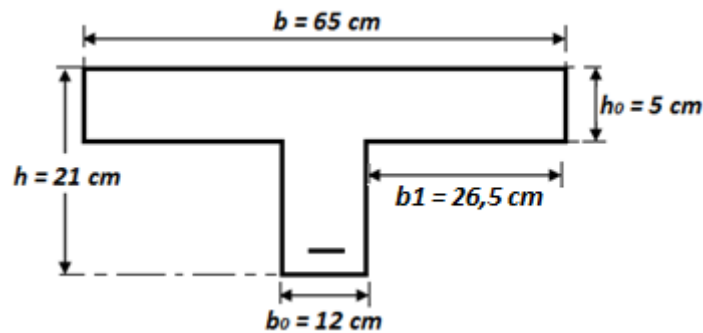


Figure II-3 : Dimensions d'une poutrelle.

II-2-1-2- Les planchers à dalle pleine : Pour certain zone à cause de leurs formes irrégulières au niveau du (Sous sol, RDC, Etage courant, Terrasse)

Leur pré-dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères donnés par le règlement (B.A.E.L.91) :

❖ Critère de résistance :

$$h_e \geq \frac{L_x}{35} \rightarrow \text{Pour les dalles qui portent dans un seul direction.}$$

$$h_e \geq \frac{L_x}{45} \rightarrow \text{Pour les dalles qui portent dans les deux direction.}$$

❖ Critère de coupe-feu :

$$h_e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$h_e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

$$h_e \geq 14 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour quatre heures de coupe-feu.}$$

Avec : L_x : La plus petite dimension du panneau.

Nous avons un seul type des dalles (reposit sur quatre appuis), donc on dimensionne par rapport le plus grand panneau :

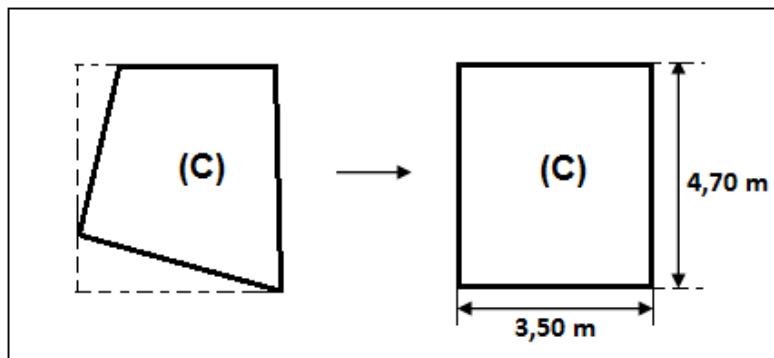


Figure II-4 : Le plus grand panneau.

Avec : ($L_x = 3,50$ m) ; ($L_y = 4,70$ m)

❖ Sens de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{4,70} = 0,75 \geq 0,4 \rightarrow \text{Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y.}$$

❖ Condition de flèche :

$$h_e \geq \frac{L_x}{45} \rightarrow h_e \geq \frac{350}{45} \rightarrow h_e \geq 7,78 \text{ cm}$$

❖ Critère de coupe-feu :

$h_e \geq 14$ cm \rightarrow Pour quatre heures de coupe-feu.

Pour faciliter la mise en œuvre de coffrage et pour garder les mêmes dimensions que les plancher à corps creux, on adopte une épaisseur de 20cm

\rightarrow On prend: **he = 20 cm.**

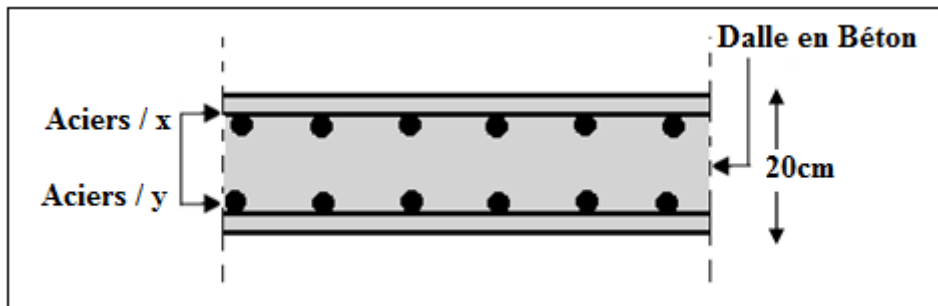


Figure II-5 : Plancher à Dalle pleine.

II-2-2- Acrotère :

On distingue un seul type de l'acrotère dans notre structure, leurs dimensions sont présentées dans la figure suivante :

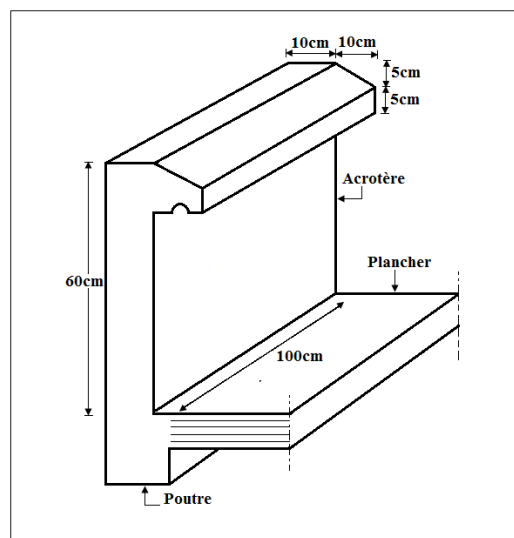


Figure II-6 : Dimensions de l'acrotère

❖ Surface de l'acrotère :

$$S = (60 \times 10) + (5 \times 10) + (5 \times 10) / 2 = 675 \text{ cm}^2 = 0,0675 \text{ m}^2$$

❖ Périmètre de la section de l'acrotère :

$$U = (0,60 + 0,50 + 0,10 + 0,05 + 0,10 + \sqrt{(0,1)^2 + (0,05)^2}) = 1,46 \text{ ml}$$

❖ Poids de l'acrotère : ($\gamma_{(\text{Béton})} = 25 \text{ KN / m}^3$) ; ($\gamma_{(\text{Enduit})} = 18 \text{ KN / m}^3$)

$$W_p = [G_{(\text{Poids propre})} + G_{(\text{Enduit extérieur})}]$$

- $G_{(\text{Poids propre})} = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ KN/ml}$
- $G_{(\text{Enduit extérieur})} = 1,46 \times 0,02 \times 18 = 0,5256 \text{ KN/ml}$

$$W_p = 1,6875 + 0,5256 = 2,214 \text{ KN / ml}$$

❖ Charge horizontale : D'après le RPA99/version2003 :

- Charge sismique : $F_p = \pm 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : Coefficient d'accélération de zone → (Zone IIa) et (groupe d'usage 2) → $A = 0,15$

C_p : Facteur de la force horizontale → $C_p = 0,8$

$$\rightarrow F_p = \pm 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,214 = 1,063 \text{ KN / ml}$$

❖ Force main courante : $Q = \pm 1 \text{ KN/ml}$

II-3- Evaluation des charges et surcharges :

D'après DTR.B.C.2.2, La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II-3-1- Plancher RDC (usage de commerce) :

II-3-1-1- Plancher à corps creux (16+5) :

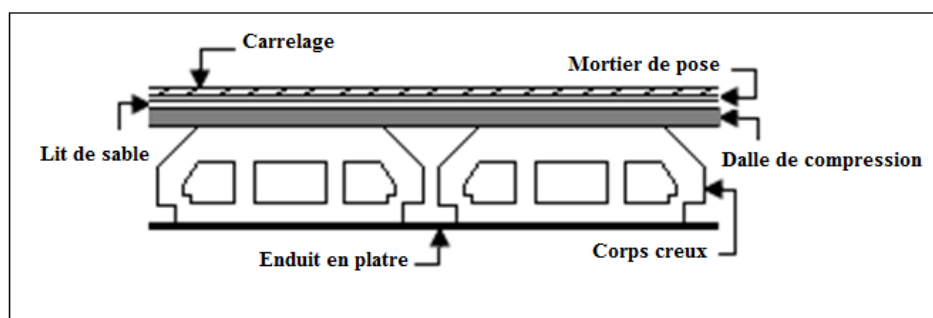


Figure II-7 : Plancher Corps creux RDC

Tableau II-1 : Charges et Surcharges du RDC (Corps creux).

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	40	0,40
Lit de sable	1800	0,02	36	0,36
Enduit en plâtre	1000	0,02	20	0,20
Plancher en corps creux (16+5)	/	/	310	3,10
			$\Sigma= 450$	$\Sigma= 4,50$

Charges permanentes (G)	4,50 KN/m ²
charges d'exploitation (Q)	4,00 KN/m ²

II-3-1-2- Plancher à Dalle pleine :

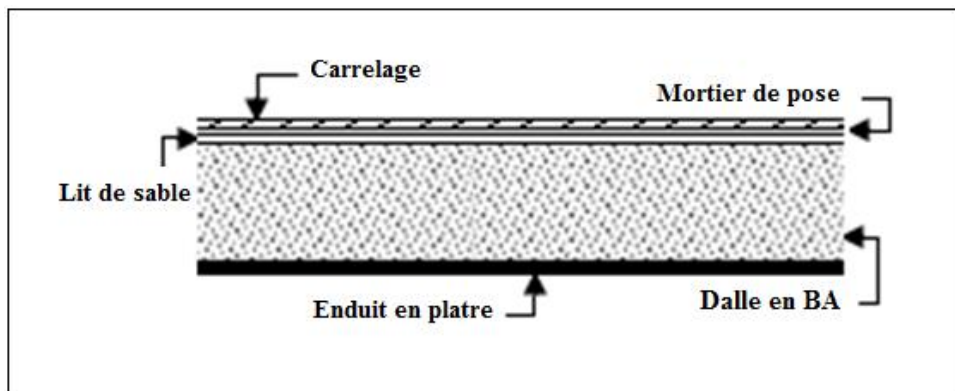


Figure II-8 : Plancher Dalle pleine RDC

Tableau II-2 : Charges et Surcharges du RDC (Dalles pleines).

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	40	0,40
Lit de sable	1800	0,02	36	0,36
Enduit en plâtre	1000	0,02	20	0,20
Dalle pleine en BA (20cm)	2500	0,20	500	5,00
			$\Sigma= 640$	$\Sigma=6,40$

Charges permanentes (G)	6,40 KN/m ²
charges d'exploitation (Q)	4,00 KN/m ²

II-3-2- Plancher Etage courant :

II-3-2-1- Plancher à corps creux (16+5) :

Tableau II-3 : Charges et Surcharges d'étage courant (Corps creux).

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	40	0,40
Lit de sable	1800	0,02	36	0,36
Enduit en plâtre	1000	0,02	20	0,20
Cloison intérieur	/	/	100	1,00
Plancher en corps creux (16+5)	/	/	310	3,10
			$\Sigma = 550$	$\Sigma = 5,50$

Charges permanentes (G)	5,50 KN/m ²
charges d'exploitation (Q)	1,50 KN/m ²

II-3-2-2- Plancher à Dalle pleine :

Tableau II-4 : Charges et Surcharges d'étage courant (Dalles pleines).

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	40	0,40
Lit de sable	1800	0,02	36	0,36
Enduit en plâtre	1000	0,02	20	0,20
Cloison intérieur	/	/	100	1,00
Dalle pleine en BA (20cm)	2500	0,20	500	5,00
			$\Sigma = 740$	$\Sigma = 7,40$

Charges permanentes (G)	7,40 KN/m ²
charges d'exploitation (Q)	1,50 KN/m ²

II-3-3- Plancher Terrasse inaccessible :

II-3-3-1- Plancher à corps creux (16+5) :

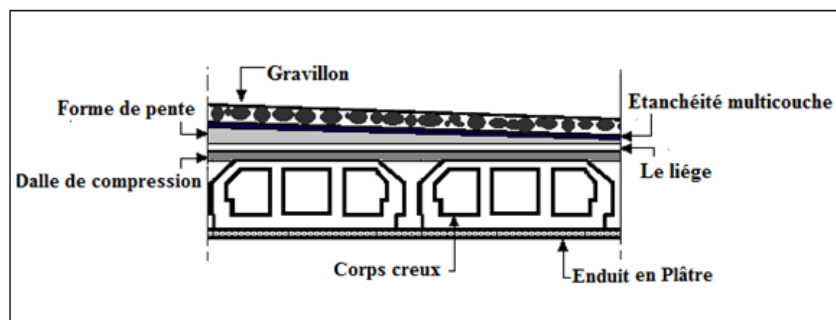


Figure II-9 : Plancher Corps creux Terrasse inaccessible

Tableau II-5 : Charges et Surcharges de la terrasse (Corps creux).

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	1700	0,05	85	0,85
Etanchéité multicouche	600	0,02	12	0,12
Forme de pente	2200	0,1	220	2,20
Isolation thermique en liège	400	0,04	16	0,16
Enduits en plâtre	1000	0,02	20	0,20
Plancher en corps creux (16+5)	/	/	310	3,10
			$\Sigma = 663$	$\Sigma = 6,63$

Charges permanentes (G)	6,63 KN/m²
charges d'exploitation (Q)	1,00 KN/m²

II-3-3-2- Plancher à Dalle pleine :

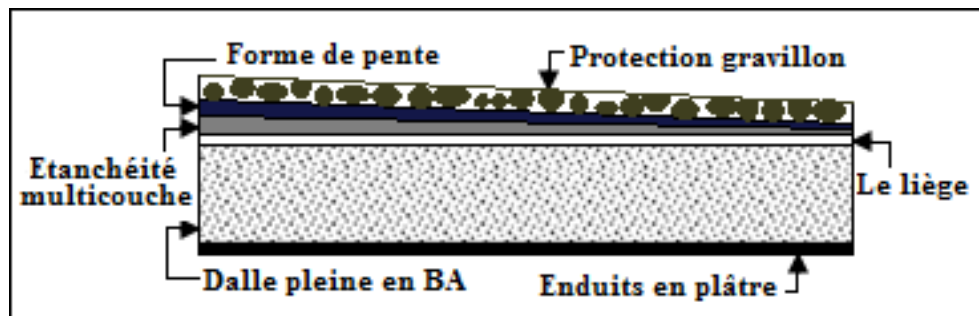


Figure II-10 : Plancher Dalle pleine Terrasse inaccessible

Tableau II-6 : Charges et Surcharges de la terrasse (Dalles pleines).

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	1700	0,05	85	0,85
Etanchéité multicouche	600	0,02	12	0,12
Forme de pente	2200	0,1	220	2,20
Isolation thermique en liège	400	0,04	16	0,16
Enduits en plâtre	1000	0,02	20	0,20
Dalle pleine en BA (20cm)	2500	0,20	500	5,00
			$\Sigma = 853$	$\Sigma = 8,53$

Charges permanentes (G)	8,53 KN/m²
charges d'exploitation (Q)	1,00 KN/m²

II-3-4- Balcon :

Pour le balcon, nous avons adopté une épaisseur de (15 cm).

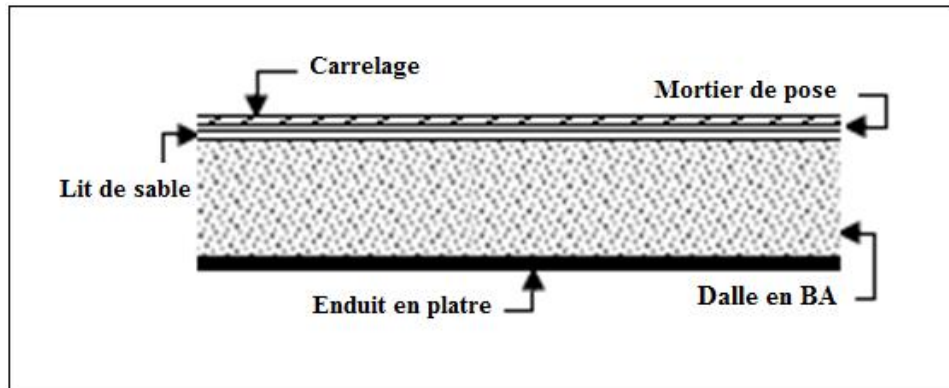


Figure II-11 : Dalle pleine de balcon.

Tableau II-7 : Charges et Surcharges du balcon.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	40	0,40
Lit de sable	1800	0,02	36	0,36
Enduit en plâtre	1000	0,02	20	0,20
Dalle pleine en BA (15cm)	2500	0,15	375	3,75
			$\Sigma = 515$	$\Sigma = 5,15$

Charges permanentes (G)	5,15 KN/m ²
charges d'exploitation (Q)	3,50 KN/m ²

II-3-5- Murs :

II-3-5-1- Mur Extérieur (double cloison) :

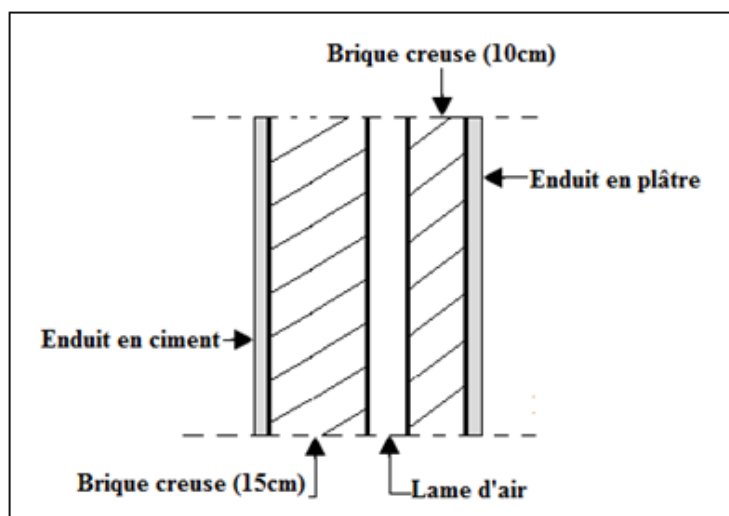


Figure II-12 : Mur extérieur (double paroi).

Tableau II-8 : Charges du au mur extérieur.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Brique creuse	900	0,15	135	1,35
Brique creuse	900	0,10	90	0,90
Enduit extérieur en ciment	1800	0,02	36	0,36
Enduit intérieur en plâtre	1000	0,02	20	0,20
			$\Sigma = 281$	$\Sigma = 2,81$

II-3-5-2- Mur Intérieur (simple cloison) :

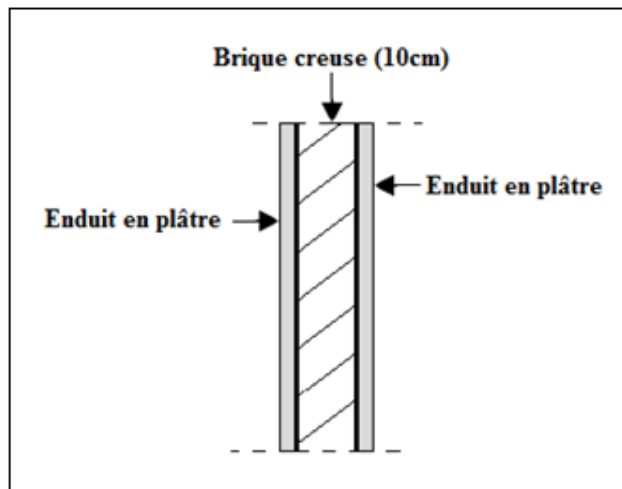


Figure II-13 : Mur extérieur (simple paroi).

Tableau II-9 : Charges du au mur simple paroi.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Brique creuse	900	0,10	90	0,90
Enduit extérieur en plâtre	1000	0,02	20	0,20
Enduit intérieur en plâtre	1000	0,02	20	0,20
			$\Sigma = 130$	$\Sigma = 1,30$

Les murs peuvent être avec ou sous ouvertures, donc il est nécessaire d'utiliser des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- ❖ Murs avec portes (**90%G**).
- ❖ Murs avec fenêtres (**80%G**).
- ❖ Murs avec portes et fenêtres (**70%G**).

II-4- Pré dimensionnement des éléments structuraux :

Le pré dimensionnement vise à un pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles), Il a pour but d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage et trouver aussi un meilleur compromis entre coût et sécurité.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles RPA99/version2003 et du (C.B.A.93) et (B.A.E.L91).

II-4-1- Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

On distingue dans notre structure deux types des poutres :

II-4-1-1- Poutres Principales :

Les poutres principales reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

D'après le B.A.E.L 91 on a : $\frac{L(\max)}{15} \leq h \leq \frac{L(\max)}{10}$ et $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

Avec : (L : Distance entre axes pour les plus grandes portées).

(h : Hauteur de la poutre) ; (b : Largeur de la poutre).

On adopte deux types de poutres principales :

❖ Type 1 : $L(\max) = 5,80 \text{ m}$

$$\frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10} \rightarrow 38,66 \text{ cm} \leq h \leq 58,00 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 45 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \rightarrow 18,00 \text{ cm} \leq b \leq 31,50 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

D'après les règles de RPA99/version2003 on a :

$$(b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}) ; (h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}) ; \left(\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,50 < 4 \rightarrow \text{C.V}\right)$$

❖ Type 2 : $L(\max) = 4,70 \text{ m}$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47,00 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 16,00 \text{ cm} \leq b \leq 28,00 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

D'après les règles de RPA99/version2003 on a :

$$(b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}) ; (h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}) ; \left(\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{C.V}\right)$$

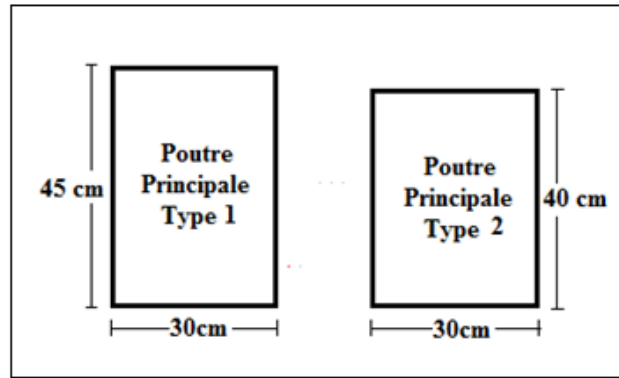


Figure II-14 : Types et dimensions de poutres principales.

II-4-1-2- Poutres Secondaires :

Les poutres secondaires relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$\text{D'après le B.A.E.L 91 : } \frac{L(\text{max})}{15} \leq h \leq \frac{L(\text{max})}{10} \quad \text{et} \quad 0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

On prend un seul type de poutre secondaire : $L_{(\text{max})} = 4,30 \text{ m}$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \quad \rightarrow \quad 28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43,00 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,50 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

D'après les règles de RPA99/version2003 on a :

$$(b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}) ; (h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}) ; \left(\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \rightarrow \text{C.V}\right)$$

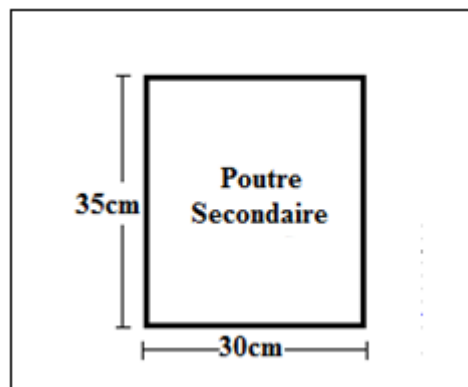


Figure II-15 : Dimensions de la poutre secondaire.

II-4-2- Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Aussi, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central) :

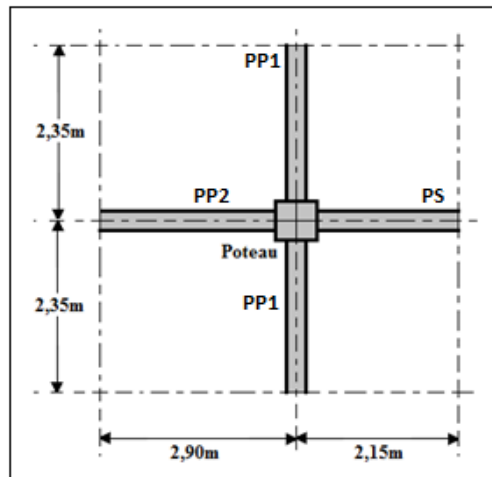


Figure II-16 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.

D'après les règles de (C.B.A.93) et (B.A.E.L .91) :

S : Surface supporté par le poteau le plus sollicité

$$S = \left(\frac{5,8}{2} + \frac{4,3}{2} \right) \times \left(\frac{4,7}{2} + \frac{4,7}{2} \right) = 23,735 \text{ m}^2$$

On suppose une charge répartie moyenne P par étage : (P = 1 t/m²)

n : Nombre d'étage → (n = 12).

Nu : Etant la charge verticale :

$$Nu = P \times S \times n = 1 \times 23,735 \times 12 = 284,82 \text{ Tonnes} = 2,8482 \text{ MN}$$

Section réduite (Br) : On choisit un poteau carré.

D'après le RPA99/Version2003, Le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone (IIa), on peut prendre : (As / Br) = 1%

$$Br = (a - 0,02)^2 \quad \rightarrow \quad Br \geq \frac{(\beta \times Nu)}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{(0,85 \times f_e)}{100 \times \gamma_s}}$$

Avec : β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \times (\lambda / 35)^2 \quad \rightarrow \quad \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 \times (\lambda)^2 / 1500 \quad \rightarrow \quad 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique (λ = 35) pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée, Donc : β = 1,2

Avec : (γ_s = 1,15 (cas général)) ; (γ_b = 1,50 (cas général)) ; (θ = 1 (Charge > 24 h)).

$$(f_{c28} = 25 \text{ MPa}) ; (f_e = 400 \text{ MPa}) ; (f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPa}).$$

$$Br \geq \frac{(1,2 \times 2,8480)}{\frac{14,16}{0,9} + \frac{(0,85 \times 400)}{100 \times 1,15}} \quad \rightarrow \quad Br \geq 0,183 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad Br = (a - 0,02)^2 \geq 0,183 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0,02 \rightarrow a \geq \sqrt{0,183} + 0,02 \rightarrow a \geq 0,448 \text{ m} \rightarrow \text{On prend : } a = b = 65 \text{ cm}$$

❖ Vérification des conditions de RPA99/version2003 : (Zone IIa) :

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

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow a = 65 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq h_e/20 \rightarrow a = 65 \text{ cm} > 387/20 = 19,35 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 1 \rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{65}{65} \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérifier les poteaux les plus sollicités au flambement :

- Poteaux (Sous-sol – RDC – Etage 1) : $A = (65 \times 65) \text{ cm}^2 = 4225 \text{ cm}^2$

Le moment d'inertie : $I_x = I_y = \frac{a \times (b)^3}{12} = \frac{(65)^4}{12} = 1487552,083 \text{ cm}^4$

Rayon de giration : $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1487552,083}{4225}} = 18,76 \text{ cm}$

Longueur de flambement : $l_0 = (408 - 21) = 387 \text{ cm}$ (Hauteur libre du poteau de SS)

$$l_f = 0,7 \times l_0 \rightarrow \text{(Cas d'étage courant).}$$

$$l_f = 0,7 \times 387 = 270,90 \text{ cm}$$

L'élançement : $\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{270,9}{18,76} = 14,44 < 35 \rightarrow \text{Pas de flambement.}$

Tableau II-10 : Dimensions et vérification des poteaux.

Niveaux	Nu (MN)	a (cm)	L _f (cm)	i _x (cm)	λ	< 35
Sous-sol	2,8482	65	270,9	18,76	14,44	C.V
RDC	2,611	65	270,9	18,76	14,44	C.V
1^{er} étage	2,3735	65	199,5	18,76	10,63	C.V
2^{ème} étage	2,1361	60	199,5	17,32	11,52	C.V
3^{ème} étage	1,8988	60	199,5	17,32	11,52	C.V
4^{ème} étage	1,6614	60	199,5	17,32	11,52	C.V
5^{ème} étage	1,4241	55	199,5	15,88	12,56	C.V
6^{ème} étage	1,1867	55	199,5	15,88	12,56	C.V
7^{ème} étage	0,9494	55	199,5	15,88	12,56	C.V
8^{ème} étage	0,7120	50	199,5	14,43	13,83	C.V
9^{ème} étage	0,4747	50	199,5	14,43	13,83	C.V
10^{ème} étage	0,2373	50	199,5	14,43	13,83	C.V

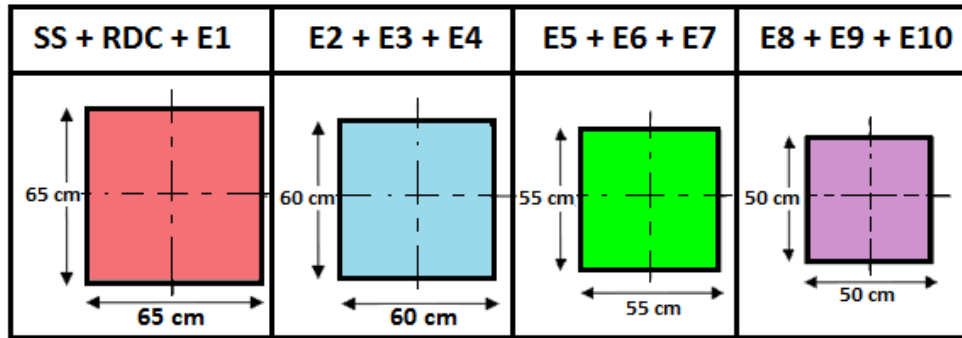


Figure II-17 : Types et dimensions des poteaux

II-4-3- Voiles :

Les voiles sont des éléments destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme).

Le R.P.A 99/version 2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes : $L \geq 4a$ et $a \geq \frac{he}{20}$ et $a_{(Min)} = 15 \text{ cm}$

Avec : (L : Longueur du voile) ; (a : L'épaisseur du voile) ; (he : Hauteur libre d'étage)

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he).

❖ Sous sol-RDC : (h = 408 cm) ; (e = 21 cm)

$$he = 408 - 21 = 387 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{387}{20} \rightarrow a \geq 19,35 \text{ cm.}$$

On adopte l'épaisseur suivante pour (Sous sol et RDC) $\rightarrow (a = 20 \text{ cm})$

La longueur du voile doit être : $L \geq 80 \text{ cm}$

❖ Etage courant : (h = 306 cm) ; (e = 21 cm)

$$he = 306 - 21 = 285 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{285}{20} \rightarrow a \geq 14,25 \text{ cm.}$$

On adopte l'épaisseur suivante pour tous les étages courants $\rightarrow (a = 15 \text{ cm})$

La longueur du voile doit être : $L \geq 60 \text{ cm}$

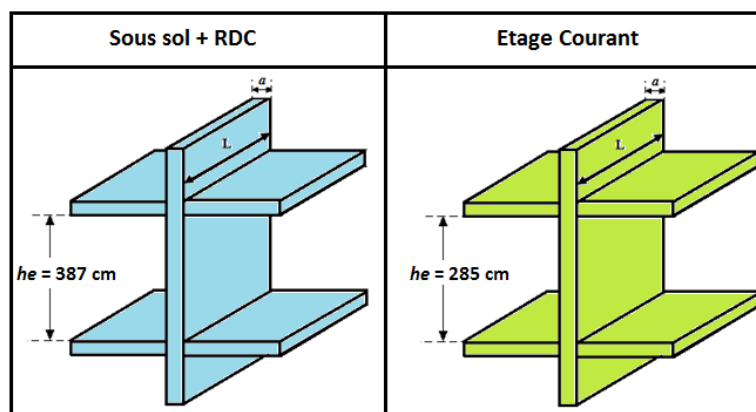


Figure II-18 : Coupe de voile.

II-5- Conclusion :

Le pré-dimensionnement d'une structure se fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences du pré-dimensionnement données par les règlements suivants :

(RPA99/Version2003 ; C.B.A.93 ; B.A.E.L.91)

❖ Les éléments non structuraux ont été pré-dimensionnés comme suit :

L'épaisseur des planchers à corps creux → $e = 16 + 5 = 21$ cm

L'épaisseur des planchers à dalles pleines → $e = 20$ cm

L'épaisseur des balcons → $e = 15$ cm

❖ Les éléments structuraux ont été pré-dimensionnés comme suit :

- Poutre principales → $\left(\begin{array}{l} \text{Poutre principales 1 (45} \times \text{30) cm}^2 \\ \text{Poutre principales 2 (40} \times \text{30) cm}^2 \end{array} \right)$
- Poutre secondaire → (Poutre secondaire (30 × 35) cm²)
- Poteaux (Sous sol ; RDC ; Etage 1) → (65 × 65) cm²
- Poteaux (Etage2 ; Etage3 ; Etage4) → (60 × 60) cm²
- Poteaux (Etage5 ; Etage6 ; Etage7) → (55 × 55) cm²
- Poteaux (Etage8 ; Etage9 ; Etage10) → (50 × 50) cm²
- Voiles (Sous sol ; RDC) → ($e = 20$ cm)
- Voiles (Etages courants) → ($e = 15$ cm)

Chapitre 3

Etude des éléments
secondaires

Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories, des éléments principaux et des éléments secondaires.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III-1- Etude des planchers :

Les planchers constituent la structure horizontale porteuse des bâtiments en prenant leurs appuis sur les poutres principales, Ils déterminent les niveaux d'un bâtiment et transmettent aux éléments porteurs les charges permanentes et les surcharges d'exploitation et ils servent aussi à transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement, Outre de leur fonction. Ils doivent assurer un certain nombre d'exigences liées à la thermique, l'acoustique, la sécurité et l'esthétique.

Dans notre structure, et vue l'irrégularité de notre plan, les planchers sont réalisés en deux types :

- Planchers en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

III-1-1- Plancher à corps creux :**III-1-1-1- Introduction :**

Les planchers en corps creux sont les plus utilisés dans les bâtiments courants (habitation), Ils sont composés de trois éléments principaux :

- Les corps creux qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- La dalle armée qui reprend les efforts de compression.

III-1-1-2- Combinaisons des charges : D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

III-1-1-3- Types des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, calculées à la flexion simple. Elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée, nous avons inversé les poutrelles de types (2) pour éviter la grande portée de (5,8) m.

❖ **Plancher Rez-de-chaussée :**

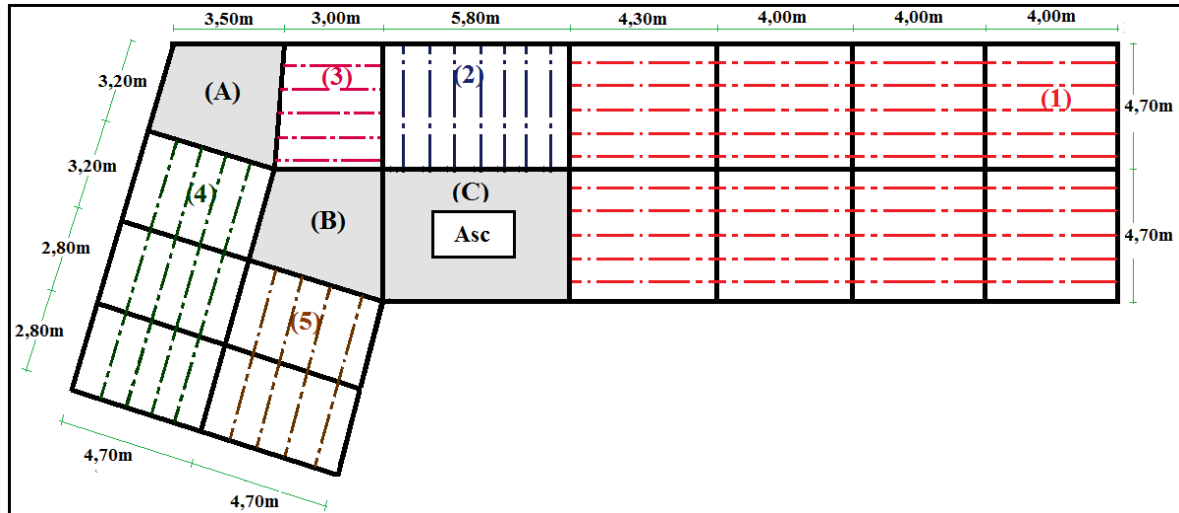


Figure III-1 : Types des poutrelles pour RDC.

Le schéma statique des poutrelles au niveau du RDC est montré dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Schéma statique de poutrelles du RDC.

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

❖ **Plancher (Étage courant et Terrasse inaccessible) :**

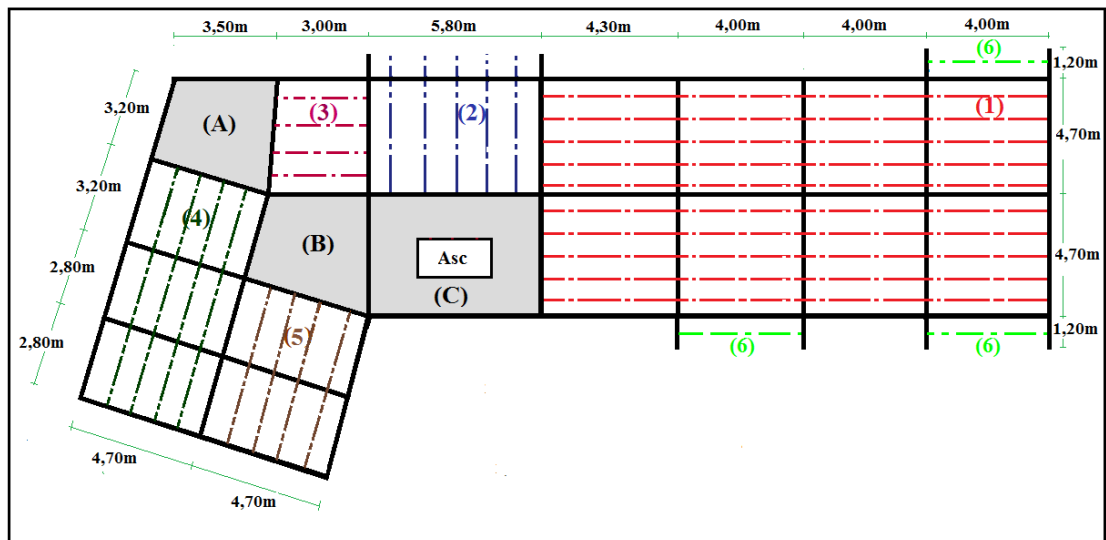


Figure III-2 : Types des poutrelles pour Etage courant et Terrasse.

Le schéma statique des poutrelles au niveau de l'étage courant et la terrasse inaccessible est montré dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Types des poutrelles Etage courant et Terrasse.

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 1	
Type 2'	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

III-1-1-4- Charges et surcharges supportées par les poutrelles :

Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles de notre structure à (ELU) et à (ELS) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Charges et surcharge des poutrelles.

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (1,35G + 1,5Q) × b	ELS (G + 1Q) × b
				Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
RDC	4,50	4,00	0,65	7,85	5,53
Etage courant	5,50	1,50	0,65	6,29	4,55
Terrasse	6,63	1,00	0,65	6,80	4,96

III-1-1-5- Méthodes de calcul :

Dans notre plancher à corps creux, il existe deux types des poutrelles :

- Poutrelles sur deux simples appuis qui sont encastrées partiellement..
- Poutrelles continues sur plusieurs appuis.

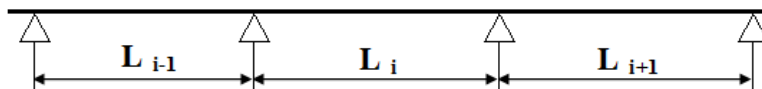
Il existe principalement Trois méthodes utilisées pour ce type de poutrelle :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments (RDM).

❖ **Méthode de forfaitaire** : D'après C.B.A.93 :

La méthode Forfaitaire de calcul des planchers à charge d'exploitation modérée s'applique dans le cas ou :

- 1) La charge d'exploitation doit vérifiée la condition suivante : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité : (I = constant).
- 3) Le rapport des travées successives doit vérifie la condition : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$



- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Si une de ces conditions ne vérifie pas, il faut passer à la méthode de Caquot ou bien les méthodes de calcul RDM (Méthode des Trois moments).

→ Dans notre structure, nous avons Trois (3) types des poutrelles continues, et quatre (4) types des poutrelles sur deux appuis (Encastrées partiellement).

Justification : Pour les poutrelles continues.

Condition 1 : Il faut vérifier la condition : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.

Niveaux	Q (KN/m ²)	≤ 2G (KN/m ²)	≤ 5 KN/m ²	
RDC	4,00	9,00	5,00	C.V
Etage courant	1,50	11,00	5,00	C.V
Terrasse	1,00	13,26	5,00	C.V

Condition 2 : La section des poutrelles est constante dans tous les types et tous les niveaux de notre structure, Les inerties sont constantes. → Condition vérifiée

Condition 3 : Le rapport des travées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

Types	L _i (m)	L _{i+1} (m)	L _i / L _{i+1}	≤1,25
Type 1	4,30	4,00	1,075	C.V
Type 4	3,20	2,80	1,143	C.V
Type 5	2,80	2,80	1,00	C.V

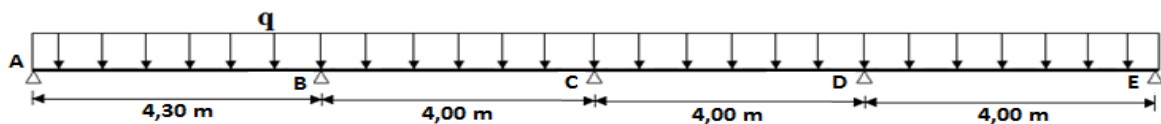
Condition 4 : La fissuration est considérée non préjudiciable dans ce type des éléments.

Conclusion : Puisque, tous les conditions sont vérifiées, On calcul notre plancher (poutrelles) par la méthode forfaitaire.

❖ **Exemple de calcul :** On va prendre comme des exemples de calcul :

Poutrelle type 1 de RDC à ELU :

Avec : (Q = 4,00 KN/m²) ; (G = 4,50 KN/m²) ; (b = 0,65 m) ; (q_u = 7,85 KN/ml)



D'après l'annexe (E) du C.B.A.93 :

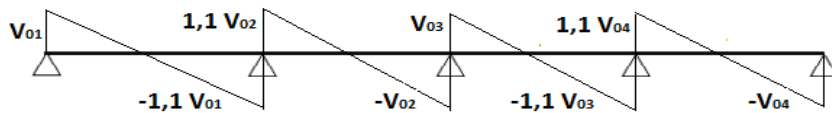
$$\text{Calcul du rapport } (\alpha): \alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{4,00}{4,50 + 4,00} = 0,47$$

Il faut vérifier : $(1 + 0,3\alpha) \geq 1,05 \rightarrow (1 + (0,3 \times 0,47)) = 1,141 > 1,05 \rightarrow \text{C.V}$

Les moments en appui et en travées doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{array}{ccccc} \geq 0,2 M_0 & \geq 0,5 M_0 & \geq 0,4 M_0 & \geq 0,5 M_0 & \geq 0,2 M_0 \\ \triangle & \triangle & \triangle & \triangle & \triangle \\ \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \end{array}$$

Les efforts tranchant en appui doivent vérifier les conditions suivantes :



- **Travée (AB)** → $L_{(AB)} = 4,3$ m (Travée de rive)

Moment isostatique : $M_{0(AB)} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,85 \times (4,3)^2}{8} = 18,15$ KN.m

Moment en appui : Les moments en appuis doivent vérifier les conditions suivantes:

$M_A \geq (0,2 \times 18,15) \rightarrow M_A \geq 3,63$ KN.m → On prend: $M_A = M_g = 3,63$ KN.m

$M_B \geq (0,5 \times 18,15) \rightarrow M_B \geq 9,075$ KN.m → On prend: $M_B = M_d = 10,50$ KN.m

Moment en travée : Les moments en travées doivent vérifier les conditions suivantes:

$M_t \geq \frac{(1,2 + (0,3 \times 0,47))}{2} \times 18,15 \rightarrow M_t \geq 12,17$ KN.m → On prend : $M_t = 14,50$ KN.m

Condition à vérifier : Il faut vérifier la condition suivante :

$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_0 \rightarrow 14,50 + \frac{(10,50 + 3,63)}{2} \geq (1 + (0,3 \times 0,43)) \times 18,15$

$21,565 > 20,71 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Effort tranchant : L'effort tranchant en appui doit vérifier les conditions suivantes :

$V_A = V_{01} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{7,85 \times 4,3}{2} = 16,88$ KN

$V_B = -1,1 V_{01} = -1,1 \times \frac{q_u \times L}{2} = -1,1 \times \frac{7,85 \times 4,3}{2} = -18,57$ KN

- **Travée (BC)** → $L_{(BC)} = 4,00$ m (Travée intermédiaire)

Moment isostatique : $M_{0(BC)} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,85 \times (4)^2}{8} = 15,70$ KN.m

Moment en appui : $M_B \geq (0,5 \times 15,70) \rightarrow$ On prend: $M_B = M_g = 8,40$ KN.m

$M_C \geq (0,4 \times 15,70) \rightarrow$ On prend: $M_C = M_d = 6,80$ KN.m

Moment en travée : $M_t \geq \frac{(1 + (0,3 \times 0,47))}{2} \times 15,70 \rightarrow$ On prend : $M_t = 10,60$ KN.m

Condition à vérifier : $10,60 + \frac{(8,40 + 6,80)}{2} = 18,2 \geq (1 + (0,3 \times 0,43)) \times 15,70 = 17,73 \rightarrow$ C.V

Effort tranchant : $V_B = 1,1 V_{02} = 1,1 \times \frac{q_u \times L}{2} = 1,1 \times \frac{7,85 \times 4}{2} = 17,27$ KN

$V_C = -V_{02} = -\frac{q_u \times L}{2} = -\frac{7,85 \times 4}{2} = -15,70$ KN

- **Travée (CD)** → $L_{(CD)} = 4,00$ m (Travée intermédiaire).

Moment isostatique : $M_{0(CD)} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,85 \times (4)^2}{8} = 15,70$ KN.m

Moment en appui : $M_C \geq (0,4 \times 15,70) \rightarrow$ On prend: $M_C = M_g = 6,80$ KN.m

$$M_D \geq (0,5 \times 15,70) \rightarrow \text{On prend: } M_D = M_d = 8,40 \text{ KN.m}$$

Moment en travée : $M_t \geq 8,96 \text{ KN.m} \rightarrow \text{On prend : } M_t = 10,60 \text{ KN.m}$

Condition à vérifier : $10,60 + \frac{(8,40+6,80)}{2} = 18,20 \geq (1+(0,3 \times 0,43)) \times 15,70 = 17,73 \rightarrow \text{C.V}$

Effort tranchant : $V_C = V_{03} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{7,85 \times 4}{2} = 15,70 \text{ KN}$

$$V_D = -1,1 V_{03} = -1,1 \times \frac{qu \times L}{2} = -1,1 \times \frac{7,85 \times 4}{2} = - 17,27 \text{ KN}$$

- **Travée (DE)** $\rightarrow L_{(DE)} = 4,00 \text{ m}$ (Travée de rive)

Moment isostatique : $M_{0(DE)} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{7,85 \times (4)^2}{8} = 15,70 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_D \geq (0,5 \times 15,70) \rightarrow \text{On prend : } M_D = M_g = 8,90 \text{ KN.m}$

$$M_E \geq (0,2 \times 15,70) \rightarrow \text{On prend : } M_E = M_E = 3,14 \text{ KN.m}$$

Moment en travée : $M_t \geq \frac{(1,2 + (0,3 \times 0,47))}{2} \times 15,70 \rightarrow \text{On prend : } M_t = 12,50 \text{ KN.m}$

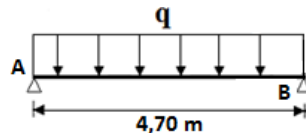
Condition à vérifier : $12,50 + \frac{(8,90+3,14)}{2} = 18,52 \geq (1+(0,3 \times 0,43)) \times 15,70 = 17,73 \rightarrow \text{C.V}$

Effort tranchant : $V_D = 1,1 V_{04} = 1,1 \times \frac{qu \times L}{2} = 1,1 \times \frac{7,85 \times 4}{2} = 17,27 \text{ KN}$

$$V_E = -V_{04} = - \frac{qu \times L}{2} = - \frac{7,85 \times 4}{2} = -15,70 \text{ KN}$$

❖ **Poutrelle type 2 de RDC à ELU :**

Avec : (Q = 4,00 KN/m²) ; (G = 4,50 KN/m²) ; (b = 0,65 m) ; (q_u = 7,85 KN/ml)



D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$

Moment isostatique : $M_{0(AB)} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{7,85 \times (4,7)^2}{8} = 21,68 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_A \geq (0,4 \times 21,68) \rightarrow \text{On prend: } M_A = M_g = 8,67 \text{ KN.m}$

$$M_B \geq (0,4 \times 21,68) \rightarrow \text{On prend: } M_B = M_d = 8,67 \text{ KN.m}$$

Moment en travée : $M_t \geq 0,85 \times 21,68 \rightarrow \text{On prend : } M_t = 18,43 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $V_A = \frac{qu \times L}{2} = \frac{7,85 \times 4,7}{2} = 18,45 \text{ KN}$

$$V_B = - \frac{qu \times L}{2} = - \frac{7,85 \times 4,7}{2} = - 18,45 \text{ KN}$$

Vérification de la condition : $18,43 + \frac{8,67 + 8,67}{2} \geq 1,25 \times 21,68 \rightarrow 27,10 = 27,10 \rightarrow \text{C.V}$

III-1-1-6- Moments fléchissant et effort tranchant :

Les moments fléchissant et des efforts tranchant sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III-4 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau du RDC.

Rez-de-chaussée		ELU		ELS	
Types	Position	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
1	Appui	10,50	18,57	7,60	13,08
	Travée	14,50	/	10,50	/
2	Appui	8,67	18,45	6,11	13,00
	Travée	18,43	/	12,98	/
3	Appui	3,54	11,78	2,49	8,30
	Travée	7,51	/	5,29	/
4	Appui	5,70	13,71	4,00	9,66
	Travée	7,80	/	5,60	/
5	Appui	4,90	12,19	3,50	8,61
	Travée	5,90	/	4,20	/

Tableau III-5 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de l'étage courant.

Etage courant		ELU		ELS	
Types	Position	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
1	Appui	8,20	14,76	5,90	10,67
	Travée	10,20	/	7,30	/
2	Appui	4,53	15,75	3,28	11,39
	Travée	15,10	/	10,93	/
3	Appui	2,84	9,44	2,05	6,81
	Travée	6,02	/	4,36	/
4	Appui	4,60	10,99	3,30	7,95
	Travée	5,80	/	4,20	/
5	Appui	4,00	9,80	2,85	7,07
	Travée	4,20	/	3,00	/
6	Appui	5,04	12,58	3,64	9,10
	Travée	10,70	/	7,74	/

Tableau III-6 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de la terrasse.

Terrasse		ELU		ELS	
Types	Position	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
1	Appui	8,40	15,85	6,10	11,55
	Travée	10,90	/	8,00	/
2	Appui	4,90	17,02	3,57	12,42
	Travée	16,33	/	11,91	/
3	Appui	3,06	10,20	2,23	7,44
	Travée	6,51	/	4,74	/
4	Appui	4,90	11,86	3,50	8,64
	Travée	6,10	/	4,40	/
5	Appui	4,50	10,65	3,20	7,74
	Travée	4,90	/	3,50	/
6	Appui	5,44	13,60	3,97	9,92
	Travée	11,56	/	8,43	/

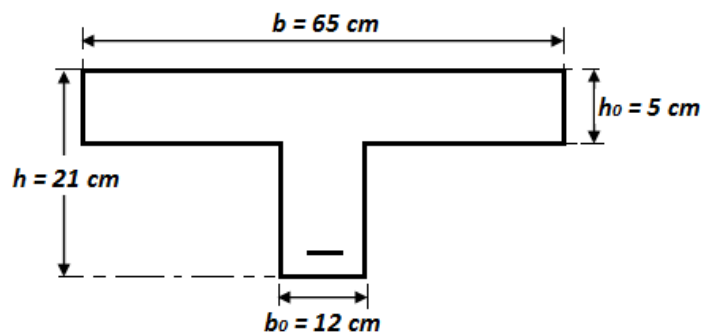
III-1-1-7- Armatures longitudinales : D'après le C.B.A.93 :

Les poutrelles sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, On détermine par le moment fléchissant les sections des armatures longitudinales comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par l'effort tranchant.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutrelle est donné par le (C.B.A.93) sous forme d'une condition de non fragilité :

$$A_{st (Travée)} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st (Appui)} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Figure III-3 :** Dimensions d'une poutrelle

❖ **Exemple de calcul :** On va prendre comme exemple de calcul la poutrelle 1 du RDC.

Sous les sollicitations suivantes :

Avec : (b = 0,65 m) ; (b₀ = 0,12 m)

(h = 0,21 m) ; (h₀ = 0,05 m)

(d = 0,9×h = 0,9×0,21 = 0,189 m)

(f_{c28} = 25 MPa) ; (Fe = 400 MPa)

(γ_s = 1,15) ; (γ_b = 1,50) ; (μ_R = 0,392) ; (f_{bc} = 14,17 MPa).

Rez-de-chaussée		ELU
Types	Position	M (KN.m)
1	Appui	10,50
	Travée	14,50

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple à l'état limite ultime.

- Si $M_u \leq M_T$ → La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre se trouve dans la table de compression. Donc on calcule le ferrailage avec une section rectangulaire (b × h).
- Si $M_u > M_T$ → La table est entièrement comprimée, L'axe neutre se trouve dans la nervure, donc le calcul du ferrailage se fait avec une section rectangulaire (b₀ × h).

❖ **Ferrailage en Travée :** $M_u = 14,50 \text{ KN.m} = 0,01450 \text{ MN.m}$

Calcule le moment dans la table :

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \rightarrow M_T = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$M_T = 0,075526 \text{ MN.m} > M_u = 0,01450 \text{ MN.m}$ → L'axe neutre se trouve dans la table, donc le calcul du ferrailage se fait avec une section rectangulaire (b × h).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01450}{0,65 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

$\mu_u = 0,04407 < \mu_R = 0,392$ → Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,04407)})$$

$$\alpha = 0,05635$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,189 \times (1 - 0,4 \times (0,05635))$$

$$Z = 0,185 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01450}{0,185 \times 348}$$

$$A_{st} = 2,25 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,25 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage en Appui :** $M_u = 10,50 \text{ KN.m} = 0,01050 \text{ MN.m}$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b_o \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_o \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01050}{0,12 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,1728 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,1728)}) = 0,2390$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,189 \times (1 - 0,4 \times (0,2390)) = 0,171 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01050}{0,171 \times 348}$$

$$A_{st} = 1,77 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,77 \text{ cm}^2$$

Les résultats des ferraillages calculés sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III-7 : Ferraillages calculés pour les poutrelles du RDC.

RDC	Travée		Appui	
Types	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
1	2,250	0	1,770	0
2	2,885	0	1,429	0
3	1,155	0	0,555	0
4	1,200	0	0,912	0
5	0,905	0	0,778	0

Tableau III-8 : Ferraillages calculés pour les poutrelles de l'étage courant.

Etage	Travée		Appui	
Types	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
1	1,576	0	1,345	0
2	2,351	0	0,717	0
3	0,924	0	0,442	0
4	0,890	0	0,728	0
5	0,643	0	0,630	0
6	1,654	0	0,801	0

Tableau III-9 : Ferrailages calculés pour les poutrelles de la terrasse.

Terrasse	Travée		Appui	
Types	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
1	1,686	0	1,380	0
2	2,548	0	0,778	0
3	1,000	0	0,478	0
4	0,936	0	0,778	0
5	0,751	0	0,712	0
6	1,790	0	0,868	0

❖ Choix des armatures longitudinales :

Dans le choix des armatures longitudinales, il faut prendre en compte la condition exigée par le (C.B.A.93) de non fragilité.

Condition de non-fragilité (en travée) :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 \rightarrow A_{st} \geq 1,49 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité (en appui) :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 \rightarrow A_{st} \geq 0,28 \text{ cm}^2$$

Remarque : Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.

Tableau III-10 : Ferrailages adopté pour les poutrelles de RDC.

RDC	Ast (Travée)	
Types	N × Ø	S (cm ²)
1	2T12	2,26
2	2T14	3,08
3-4-5	2T10	1,57

RDC	Ast (Appui)	
Types	N × Ø	S (cm ²)
1	2T12	2,26
2-3-4-5	2T10	1,57

Tableau III-11 : Ferrailages adopté pour les poutrelles de l'étage courant et la terrasse.

Etage Terrasse	Ast (Travée)	
Types	N × Ø	S (cm ²)
1-6	2T12	2,26
2	2T14	3,08
3-4-5	2T10	1,57

Etage Terrasse	Ast (Appui)	
Types	N × Ø	S (cm ²)
1-2-3-4-5-6	2T10	1,57

III-1-1-8- Armatures transversales :

❖ **Vérification au cisaillement :** D’après le (C.B.A.93) :

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l’âme résiste à l’effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} \rightarrow (b_o = 0,12 \text{ m}) ; (d = 0,189 \text{ m}) ; (V_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau III-12: les valeurs des contraintes tangentielles sont résumées dans le tableau :

Types	RDC		Etage courant		Terrasse		$\bar{\tau}_u$ (MPa)
	T_u (MN)	τ_u (MPa)	T_u (MN)	τ_u (MPa)	T_u (MN)	τ_u (MPa)	
1	0,01857	0,819	0,01476	0,651	0,01585	0,699	3,33
2	0,01845	0,813	0,01575	0,694	0,01702	0,75	3,33
3	0,01178	0,519	0,00944	0,416	0,0102	0,45	3,33
4	0,01371	0,604	0,01099	0,485	0,01186	0,523	3,33
5	0,01219	0,537	0,0098	0,432	0,01065	0,47	3,33
6			0,01258	0,555	0,0136	0,6	3,33

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

❖ **Choix des armatures transversales :**

D’après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutrelles donnée par :

$$\phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_o}{10} ; \phi_l \text{ min} \right)$$

$$\phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{210}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right)$$

$$\phi_T \leq \text{Min} (6 ; 12 ; 10)$$

On prend : ($\phi_T = 6 \text{ mm}$) \rightarrow Même choix pour tous les types des poutrelles.

At = $2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$ (Un cadre pour toutes les poutrelles).

❖ **Calcul des espacements des cadres :**

- D'après le (C.B.A.93) : $St = \min [(1) ; (2)]$

$$St_{(1)} \leq \frac{0,9 \times At \times fe}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau u - 0,3 \times k \times ft')} \rightarrow (1)$$

$$St_{(2)} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm} ; \frac{At \times fe}{0,4 \times b_0}) \rightarrow (2)$$

Avec : ($k = 1$ Pour flexion simple) ; $f_{t'} = \min (f_{t28} ; 3,3\text{MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$; ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

($\gamma_s = 1,15$) ; (τu : Contrainte tangentielle $\rightarrow \tau u_{(\text{Max})} = 0,819 \text{ MPa}$) ; ($At = 0,57 \text{ cm}^2$)

$$(1) \rightarrow St_{(1)} \leq \frac{0,9 \times 0,57 \times 10^{-4} \times 235}{0,12 \times 1,15 \times (0,819 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \rightarrow St_{(1)} \leq 0,462 \text{ m}$$

$$(2) \rightarrow St_{(2)} \leq \min (0,9 \times 0,189 ; 40\text{cm} ; \frac{0,57 \times 10^{-4} \times 235}{0,4 \times 0,12}) \rightarrow St_{(2)} \leq \min(0,17 ; 0,4 ; 0,279)$$

Pour déterminer (St), il faut prendre la valeur minimale entre : (0,17 ; 0,40 ; 0,279 ; 0,462)

On adopte un espacement de $\rightarrow St = 15 \text{ cm}$

III-1-1-9- Vérification des contraintes dans le béton : D'après C.B.A.93 :

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, au niveau des travées, on doit vérifier la

condition suivante :
$$\frac{2 \times Vu}{b_0 \times a} \leq \frac{0,8 \times Fcj}{\gamma_b}$$

Avec : (Vu : Effort tranchant à ELU) ; (b_0 : L'épaisseur de la nervure de la poutre).

(a : Bras de levier de la poutre évalué à $0,9d$) ; ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($\gamma_b = 1,50$)

On va vérifier la condition sous l'effort tranchant maximal ($Vu_{(\text{max})} = 0,01857 \text{ MN}$)

$$\frac{2 \times 0,01857}{0,12 \times (0,9 \times 0,189)} \leq \frac{0,8 \times 25}{1,50} \rightarrow 1,8195 < 13,33 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La section du béton résiste à l'effort tranchant maximal.

III-1-1-10- Vérification des poutrelles au niveau des appuis : D'après (C.B.A.93) :

❖ **Appui intermédiaire :**

Si $|Mu| > 0,9 \times d \times Vu \rightarrow$ Il y a aucun risque de glissement, si non, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures

suffisante pour équilibrer un effort égal à : $Vu + \frac{Mu}{0,9d}$

Avec : (Mu) : Moment fléchissant en appui intermédiaire vis-à-vis l'état ultime.

(Vu) : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

($0,9 \times d$) : Bras de levier.

Tableau III-13 : Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.

Types	RDC		Etage courant		Terrasse	
	$ Mu _{(appui)}$ (MN.m)	$0,9 \times d \times Vu$ (MN.m)	$ Mu $ (MN.m)	$0,9 \times d \times Vu$ (MN.m)	$ Mu $ (MN.m)	$0,9 \times d \times Vu$ (MN.m)
1	0,0105	0,00316	0,0082	0,0025	0,0084	0,0027
2	0,00867	0,00314	0,00453	0,0027	0,0049	0,0029
3	0,00354	0,002	0,00284	0,0016	0,00306	0,0017
4	0,0057	0,00233	0,0046	0,0019	0,0049	0,002
5	0,0049	0,00207	0,004	0,0017	0,0045	0,0018
6			0,00504	0,0021	0,00544	0,0023

Conclusion : Il y a aucun risque de glissement en appui intermédiaire.

❖ **Appui de rive :**

Si $As_{(Vu)} = \frac{Vu \times \gamma_s}{fe} < Ast_{(appui\ de\ rive)} \rightarrow$ La section des armatures ($Ast_{(appui\ de\ rive)}$) est suffisante.

Avec : $Ast_{(appui\ de\ rive)}$: Armatures choisis dans les appuis de rives.

$As_{(Vu)}$: Armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).

($Fe = 400\ MPa$) ; ($\gamma_s = 1,15$).

Tableau III-14 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

Types	RDC		Etage courant		Terrasse	
	$As_{(Vu)}$ (cm ²)	$Ast_{(a.\ rive)}$ (cm ²)	$As_{(Vu)}$ (cm ²)	$Ast_{(a.\ rive)}$ (cm ²)	$As_{(Vu)}$ (cm ²)	$Ast_{(a.\ rive)}$ (cm ²)
1	0,5336	2,26	0,4241	1,57	0,4555	1,57
2	0,5302	1,57	0,4526	1,57	0,4891	1,57
3	0,3385	1,57	0,2713	1,57	0,2931	1,57
4	0,394	1,57	0,3158	1,57	0,3408	1,57
5	0,3503	1,57	0,2816	1,57	0,306	1,57
6			0,3615	1,57	0,3908	1,57

Conclusion : La quantité des armatures choisis et placée au niveau des appuis de rive est suffisante.

III-1-1-11- Vérification à l'état limite de service (ELS): D'après (C.B.A.93) :

Les poutrelles sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\ MPa$$

❖ Exemple de calcul :

On va prendre comme exemple de calcul la poutrelle de type (2) du RDC

- En travée : (M_s (Travée) = 0,01298 MN.m)

Avec : ($b = 0,65\text{m}$) ; ($b_0 = 0,12\text{m}$) ; ($h = 0,21\text{m}$) ; ($h_0 = 0,05\text{m}$) ; ($d = 0,189\text{m}$) ; ($d' = 0,021\text{m}$)

($n = 15$ (coefficient d'équivalence)) ; ($F_e = 400\text{MPa}$)

Position de l'axe neutre : ($A_{sc} = 0$) ; (A_{st} (Travée) = 2T14 = 3,08cm²)

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 - \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times (x-h_0)^2 + n \times A_{sc} \times (x-d') - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{65}{2} \times (x)^2 - \left(\frac{65-12}{2}\right) \times (x-5)^2 - 15 \times 3,08 \times (18,9-x) = 6x^2 + 311,2x - 1535,68 = 0$$

$$\Delta = (311,2)^2 - 4 \times (6) \times (-1535,68) = 133701,76 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 365,652$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-311,2 + 365,652}{2 \times 6} = 4,537 \text{ cm} < h_0 = 5\text{cm} \rightarrow \text{La table n'est pas}$$

entièrement comprimée. La détermination des contraintes sera identique à une section rectangulaire ($b \times h$).

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} \times (x)^3 + (n) \times (A_{st}) \times (d-x)^2 = \frac{65}{3} \times (4,537)^3 + (15) \times (3,08) \times (18,9-4,537)^2$$

$$I = 11554,3423 \text{ cm}^4 \rightarrow I = 1,15543423 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,01298 \times 0,04537}{1,15543423 \times 10^{-4}} = 5,097 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

- En appui : ($M_s = 0,00611 \text{ MN.m}$) ; (A_{st} (appui) = 2T10 = 1,57 cm²)

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T_e sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$).

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x-d') - (n) \times (A_{st}) \times (d-x) = 0$$

$$\frac{12}{2} \times (x)^2 - 15 \times 1,57 \times (18,9-x) = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 106,004 \rightarrow x = 6,871 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0}{3} \times (x)^3 + (n) \times (A_{sc}) \times (x-d')^2 + (n) \times (A_{st}) \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{12}{3} \times (6,871)^3 + (15) \times (1,57) \times (18,9-6,871)^2 = 4705,1478 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow I = 0,47051478 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,00611 \times 0,06871}{0,47051478 \times 10^{-4}} = 8,922 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-15 : Les contraintes dans le béton.

Types	Position	RDC	Etage courant	Terrasse	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
		σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	
1	Appui	9,87	8,616	8,908	15
	Travée	4,751	3,303	3,62	15
2	Appui	8,923	4,79	5,213	15
	Travée	5,098	4,293	4,677	15
3	Appui	3,636	2,994	3,257	15
	Travée	2,899	2,389	2,597	15
4	Appui	5,841	4,819	5,112	15
	Travée	3,069	2,301	2,411	15
5	Appui	5,111	4,162	4,673	15
	Travée	2,301	1,644	1,918	15
6	Appui		5,316	5,798	15
	Travée		3,502	3,814	15

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

III-1-1-12-Vérification de la flèche : D’après (C.B.A.93) :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{21}{470} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,04468 < 0,0625 \rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, La vérification de la flèche devient nécessaire.

- L'ANNEXE-D du C.B.A.93 simplifie le calcul de la flèche comme suite :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f_{admissible}$

Avec : $f_{admissible} = \frac{L}{500}$ Si la portée (L) est au plus égale à 5 m.

$$f_i : \text{Flèche sous chargement instantané} \rightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$$

$$f_v : \text{Flèche sous chargement de longue durée} \rightarrow f_v = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_v \times I_{fv})}$$

$$\text{Avec : } I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1+(\lambda i \times \mu)} \quad \text{et} \quad I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1+(\lambda v \times \mu)}$$

$$\lambda i = \frac{(0,05 \times f_{t28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))} \quad \text{et} \quad \lambda v = \frac{(0,02 \times f_{t28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$$

La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre se trouve dans la table de compression. Donc on calcule la flèche avec une section rectangulaire (b × h).

$$I_0 = \frac{b \times (h)^3}{12} + (n) \times (A_{st}) \times (d - x)^2 ; \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} ; \quad \mu = 1 - \frac{(1,75 \times f_{t28})}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + f_{t28}}$$

$$(f_{c28} = 25 \text{ MPa}) ; (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}) ; (f_e = 400 \text{ MPa}) ; (n=15)$$

$$(E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}) \quad \text{et} \quad (E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa}) \quad \text{et} \quad (\sigma_{st} = 348 \text{ MPa})$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-16 : Les valeurs des flèches des poutrelles sont résumées dans le tableau :

Types	RDC		Etage courant		Terrasse		\bar{f} (cm)
	f_i (cm)	f_v (cm)	f_i (cm)	f_v (cm)	f_i (cm)	f_v (cm)	
1	0,3976	0,6426	0,2764	0,4468	0,3029	0,4896	0,86
2	0,475	0,807	0,400	0,6796	0,4358	0,7405	0,94
3	0,1228	0,1891	0,1012	0,1558	0,110	0,1694	0,60
4	0,1479	0,2277	0,1109	0,1708	0,1162	0,1789	0,64
5	0,0849	0,1308	0,0606	0,0934	0,0708	0,109	0,56
6			0,2536	0,4099	0,2762	0,4464	0,80

Conclusion : Les valeurs des flèches ne dépassent pas les flèches admissibles qui sont exigées par le C.B.A.93.

III-1-1-13- Ferrailage de la dalle de compression : D'après le règlement C.B.A.93 :

❖ **Armatures perpendiculaires aux nervures : (A₁)**

$$A_1 \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec : L : distance entre -axe- des poutrelles (L=65 cm)

$$F_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_1 \geq \frac{4 \times 65}{500} \rightarrow A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armatures parallèles aux nervures : (A₂)**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \rightarrow A_2 = \frac{0,52}{2} \rightarrow A_2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ On adopte un treillis soudé de Ø5 et un espacement (15×15) cm²

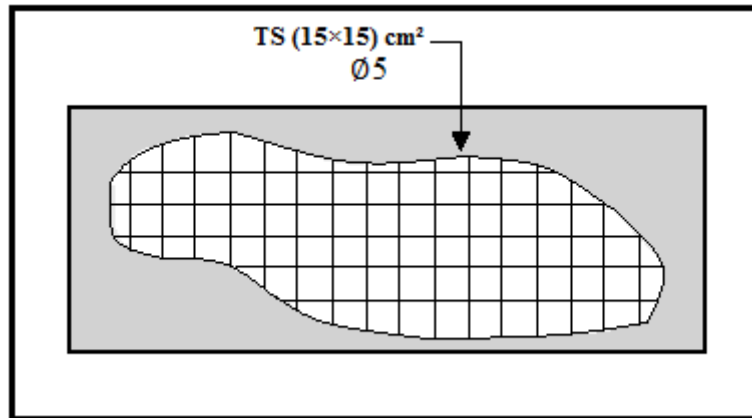


Figure III-4 : Ferrailage de la dalle de compression.

La disposition des armatures est présentée dans la figure suivante :

	<p>Poutrelle Type 1 du RDC en Travée</p>
	<p>Poutrelle Type 1 du RDC en Appui</p>

Figure III-5 : Armatures longitudinales en appui et en travée.

III-1-2- Plancher à dalle pleine :**III-1-2-1- Introduction :**

La dalle pleine est une plaque en béton armé qui peut reposer sur des appuis constitués par des poutres ou voiles, la dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface, le ferrailage est simple et facile à poser, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

III-1-2-2- Combinaisons des charges : D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

III-1-2-3- Types des dalles pleines :

Dans notre structure, il y a trois panneaux des dalles pleines au niveau des plancher, panneau (A ; B ; C).

Le calcul se fait pour le panneau le plus sollicité (C).

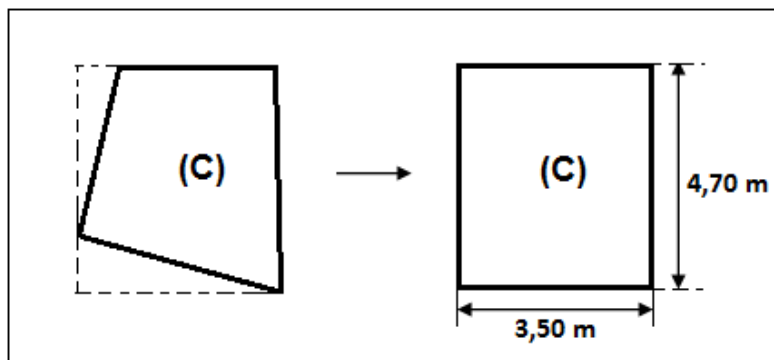


Figure III-6 : Le panneau le plus sollicité.

III-1-2-4- Charges et surcharges supportées par les dalles pleines :

Les charges et les surcharges supportées par les dalles pleines à (ELU) et à (ELS) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-17 : Charges et surcharge des dalles pleines.

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU	ELS
				(1,35G + 1,5Q) × b	(G + Q) × b
				Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
RDC	6,40	4,00	1 ml	14,65	10,40
Etage. C	7,40	1,50	1 ml	12,24	8,90
Terrasse	8,53	1,00	1 ml	13,02	9,53

III-1-2-5- Calcul des moments fléchissant :

On va prendre comme exemple de calcul le panneau (C) de RDC, le calcul se fait pour une bande de (1 ml) : (Lx = 3,50 m) ; (Ly = 4,70 m) ; (Pu = 14,65 KN/ml) ; (Ps = 10,40 KN/ml).

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3,50}{4,70} = 0,74 > 0,4 \rightarrow \text{(La dalle portant dans les deux sens (x,y)).}$$

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ($\alpha = 0,74$), on adopte :

ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,0633	0,4938	0,0696	0,6315

❖ **Calcul à ELU :** D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit

vérifier la condition : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$

Sens (x-x) : $M_x = \mu_x \times P_u \times (L_x)^2 = 0,0633 \times 14,64 \times (3,50)^2 = 11,35 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w^x \geq (0,5 \times M_x) = 0,5 \times 11,35 \rightarrow$ On prend : $M_w^x = 5,70 \text{ KN.m}$

$M_e^x \geq (0,5 \times M_x) = 0,5 \times 11,35 \rightarrow$ On prend : $M_e^x = 5,70 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^x \geq (0,85 \times M_x) = 0,85 \times 11,35 \rightarrow$ On prend : $M_t^x = 9,70 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $9,70 + \frac{5,70 + 5,70}{2} \geq 1,25 \times 11,35 \rightarrow 15,40 > 14,19 \rightarrow \text{C.V}$

Sens (y-y) : $M_y = \mu_y \times M_x = 0,4938 \times 11,35 = 5,61 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w^y \geq (0,5 \times M_y) = 0,5 \times 5,61 \rightarrow$ On prend: $M_w^y = 2,90 \text{ KN.m}$

$M_e^y \geq (0,5 \times M_y) = 0,5 \times 5,61 \rightarrow$ On prend: $M_e^y = 2,90 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^y \geq (0,85 \times M_y) = 0,85 \times 5,61 \rightarrow$ On prend : $M_t^y = 4,80 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $4,80 + \frac{2,90 + 2,90}{2} \geq 1,25 \times 5,61 \rightarrow 7,70 > 7,012 \rightarrow \text{C.V}$

❖ **Calcul à ELS :**

Sens (x-x) : $M_x = \mu_x \times P_s \times (L_x)^2 = 0,0696 \times 10,40 \times (3,50)^2 = 8,87 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_{w,e}^x \geq (0,5 \times 8,87) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e}^x = 4,50 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^x \geq (0,85 \times 8,87) \rightarrow$ On prend : $M_t^x = 7,60 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $7,60 + \frac{4,50 + 4,50}{2} \geq 1,25 \times 8,87 \rightarrow 12,10 > 11,09 \rightarrow \text{C.V}$

Sens (y-y) : $M_y = \mu_y \times M_x = 0,6315 \times 8,87 = 5,60 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_{w,e}^y \geq (0,5 \times 5,60) \rightarrow$ On prend: $M_{w,e}^y = 2,80 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^y \geq (0,85 \times 5,60) \rightarrow$ On prend : $M_t^y = 4,80 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $4,80 + \frac{2,80 + 2,80}{2} \geq 1,25 \times 5,60 \rightarrow 7,60 > 7,00 \rightarrow \text{C.V}$

Tableau III-18 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

Panneau (C)	ELU		ELS	
	M (Travée) (KN.m)	M (Appui) (KN.m)	M (Travée) (KN.m)	M (Appui) (KN.m)
x-x	9,70	5,70	7,60	4,50
y-y	4,80	2,90	4,80	2,80

III-1-2-6- Armatures longitudinales : D’après le C.B.A.93 :

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la dalle est donné par le (C.B.A.93) :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,10}{400}) \rightarrow A_{st} \geq 2,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,08 \% B \text{ (HA)} \rightarrow A_{st} \geq 0,08 \% (1 \times 0,2) \rightarrow A_{st} \geq 1,60 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul du ferrailage** : On calcul pour une bande de 1ml

Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,9 × 0,2 = 0,18 m) ; (f_{c28} = 25 MPa)

(Fe = 400 MPa) ; (σ_{st} = 348 MPa) ; (f_{bc} = 14,17 MPa) ; (μ_R = 0,392)

❖ **En travée (Sens x-x)** :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,00970}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,021128 < \mu_R = 0,392 \rightarrow Asc = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,021128)}) = 0,02669 \rightarrow Z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times (0,02669)) = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0097}{0,178 \times 348} = 1,57 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **En appui (Sens x-x)** :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,00570}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,012415 < \mu_R = 0,392 \rightarrow Asc = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,012415)}) = 0,01561 \rightarrow Z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times (0,015616)) = 0,1788 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0057}{0,1788 \times 348} = 0,92 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 0,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-19 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.

Sens	Calculé		Adopté		CBA
	A _{st} (Appui) (cm ² /ml)	A _{st} (Travée) (cm ² /ml)	A _{st} (Appui) (cm ² /ml)	A _{st} (Travée) (cm ² /ml)	A _{st} (Min) (cm ² /ml)
X-X	0,92	1,57	T10 × 25 cm = 3,93/ml	T10 × 25 cm = 3,93/ml	2,18
Y-Y	0,47	0,77	T10 × 25 cm = 3,93/ml	T10 × 25 cm = 3,93/ml	2,18

❖ **Calcul des espacements :** D'après le C.B.A.93 :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge répartie)	
(X-X)	25 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	C.V
(Y-Y)	25 cm	Min (4h ; 44 cm) = 44 cm	C.V

III-1-2-7- Vérification à l'état limite de service (ELS): D'après (C.B.A.93) :

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons choisi le même ferrailage pour la dalle pleine, en travée et aussi en appui, par conséquent, la position de l'axe neutre et le moment d'inertie de la section homogènes restent constant.

Avec : (b = 1 m) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,18 m) ; (d' = 0,02 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

Position de l'axe neutre : (Asc = 0) ; (Ast = 5T10/ml = 3,93cm²/ml)

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 - n \times Ast \times (d - x) = 0 \rightarrow \frac{100}{2} \times (x)^2 - 15 \times 3,93 \times (18 - x) = 0 \rightarrow x = 4,055 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times (x)^3 + (n) \times (Ast) \times (d - x)^2 \rightarrow I = \frac{100}{3} \times (4,055)^3 + (15) \times (3,93) \times (18 - 4,055)^2$$

$$I = 13686,1442 \text{ cm}^4 = 1,3686144 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Tableau III-20 : Les contraintes dans le béton.

	Travée	Appui	
Sens	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
X-X	2,252	1,332	15
Y-Y	1,422	0,830	15

Conclusion : Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées

III-1-2-8- Vérification de la nécessité d'armatures d'âme :

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures d'âme si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$ et (b = 1ml) ; (d = 0,9h = 0,18 m)

Calcul de la contrainte admissible : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

Calcul de l'effort tranchant : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

- (V_{u_x}) au milieu du grand coté :

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{14,65 \times 3,50}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,74}{2}} = 18,714 \text{ KN}$$

- (V_{u_y}) au milieu du petit coté :

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{3} = \frac{14,65 \times 3,50}{3} = 17,092 \text{ KN}$$

Tableau III-21 : Les contraintes tangentés.

Sens	Tu (MN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
X-X	0,018714	0,104	1,16
Y-Y	0,017092	0,095	1,16

Conclusion : Les contraintes tangentés sont inférieures à la contrainte exigée par le (C.B.A.93) et (B.A.E.L) → Pas d'armatures d'âme pour la dalle.

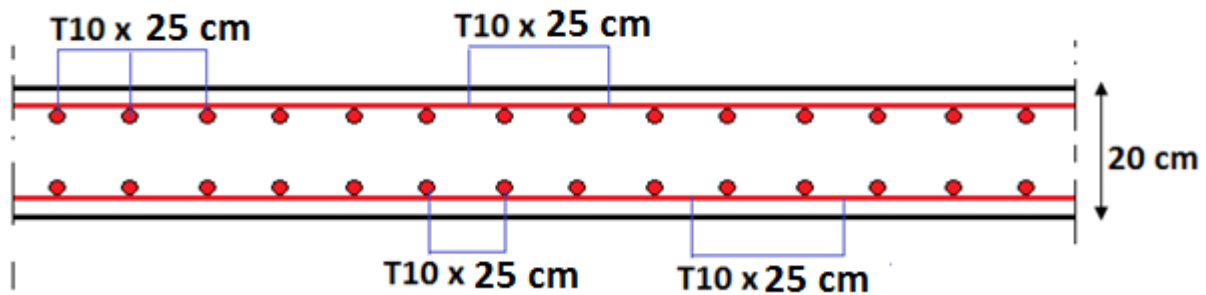


Figure III-7 : La disposition des armatures de la dalle pleine.

III-2- La dalle d'ascenseur :

III-2-1- Introduction :

La dalle d'ascenseur est une dalle pleine en béton armé destinée à reprendre la machine (Moteur ; Cabine ; Contre poids...)

Un ascenseur est un appareil de plus en plus courant dans la vie quotidienne d'un bâtiment, car il offre une solution plus efficace et pratique pour enregistrer les différentes hauteurs et les planchers, il est pratiquement obligatoire pour les bâtiments de Cinq étages et plus .Bien qu'il existe de nombreux types, qui varient en fonction de la vitesse, l'éclairage ou le style de la cabine, ils offrent tout le même but. Il est un système de transport composé de divers composants électriques, mécaniques et électroniques permet la mobilité des personnes entre les différents niveaux d'un bâtiment.

III-2-2- Caractéristiques de la machine :

Dans notre structure, nous avons choisi un ascenseur à traction à câbles, il est disponible dans le marché algérien, et il est constitué de :

Une cabine : La cabine est l'habitacle dans lequel les usagés voyagent, elle est disposée sur un noyau d'ascenseur et glisse verticalement sur des câbles. La cabine à une capacité de huit personnes. Leurs dimensions sont présentées dans la figure suivante :

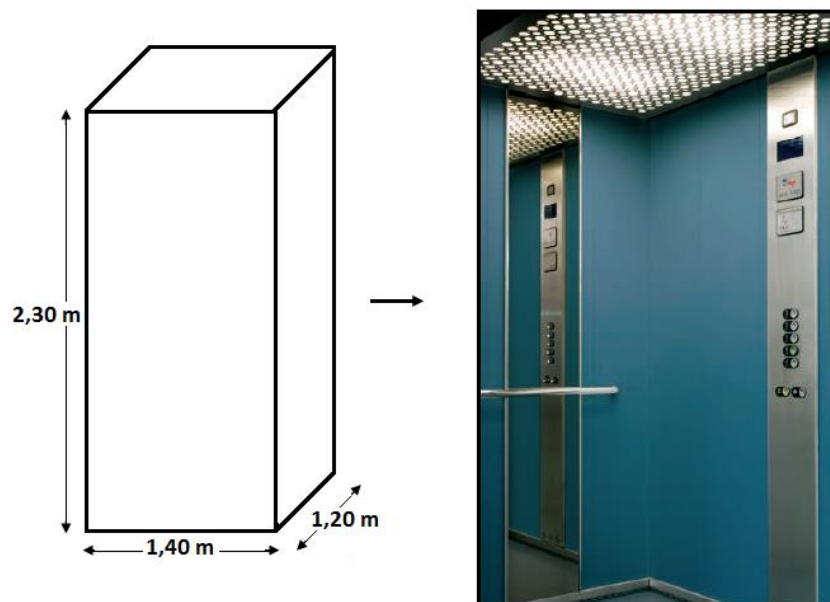


Figure III-8 : Dimension de la cabine.

Un contrepoids : Le contrepoids est une masse inerte (Acier) posée sur un étrier, il est utilisé pour contrebalancer le poids de la cabine. Le contrepoids facilite la manœuvre des charges lourdes dans la poulie. Il ce calcul par la formule suivante :

$$P_{\text{(Contrepoids)}} = P_{\text{(Cabine vide)}} + \frac{P_{\text{(Charge nominale)}}}{2}$$

Une machine : La machine de l'ascenseur est constituée de plusieurs éléments : (Moteur ; Treuil ; Châssis ; Poulie ; Limiteur de vitesse ; Câbles ; Parachute...).

La machine repose sur un châssis de quatre pieds de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ /1pied.

Accessoires : Y compris les armoires de commandes, les canalisations électriques.

Le système de fonctionnement est présenté dans la figure suivante :

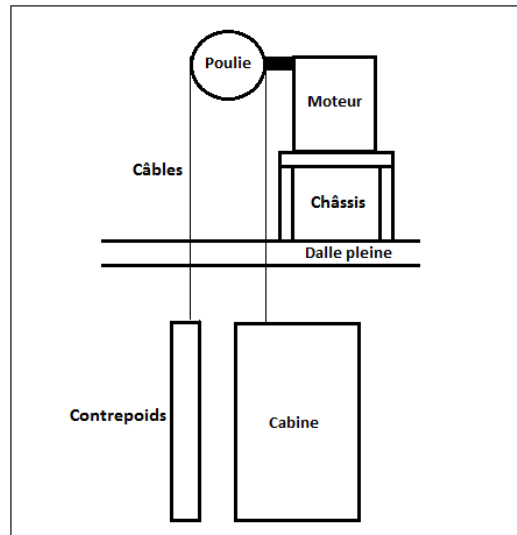


Figure III-9 : Système de fonctionnement de l'ascenseur.

III-2-3- Combinaisons des charges : D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

III-2-4- Charges et surcharges supportées par la dalle :

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

II-2-4-1- Charge et surcharge de la dalle :

❖ Dimensionnement de la dalle :

La dalle est appuyé sur leur pourtour avec : $(L_x = 1,80 \text{ m})$; $(L_y = 2,00 \text{ m})$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,90 > 0,4 \rightarrow (\text{La dalle portant dans les deux sens (x,y)}).$$

- $h \geq \frac{L_x}{45} \rightarrow h \geq \frac{180}{45} \rightarrow h \geq 4,00 \text{ cm} \rightarrow$ Selon la condition de résistance.
- $h \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heures.
- $h \geq 15,00 \text{ cm} \rightarrow$ D'après C.B.A.93.

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (20 cm), et on utilise un revêtement (Carrelage) pour que les conditions du poinçonnement doivent vérifiées.

❖ **Charges et surcharges de la dalle:** D'après D.T.R.B.C :

Tableau III-22 : Charges et surcharge de la dalle.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44	
Mortier de pose	20	0,03	0,60	
Lit de sable	18	0,02	0,36	
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20	
Dalle pleine en BA (20cm)	25	0,20	5,00	
			$\Sigma = 6,60$	$\Sigma = 1,00$

Q : Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien).

$$P_U = (1,35 \times 6,60) + (1,5 \times 1,00) = 10,41 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = 6,60 + 1,00 = 7,60 \text{ KN/m}^2$$

III-2-4-2- Charge et surcharge de la machine :

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO), les charges et les surcharges de la machine sont résumées dans le tableau ci-dessous.

- La cabine à une capacité de huit personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (635 KG), une moyenne de (79,375 KG) pour une personne.
- Le contrepoids est calculé comme suit : $P_{\text{(Contrepoids)}} = P_{\text{(Cabine vide)}} + \frac{635}{2}$

Tableau III-23 : Charges et surcharge de la machine.

Les composants	G (machines) (KG)	G (machines) (KN)	Q (KN)
Moteur	300	3,00	
Treuil	500	5,00	
Châssis	100	1,00	
Limiteur de vitesse	50	0,50	
Cabine vide	700	7,00	
Contre poids	1017,50	10,175	
Etrier	100	1,00	
Câbles	50	0,50	
Accessoires	50	0,50	
	$\Sigma = 2867,50$	$\Sigma = 28,675$	$\Sigma = 6,35$

$$P_U = (1,35 \times 28,675) + (1,5 \times 6,35) = 48,24 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = 28,675 + 6,35 = 35,025 \text{ KN/m}^2$$

III-2-5- Moments fléchissant :

III-2-5-1- Sous la charge répartie : D'après C.B.A.9. :

Avec : ($L_x = 1,80 \text{ m}$) ; ($L_y = 2,00 \text{ m}$) ; ($P_{U1} = 10,41 \text{ KN/m}^2$) ; ($P_{S1} = 7,60 \text{ KN/m}^2$).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,90 > 0,4 \rightarrow \text{(La dalle portant dans les deux sens (x,y)).}$$

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ($\alpha = 0,90$), on adopte :

ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,0456	0,7834	0,0528	0,8502

❖ **Calcul à ELU :**

Sens (x-x) : $M_{xu'} = \mu_x \times P_u \times (L_x)^2 = 0,0456 \times 10,41 \times (1,80)^2 = 1,54 \text{ KN.m}$

Sens (y-y) : $M_{yu'} = \mu_y \times M_{xu'} = 0,7834 \times 1,54 = 1,21 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul à ELS :**

Sens (x-x) : $M_{xs'} = \mu_x \times P_s \times (L_x)^2 = 0,0528 \times 7,60 \times (1,80)^2 = 1,30 \text{ KN.m}$

Sens (y-y) : $M_{ys'} = \mu_y \times M_{xs'} = 0,8502 \times 1,30 = 1,11 \text{ KN.m}$

III-2-5-2- Sous la charge concentrée :

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise l'une des méthodes PIGEAU qui nécessite le calcul de la zone d'impacte.

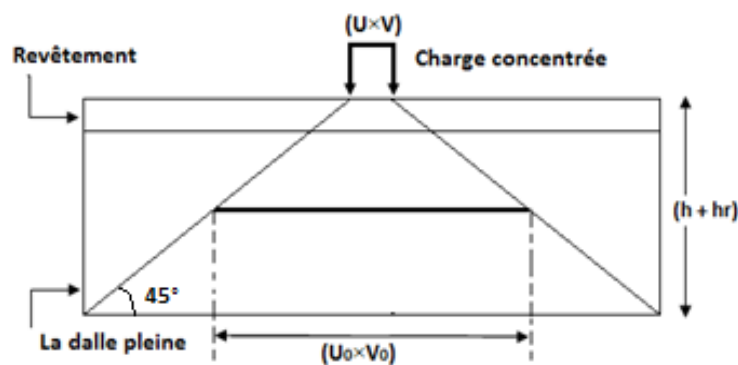


Figure III-10 : Zone d'impacte.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

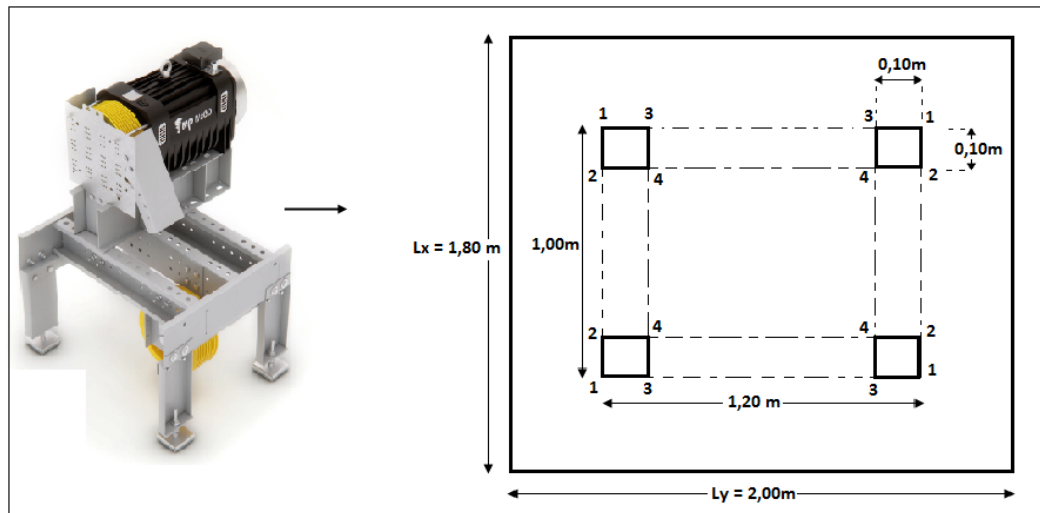
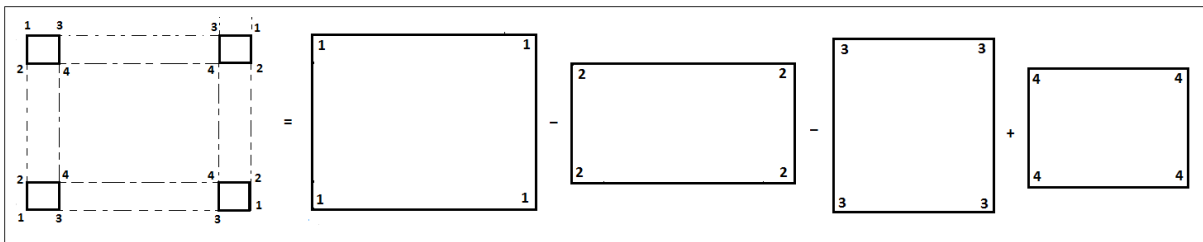


Figure III-11 : Dimensions de la charge concentrée.

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4)

La valeur du moment fléchissant devient :



$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} \quad \text{et} \quad M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}$$

❖ **Exemple de calcul:** On prend comme exemple de calcul le panneau (1-1).

❖ **Calcul à ELU :** (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h_(La dalle) = 0,20 m) ; (h_(Revêtement) = 0,05)

→ Pu (La machine) = 48,24 KN / 4 Pieds → (Charge concentrée)

$$S_{(4 \text{ Pieds})} = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow Pu_{(La \text{ machine})} = \frac{Pu_{(La \text{ machine})}}{S_{(4 \text{ Pieds})}} = \frac{48,24}{0,04} = 1206 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow (\text{Charge répartie})$$

U₀ = U + h_(La dalle) + 1,5 h_(Revêtement) → Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

V₀ = V + h_(La dalle) + 1,5 h_(Revêtement) → Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9 \rightarrow \text{On utilise l'abaque 9 pour la détermination des moments } (M_1 ; M_2)$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,275}{1,80} = 0,71 \rightarrow \{ M_1 = 7,1 \times 10^{-2} \} \quad \text{et} \quad v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1,475}{2,00} = 0,74 \rightarrow \{ M_2 = 5,5 \times 10^{-2} \} \quad \text{et} \quad v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$Pu1 = Pu \times U \times V = 1206 \times 1,00 \times 1,20 = 1447,20 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times Pu = 0,071 \times 1447,20 = 102,7512 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times Pu = 0,055 \times 1447,20 = 79,596 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul à ELS :** (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h_(La dalle) = 0,20 m) ; (h_(Revêtement) = 0,05)

→ P_{S (La machine)} = 35,025 KN / 4 Pieds → (Charge concentrée)

$$S_{(4 \text{ Pieds})} = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

→ P_{S (La machine)} = $\frac{Ps \text{ (La machine)}}{S_{(4 \text{ Pieds})}} = \frac{35,025}{0,04} = 875,625 \text{ KN/m}^2$ → (Charge répartie)

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,275}{1,80} = 0,71 \rightarrow \{ M_1 = 7,1 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 2 \text{ à (ELS)}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1,475}{2,00} = 0,74 \rightarrow \{ M_2 = 5,5 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 2 \text{ à (ELS)}$$

$$Ps1 = Ps \times U \times V = 875,625 \times 1,00 \times 1,20 = 1050,75 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times Ps = (0,071 + (0,2 \times 0,055)) \times 1050,75 = 86,1615 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times Ps = (0,055 + (0,2 \times 0,071)) \times 1050,75 = 72,712 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III-24 : Résultats de calcul.

Panneau	U (m)	V (m)	U ₀ (m)	V ₀ (m)	U ₀ / L _x	V ₀ / L _y
(1-1)	1,00	1,20	1,275	1,475	0,71	0,74
(2-2)	0,8,	1,20	1,075	1,475	0,60	0,74
(3-3)	1,00	1,00	1,275	1,275	0,71	0,64
(4-4)	0,80	1,00	1,075	1,275	0,60	0,64

Panneau	ELU					ELS		
	M ₁ × 10 ⁻²	M ₂ × 10 ⁻²	P _{Ui} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)	P _{Si} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)
(1-1)	0,071	0,055	1447,2	102,751	79,596	1050,75	86,162	72,712
(2-2)	0,078	0,057	1157,76	90,305	65,992	840,6	75,15	61,028
(3-3)	0,075	0,06	1206	90,45	72,36	875,625	76,179	65,672
(4-4)	0,085	0,065	964,8	82,008	62,712	700,5	68,649	57,441

ELU: M_{xu} = M_{xu1} - M_{xu2} - M_{xu3} + M_{xu4} = 102,751 - 90,305 - 90,45 + 82,008 = 4,004 KN.m

M_{yu} = M_{yu1} - M_{yu2} - M_{yu3} + M_{yu4} = 79,596 - 65,992 - 72,36 + 62,712 = 3,956 KN.m

ELS: M_{xs} = M_{xs1} - M_{xs2} - M_{xs3} + M_{xs4} = 86,162 - 75,15 - 76,179 + 68,649 = 3,482 KN.m

M_{ys} = M_{ys1} - M_{ys2} - M_{ys3} + M_{ys4} = 72,712 - 61,028 - 65,672 + 57,441 = 3,453 KN.m

III-2-5-3- Superposition des moments fléchissant :

La dalle est soumise à deux types de chargement, donc on fait une superposition des moments fléchissant.

<u>ELU :</u>	<u>ELS :</u>
$M_{XU} = M_{Xu}' + M_{Xu}$	$M_{XS} = M_{Xs}' + M_{Xs}$
$M_{XU} = 1,54 + 4,004 = 5,544 \text{ KN.m}$	$M_{XS} = 1,30 + 3,482 = 4,782 \text{ KN.m}$
$M_{YU} = M_{Yu}' + M_{Yu}$	$M_{YS} = M_{Ys}' + M_{Ys}$
$M_{YU} = 1,21 + 3,956 = 5,166 \text{ KN.m}$	$M_{YS} = 1,11 + 3,453 = 4,563 \text{ KN.m}$

III-2-5-4- Calcul des moments fléchissant réels:

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$$

❖ ELU :

Sens (x-x) : $M_{XU} = 5,544 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_{w,e}^x \geq (0,5 \times 5,544) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e}^x = 2,80 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^x \geq (0,85 \times 5,544) \rightarrow$ On prend : $M_t^x = 4,72 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $4,72 + \frac{2,80 + 2,80}{2} \geq 1,25 \times 5,544 \rightarrow 7,52 > 6,93 \rightarrow \text{C.V}$

Sens (y-y) : $M_{YU} = 5,166 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_{w,e}^y \geq 2,583 \rightarrow$ On prend: $M_{w,e}^y = 2,60 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^y \geq (0,85 \times 5,166) \rightarrow$ On prend : $M_t^y = 4,40 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $4,40 + \frac{2,60 + 2,60}{2} \geq 1,25 \times 5,166 \rightarrow 7,00 > 6,46 \rightarrow \text{C.V}$

❖ ELS :

Sens (x-x) : $M_{XS} = 4,782 \text{ KN.m}$

$M_{w,e}^x \geq (0,5 \times 4,782) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e}^x = 2,40 \text{ KN.m}$

$M_t^x \geq (0,85 \times 4,782) \rightarrow$ On prend : $M_t^x = 4,10 \text{ KN.m}$

$4,10 + \frac{2,40 + 2,40}{2} \geq 1,25 \times 4,782 \rightarrow 6,50 > 5,98 \rightarrow \text{C.V}$

Sens (y-y) : $M_{YS} = 4,563 \text{ KN.m}$

$M_{w,e}^y \geq (0,5 \times 4,563) \rightarrow$ On prend: $M_{w,e}^y = 2,30 \text{ KN.m}$

$M_t^y \geq (0,85 \times 4,563) \rightarrow$ On prend : $M_t^y = 3,90 \text{ KN.m}$

$3,90 + \frac{2,30 + 2,30}{2} \geq 1,25 \times 4,563 \rightarrow 6,20 > 5,71 \rightarrow \text{C.V}$

Tableau III-25 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

-Sens-	ELU		ELS	
	M (Travée) (MN.m)	M (Appui) (MN.m)	M (Travée) (MN.m)	M (Appui) (MN.m)
x-x	4,72	2,80	4,10	2,40
y-y	4,40	2,60	3,90	2,30

III-2-6- Armatures longitudinales : D’après le C.B.A.93 :

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures.

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,10}{400}) \rightarrow A_{st} \geq 2,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,08 \% B \text{ (HA)} \rightarrow A_{st} \geq 0,08 \% (1 \times 0,2) \rightarrow A_{st} \geq 1,60 \text{ cm}^2$$

III-2-6-1- Calcul de ferrailage : On calcul pour une bande de 1ml

Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,9 × 0,2 = 0,18 m) ; (f_{c28} = 25 MPa)

(Fe = 400 MPa) ; (σ_{st} = 348 MPa) ; (f_{bc} = 14,17 MPa) ; (μ_R = 0,392)

❖ **En travée (Sens x-x)** :

$$\mu_u = \frac{0,00472}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,0103 < \mu_R = 0,392 \rightarrow (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,0103)}) = 0,0129 \rightarrow Z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times (0,0129)) = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,00472}{0,179 \times 348} = 0,76 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **En appui (Sens x-x)** :

$$\mu_u = \frac{0,00280}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,0061 < \mu_R = 0,392 \rightarrow (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,0061)}) = 0,00765 \rightarrow Z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times (0,00765)) = 0,1794 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0028}{0,1794 \times 348} = 0,45 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-26 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.

Sens	Calculé		Adopté		CBA
	A _{st} (Appui) (cm ² /ml)	A _{st} (Travée) (cm ² /ml)	A _{st} (Appui) (cm ² /ml)	A _{st} (Travée) (cm ² /ml)	A _{st} (Min) (cm ² /ml)
X-X	0,45	0,76	T10 × 20 cm = 4,71/ml	T10 × 20 cm = 4,71/ml	2,18
Y-Y	0,42	0,71	T10 × 20 cm = 4,71/ml	T10 × 20 cm = 4,71/ml	2,18

III-2-6-2- Calcul des espacements : D'après le C.B.A.93 :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
(X-X)	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	C.V
(Y-Y)	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	C.V

III-2-7- Vérification au poinçonnement :

Le Châssis est posé (appuyé) sur quatre appuis, risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

La charge totale ultime de la machine est de (48,24 KN).

La charge appliquée sur chaque appui est : $Q_u = \frac{48,24}{4} = 12,06 \text{ KN}$

Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante : $Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : (h (Dalle) = 0,20 m) ; (h(Revêtement) = 0,05 m) ; (f_{c28} = 25 MPa) ; (γ_b = 1,50)

(P_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen)

(U ; V): Dimensions du pied de châssis → (0,10 × 0,10) m²

$$U_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$V_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$P_c = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (0,375 + 0,375) = 1,50 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow 12,06 \leq 0,045 \times 1,50 \times 0,20 \times \frac{25000}{1,5} \rightarrow 12,06 \leq 225$$

Conclusion : Le risque de poinçonnement n'existe pas.

III-2-8- Vérification à l'état limite de service (ELS): D'après (C.B.A.93) :

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Même ferrailage adopté en appui et en travée, (x ; I) restent constants.

Avec : (b = 1 m) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,18 m) ; (d' = 0,02 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

Position de l'axe neutre : (A_{sc} = 0) ; (A_{st} = 6T10/ml = 4,71 cm²/ml)

$$50 x^2 + 70,65 x - 1271,7 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 509,24 \rightarrow x = 4,38 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{100}{3} \times (4,38)^3 + (15) \times (4,71) \times (18 - 4,38)^2 \rightarrow I = 15906,81 \text{ cm}^4$$

Contrainte du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$

Tableau III-27 : Les contraintes dans le béton.

	Travée	Appui	
Sens	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
X-X	1,13	0,66	15
Y-Y	1,08	0,64	15

Conclusion : La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

III-2-9- Vérification de la nécessité d’armatures transversales :

D’après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

III-2-9-1- Calcul de la contrainte admissible : D’après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

III-2-9-2- Calcul de l’effort tranchant : D’après (B.A.E.L) :

Lorsqu’agissent simultanément des charges réparties et des charges concentrées, on admet :

$$(V_x = V_x + V_a) \text{ et } (V_y = V_y + V_b)$$

Avec, $(V_x ; V_y)$: Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

$(V_a ; V_b)$: Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,90 > 0,4$$

❖ **Charge répartie :**

$$V_x = \frac{P'_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}$$

$$V_x = \frac{10,41 \times 1,80}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,90}{2}} = 6,46 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P'_U \times L_x}{3}$$

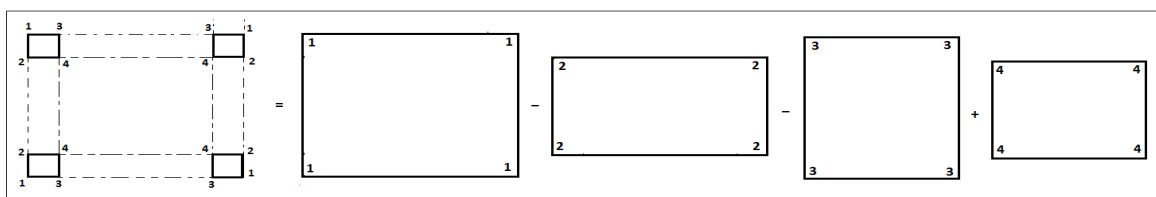
$$V_y = \frac{10,41 \times 1,80}{3} = 6,246 \text{ KN} < V_x$$

❖ **Charge concentrée :**

D’après le B.A.E.L.91, l’effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$(V_a = \frac{P}{2b+a}) \text{ et } (V_b = \frac{P}{3b} \leq V_a)$$

Nous avons quatre pieds, c’est-à-dire quatre charges concentrées, donc l’effort tranchant est donné par la formule suivante : $V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$ et $V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$



$$V_{1a} = \frac{1206 \times 1,2 \times 1,2}{(2 \times 1,20) + 1} = 510,78 \text{ KN}$$

$$V_{2a} = \frac{1206 \times 1,2 \times 0,8}{(2 \times 1,20) + 0,8} = 361,80 \text{ KN}$$

$$V_{3a} = \frac{1206 \times 1 \times 1}{(2 \times 1) + 1} = 402 \text{ KN}$$

$$V_{4a} = \frac{1206 \times 1 \times 0,8}{(2 \times 1) + 0,8} = 344,57 \text{ KN}$$

$$V_a = 510,78 - 361,80 - 402 + 344,57$$

$$V_a = 91,55 \text{ KN}$$

$$V_{1b} = \frac{1206 \times 1,2 \times 1,2}{(3 \times 1,20)} = 482,4 \text{ KN} \leq V_{1a}$$

$$V_{2b} = \frac{1206 \times 1,2 \times 0,8}{(3 \times 1,20)} = 321,6 \text{ KN} \leq V_{2a}$$

$$V_{3b} = \frac{1206 \times 1 \times 1}{(3 \times 1)} = 402 \text{ KN} = V_{3a}$$

$$V_{4b} = \frac{1206 \times 1 \times 0,8}{(3 \times 1)} = 321,60 \text{ KN} \leq V_{4a}$$

$$V_b = 482,4 - 321,6 - 402 + 321,60$$

$$V_b = 80,40 \text{ KN}$$

III-2-9-3- Superposition des efforts tranchants :

$$V_x = V_x + V_a = 6,64 + 91,55 = 98,19 \text{ KN}$$

$$V_y = V_y + V_b = 6,246 + 80,40 = 86,646 \text{ KN}$$

III-2-9-4- La contrainte tangente :

Avec : (b = 1ml) ; (d = 0,9h = 0,18 m)

$$\tau_{ua} = \frac{98,19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,5455 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{ub} = \frac{86,646 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,4814 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les contraintes tangentes sont inférieures à la contrainte exigée par le (C.B.A.93) et (B.A.E.L) → Pas d'armatures transversales pour la dalle.

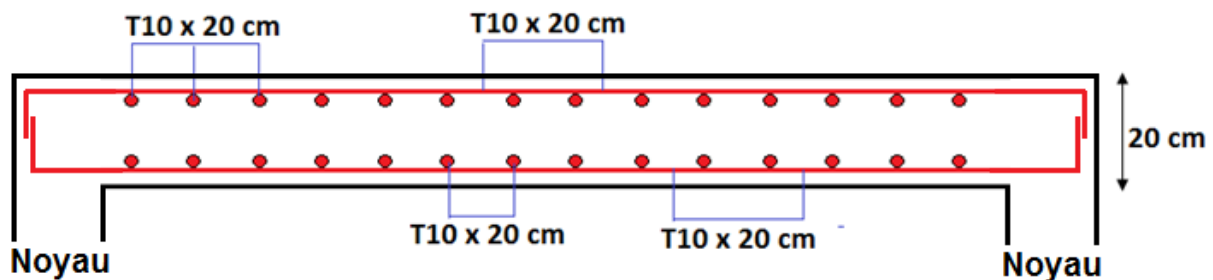


Figure III-12 : Ferrailage de la dalle machine.

III-3- Etude des escaliers :

III-3-1- Introduction :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Nous avons pour notre projet deux types des escaliers :

Un escalier à deux volées droits perpendiculaire et à un palier intermédiaire.

Un escalier balancé à quartier tournant haut.

III-3-2- Terminologie :

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- **La cage d'escalier** : Espace limité où les escaliers sont placés.
- **Le palier intermédiaire** : Il est inséré entre deux volées et situé entre deux étages, ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop.
- **Le palier d'arrivée (d'étage)** : Appelé aussi parfois palier de communication, ce palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- **La paillasse (volée)** : Est une dalle inclinée qui soutient les gradins, elle compris entre deux paliers consécutifs.
- **La marche** : Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre, on distingue deux types de marche :
 - La marche droite : De forme rectangulaire.
 - La marche balancée : De forme trapézoïdale, permet le changement de direction.
- **La contremarche** : La face verticale située entre deux marches consécutives.
- **L'emmarchement** : Largeur utile de l'escalier.
- **La ligne de foulée** : Ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.

III-3-3- Dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contremarches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$.

h : Hauteur de contremarche, varie de [15 à 20cm] pour une bâtiment publique.

g : Largeur de marche (giron), varie de [22 à 33cm] pour un bâtiment publique.

n : Nombres des contres marches.

n-1 : Nombres des marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.

H : Hauteur de l'escalier.

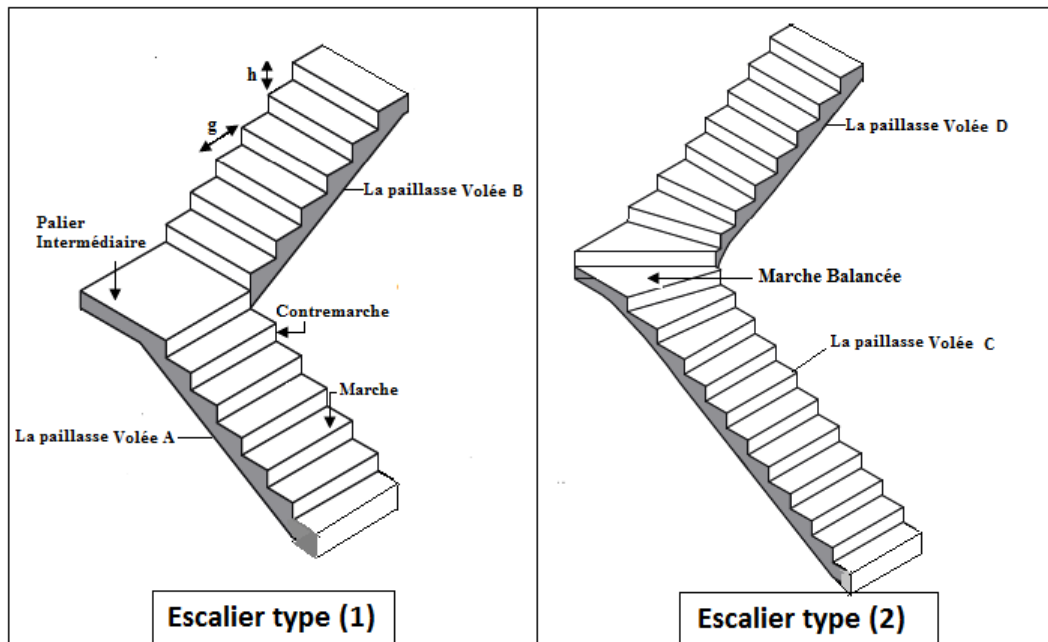


Figure III-13 : Types des escaliers

III-3-4- Etude d'escalier (Type 1) : (+ 4,08 jusqu'à + 34,68 m).

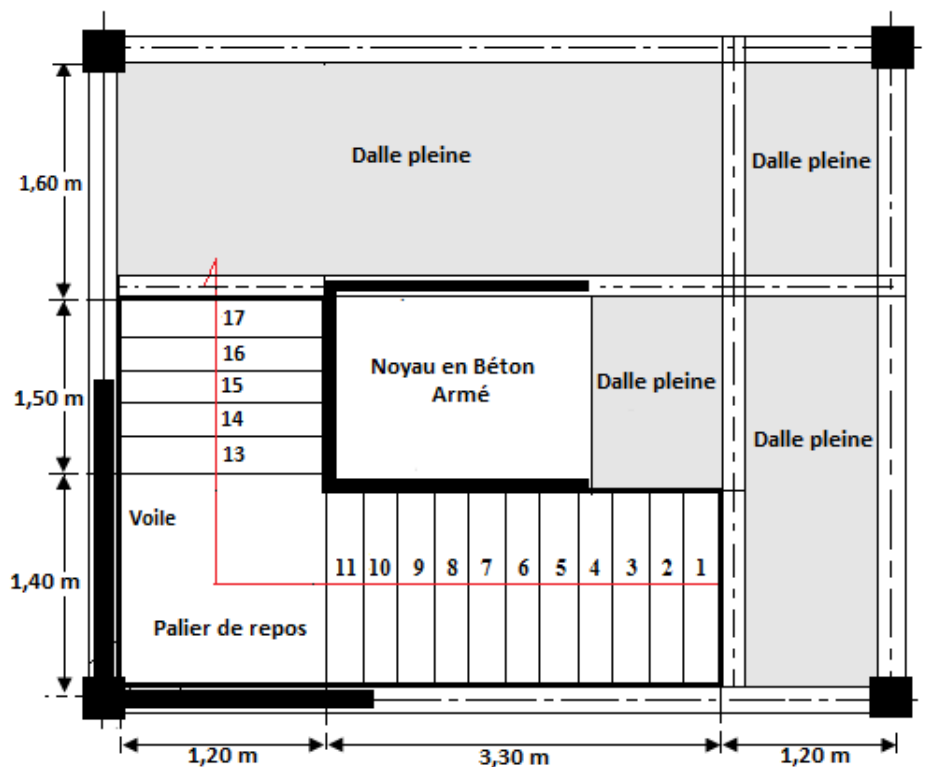


Figure III-14 : Vue en plan de l'escalier type (1)

Cet escalier relie entre les étages courants, il contient deux volées perpendiculaires (A ; B) et à un palier intermédiaire.

III-3-4-1- Volée (A) :

La volée (A) contient une paillasse et un palier de repos, leur dimension donnée sur la figure suivante :

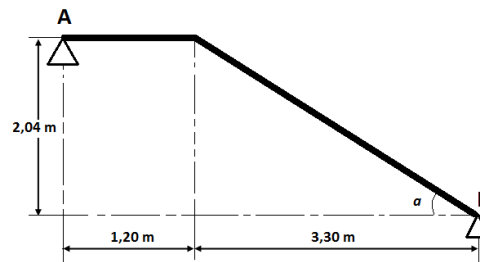


Figure III-15 : Les dimensions de la volée (A)

❖ **Caractéristique de la volée (A) :** ($H = n \times h = 2,04 \text{ m}$) et ($L = (n - 1) \times g = 3,30 \text{ m}$)

Calcul de nombres des marches et des contremarches : Pour déterminer le nombre des marches et des contremarches, on prend :

$$(2 \times h) + g = 64 \text{ cm} \rightarrow (1) \quad (\text{D'après la formule de Blondel}).$$

$$\text{Avec :} \quad g = \frac{L}{n-1} \rightarrow (2) \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n} \rightarrow (3)$$

On remplace l'équation (2) et (3) dans la première équation, on adopte l'équation suivante :

$$2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \text{ cm} \rightarrow 2 \times \frac{204}{n} + \frac{330}{n-1} = 64 \text{ cm}$$

$$408n - 408 + 330n = 64n^2 - 64n \rightarrow 64n^2 - 802n + 408 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 734$$

$$n = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{802 + 734}{2 \times 64} = 12 \rightarrow \text{La volée (A) contient : } \begin{cases} 12 \text{ Contremarches.} \\ 11 \text{ Marches.} \end{cases}$$

Calcul de la hauteur de la contremarche et la largeur de la marche :

$$(2) \rightarrow g = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad (3) \rightarrow h = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}$$

Calcul de l'inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{2,04}{3,30} = 0,618 \rightarrow \alpha = 31,72^\circ$$

Condition à vérifier :

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V} \quad \text{et} \quad 15 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Dimensionnement de la volée :**

D'après (l'Eurocode.2), la paillasse est dimensionnée comme une dalle isostatique, il faut vérifier la condition suivante : $\frac{L'}{30} \leq e_{(\text{volée})} \leq \frac{L'}{20}$

Pour un bâtiment public, on prend généralement : $e_{(\text{volée})} \geq \frac{L'}{25}$

Avec : (L' : Longueur totale) $\rightarrow L' = 1,20 + 3,30 = 4,50 \text{ m}$

$$e_{(volée)} \geq \frac{450}{25} \rightarrow e_{(volée)} \geq 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } e_{(volée)} = 18 \text{ cm}$$

❖ **Charges et surcharges supportées par les escaliers :**

Les charges et les surcharges supportées par les escaliers sont résumées dans le tableau suivant : (Cos (31,72) = 0,85)

Charges et surcharges supportées par la paillasse :

Tableau III-28 : Charges et surcharge de la paillasse.

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Carrelage horizontal	2200	0,02	44	0,44
Carrelage vertical	2200	0,02 × 17/30	24,94	0,2494
Mortier de pose horizontal	2000	0,02	40	0,40
Mortier de pose vertical	2000	0,02 × 17/30	22,70	0,227
Lit de sable	1800	0,02	36	0,36
Poids propre de la paillasse	2500	0,18/ cos(31,72)	529	5,29
Poids propre des marches	2200	0,17/2 = 0,085	187	1,87
Enduit en plâtre	1000	0,02	20	0,20
			$\Sigma = 903,64$	$\Sigma = 9,0364$

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Emmarchement	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G+Q) × 1 ml
9,0364	2,5	1 ml	q _{u2} = 15,95	q _{s2} = 11,54

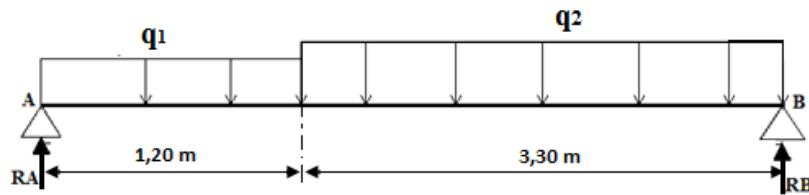
Charges et surcharges supportées par le palier :

Tableau III-29 : Charges et surcharge du palier.

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Carrelage horizontal	2200	0,02	44	0,44
Mortier de pose horizontal	2000	0,02	40	0,40
Lit de sable	1800	0,02	36	0,36
Poids propre de palier	2500	0,18	450	4,50
Enduit en plâtre	1000	0,02	20	0,20
			$\Sigma = 590$	$\Sigma = 5,90$

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Emmarchement	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G+Q) × 1 ml
5,90	2,50	1 ml	q _{u1} = 11,715	q _{s1} = 8,40

❖ Calcul des moments fléchissant :



- **ELU :** ($q_{u1} = 11,715 \text{ KN/ml}$) ; ($q_{u2} = 15,95 \text{ KN/ml}$)

Calcul des réactions :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 4,5 R_B - 15,95 \times (3,3) \times (1,2 + \frac{3,3}{2}) - 11,715 \times (1,2) \times (\frac{1,2}{2}) = 0$$

$$4,5 R_B - 158,45 = 0 \rightarrow R_B = \frac{158,45}{4,50} = 35,21 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 4,5 R_A - 11,715 \times (1,2) \times (3,3 + \frac{1,2}{2}) - 15,95 \times (3,3) \times (\frac{3,3}{2}) = 0$$

$$4,5 R_A - 141,674 = 0 \rightarrow R_A = \frac{141,674}{4,50} = 31,48 \text{ KN}$$

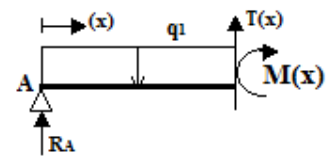
$$\sum F_v = 0 \rightarrow 35,21 + 31,48 - (11,715 \times 1,2) - (15,95 \times 3,3) = 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

Travée 1 : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$M_{u(x)} = R_A(x) - q_{u1}(x)^2/2 = 31,48(x) - 11,715(x)^2/2$$

$$\rightarrow \begin{pmatrix} M_{u(0)} = 0 \\ M_{u(1,20)} = 29,34 \text{ KN.m} \end{pmatrix}$$



$$T_{u(x)} = R_A - q_{u1}(x) = 31,48 - 11,715(x)$$

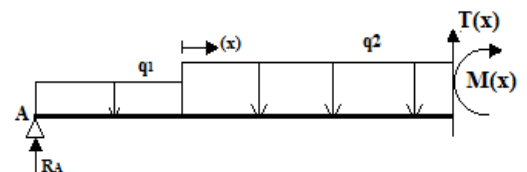
$$\rightarrow \begin{pmatrix} T_{u(0)} = 31,48 \text{ KN} \\ T_{u(1,20)} = 17,42 \text{ KN} \end{pmatrix}$$

Travée 2 : $0 \leq x \leq 3,30 \text{ m}$

$$T_{u(x)} = R_A - (q_{u1} \times 1,20) - (q_{u2} \times x)$$

$$T_{u(x)} = 31,48 - (11,715 \times 1,20) - (15,95 \times x)$$

$$T_{u(x)} = 0 \rightarrow 31,48 - 14,058 - 15,95 x = 0 \rightarrow \text{Si } x = \frac{17,422}{15,95} = 1,09 \text{ m} \rightarrow M(x) = M_{(\text{max})}$$



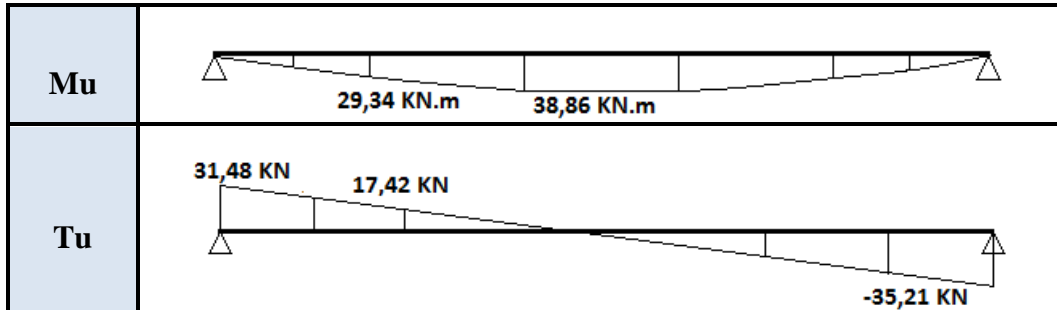
$$\rightarrow \begin{pmatrix} T_{u(0)} = 17,42 \text{ KN} \\ T_{u(1,09)} = 0 \\ T_{u(3,30)} = -35,21 \text{ KN} \end{pmatrix}$$

$$M_{u(x)} = R_A \times (1,20 + x) - (q_{u1} \times 1,20) \times ((1,20/2) + x) - (q_{u2} \times (x)^2/2)$$

$$M_{u(x)} = 31,48 \times (1,20 + x) - (11,715 \times 1,20) \times ((1,20/2) + x) - (15,95 \times (x)^2/2)$$

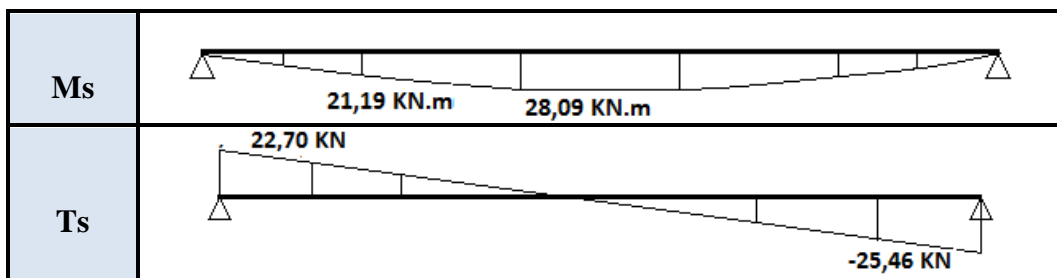
$$\rightarrow \begin{pmatrix} Mu_{(0)} = 29,34 \text{ KN.m} \\ Mu_{(1,09)} = 38,86 \text{ KN.m} \\ Mu_{(3,30)} = 0 \text{ KN.m} \end{pmatrix}$$

Figure III-30 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELU.



- **ELS** : ($q_{s1} = 8,40 \text{ KN/ml}$) ; ($q_{s2} = 11,54 \text{ KN/ml}$)

Figure III-31 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELS.



Calcul des moments réels : D'après C.B.A.93, Les dalles rectangulaires encastées partiellement doivent vérifier la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$$

- **ELU** :

Moment en appui : $M_w \geq (0,5 \times M_u) \rightarrow M_w \geq (0,5 \times 38,86) \rightarrow$ On prend : $M_w = 19,50 \text{ KN.m}$

$M_e \geq (0,5 \times M_u) \rightarrow M_e \geq (0,5 \times 38,86) \rightarrow$ On prend : $M_e = 19,50 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t \geq (0,85 \times M_u) \rightarrow M_t \geq (0,85 \times 38,86) \rightarrow$ On prend : $M_t = 33,10 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $33,10 + \frac{19,50 + 19,50}{2} \geq 1,25 \times 38,86 \rightarrow 52,60 > 48,575 \rightarrow \text{C.V}$

- **ELS** :

Moment en appui : $M_{w,e} \geq (0,5 \times 28,09) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e} = 14,10 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t \geq (0,85 \times 28,09) \rightarrow$ On prend : $M_t = 23,90 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $23,90 + \frac{14,10 + 14,10}{2} \geq 1,25 \times 28,09 \rightarrow 38,00 > 35,1125 \rightarrow \text{C.V}$

❖ **Calcul des armatures longitudinales à ELU :**

Les escaliers sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales en appui et en travée.

On calcul pour une bande de 1ml, Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,18 m) ; (d = 0,162 m) ;
 ($f_{c28} = 25$ MPa) ; ($F_e = 400$ MPa) ; ($\sigma_{st} = 348$ MPa) ; ($f_{bc} = 14,17$ MPa) ; ($\mu_R = 0,392$)
 ($M_{(Travée)} = 0,0331$ MN.m) ; ($M_{(Appui)} = 0,01950$ MN.m)

En travée :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0331}{1 \times (0,162)^2 \times 14,17} = 0,0890 < \mu_R = 0,392 \rightarrow Asc = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,0890)}) = 0,1167 \rightarrow Z = 0,162 \times (1 - 0,4 \times (0,1167)) = 0,154 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0331}{0,154 \times 348} = 6,18 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 6,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0195}{1 \times (0,162)^2 \times 14,17} = 0,05244 < \mu_R = 0,392 \rightarrow Asc = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,05244)}) = 0,06736 \rightarrow Z = 0,162 \times (1 - 0,4 \times (0,06736)) = 0,157 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0195}{0,157 \times 348} = 3,57 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 3,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures et calcul des espacements :**

- Armatures longitudinales : D'après C.B.A.93, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est donné par :

$$\text{Condition de non fragilité} \rightarrow Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow Ast \geq 1,96 \text{ cm}^2$$

Tableau III-32 : Armatures longitudinales et espacement adoptée.

Position	Adopté	
	Ast (cm ²)	Espacement (cm)
Travée	6T12 = 6,79	17,36
Appui	6T10 = 4,71	17,60

- Armatures de répartition :

D'après le B.A.E.L.91. La quantité d'armatures de répartition dans le cas où il y a que des charges réparties est au moins égale à Ast/4

En travée : Ar = 6,79 / 4 = 1,70 cm²/ml → On prend : Ar = 4T8/ml = 2,01 cm²/ml

En appui : Ar = 4,71 / 4 = 1,18 cm²/ml → On prend : Ar = 4T8/ml = 2,01 cm²/ml

❖ **Vérification à l'état limite de service (ELS):** D'après (C.B.A.93) :

Les escaliers sont protégés (couverts), ils sont soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : (b = 1 m) ; (h = 0,18 m) ; (d = 0,162 m) ; (d' = 0,018 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

En travée :

Position de l'axe neutre : (Asc = 0) ; (Ast = 6T12 = 6,79 cm²)

$$\frac{100}{2} \times (x)^2 - 15 \times 6,79 \times (16,2 - x) = 0 \quad \rightarrow \quad 50x^2 + 101,85x - 1649,97 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 583,41 \quad \rightarrow \quad x = \frac{-101,85 + 583,41}{2 \times 50} = 4,815 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{100}{3} \times (4,815)^3 + (15) \times (6,79) \times (16,2 - 4,815)^2 = 16922,68 \text{ cm}^4 = 1,692268 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{23,90 \times 0,04815 \times 10^{-4}}{1,692268 \times 10^{-4}} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 6,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En appui :

Position de l'axe neutre : (Asc = 0) ; (Ast = 6T10 = 4,71 cm²) \rightarrow x = 4,130 cm

Moment d'inertie : \rightarrow I = 12640,80 cm⁴ = 1,264080 \times 10⁻⁴ m⁴

Contrainte du béton : \rightarrow $\sigma_{bc} = 4,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Conclusion : La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

❖ **Vérification au cisaillement :** D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad \rightarrow \quad (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \rightarrow \quad \text{Pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,03521}{1,00 \times 0,162} = 0,218 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

❖ **Vérification de la nécessité d'armatures transversales :**

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), L'escalier ne nécessite aucun armatures transversales si :

La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = 0,218 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$

Conclusion : L'escalier ne nécessite aucune armature transversale.

III-3-4-2- Volée (B) :

La volée (B) est identique à la volée (A), elle contient une paillasse et un palier de repos, leur dimension sont donnée sur la figure suivante :

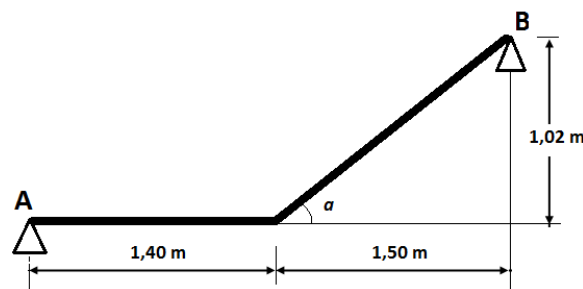


Figure III-16 : Les dimensions de la volée (B)

❖ **Caractéristique de la volée (B) :** $H = n \times h = 1,02 \text{ m}$ et $L = (n - 1) \times g = 1,50 \text{ m}$

Calcul de nombres des marches et des contremarches : On prend : $(2 \times h) + g = 64 \text{ cm}$

Avec $(g = \frac{L}{n-1})$ et $(h = \frac{H}{n}) \rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \text{ cm} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 350 \rightarrow n = \frac{418 + 350}{2 \times 64} = 6$

La volée (B) contient : $\begin{cases} 6 \text{ Contremarches.} \\ 5 \text{ Marches.} \end{cases}$

Calcul de la hauteur de la contremarche et la largeur de la marche :

$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$ et $h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm}$

Calcul de l'inclinaison de la paillasse : $\tan(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{1,02}{1,50} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34,21^\circ$

❖ **Dimensionnement de la volée:** $L' = 1,40 + 1,50 = 2,90 \text{ m}$

$e_{(volée)} \geq \frac{290}{25} \rightarrow e_{(volée)} \geq 11,60 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte : $e_{(volée)} = 18 \text{ cm}$

❖ **Charges et surcharges supportées par la volée (B) :**

Charges et surcharges supportées par la paillasse : $(\text{Cos}(34,21) = 0,827)$

Tableau III-33 : Charges et surcharges de la paillasse.

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Emmarchement	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G+Q) × 1 ml
9,19	2,50	1 ml	q _{u2} = 16,16	q _{s2} = 11,69

Charges et surcharges supportées par le palier :

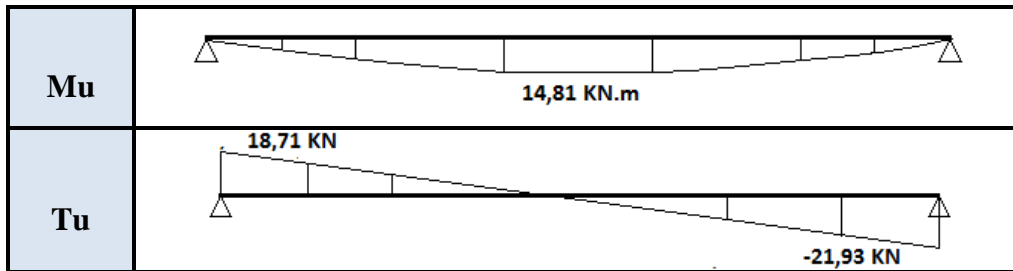
Tableau III-34 : Charges et surcharge du palier.

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Emmarchement	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1 ml	ELS (KN/ml) (G+Q) × 1 ml
5,90	2,50	1 ml	q _{u1} = 11,715	q _{s1} = 8,40

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

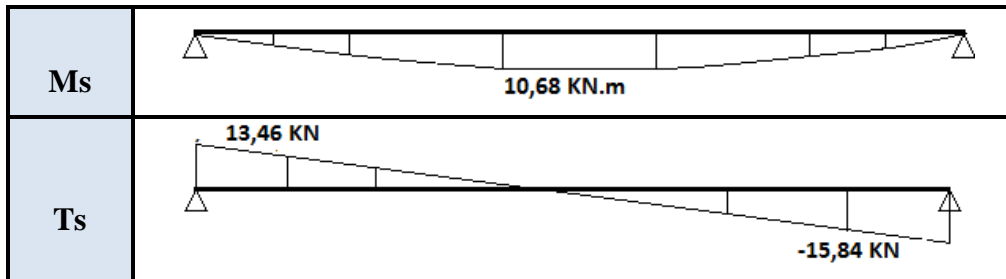
- **ELU :** (q_{u1} = 11,715 KN/ml) ; (q_{u2} = 16,16 KN/ml)

Tableau III-35 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELU.



- **ELS :** (q_{s2} = 11,69 KN/ml) ; (q_{s1} = 8,40 KN/ml)

Tableau III-36 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELS.



Calcul des moments réels : D'après C.B.A.93 :

- **ELU :**

Moment en appui : $M_{w,e} \geq (0,5 \times 14,81) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e} = 7,41$ KN.m

Moment en travée : $M_t \geq (0,85 \times 14,81) \rightarrow$ On prend : $M_t = 12,60$ KN.m

- **ELS :**

Moment en appui : $M_{w,e} \geq (0,5 \times 10,68) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e} = 5,34$ KN.m

Moment en travée : $M_t \geq (0,85 \times 10,68) \rightarrow$ On prend : $M_t = 9,10$ KN.m

❖ **Calcul des armatures longitudinales à ELU :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-37 : Ferrailage calculé en appui et en travée.

Position	Mu (MN.m)	μ_u	α	Z (m)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
Travée	0,01260	0,03388	0,04309	0,159	2,28	0
Appui	0,00741	0,01992	0,02516	0,160	1,34	0

❖ **Choix des armatures et calcul des espacements :**

Armatures longitudinales : D'après C.B.A.93, $\rightarrow A_{st} \geq 1,96 \text{ cm}^2$

Tableau III-38 : Armatures longitudinales et espacement adoptée.

Position	Adopté	
	Ast (cm ²)	Espacement (cm)
Travée	5T12 = 5,65	22,00
Appui	5T10 = 3,93	22,25

Armatures de répartition :

En travée : $A_r \geq 5,65 / 4 = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_r = 4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui : $A_r \geq 3,93 / 4 = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_r = 4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Vérification à l'état limite de service (ELS)**: D'après (C.B.A.93) :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-39 : Les contraintes dans le béton en appui et en travée.

Position	Ast (cm ²)	x (cm)	I (cm ⁴)	Ms (MN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	5,65	4,461	14638,11	0,00910	2,77	15
Appui	3,93	3,820	10893,04	0,00534	1,87	15

Conclusion : La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

❖ **Vérification au cisaillement** : D'après le (C.B.A.93) :

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Pour une fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,02193}{1,00 \times 0,162} = 0,136 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

❖ **Vérification de la nécessité d'armatures transversales** :

$$\tau_u = 0,136 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

Conclusion : L'escalier ne nécessite aucune armature transversale.

III-3-5- Etude d'escalier (Type 2) : (+ 0,00 jusqu'à + 4,08 m).

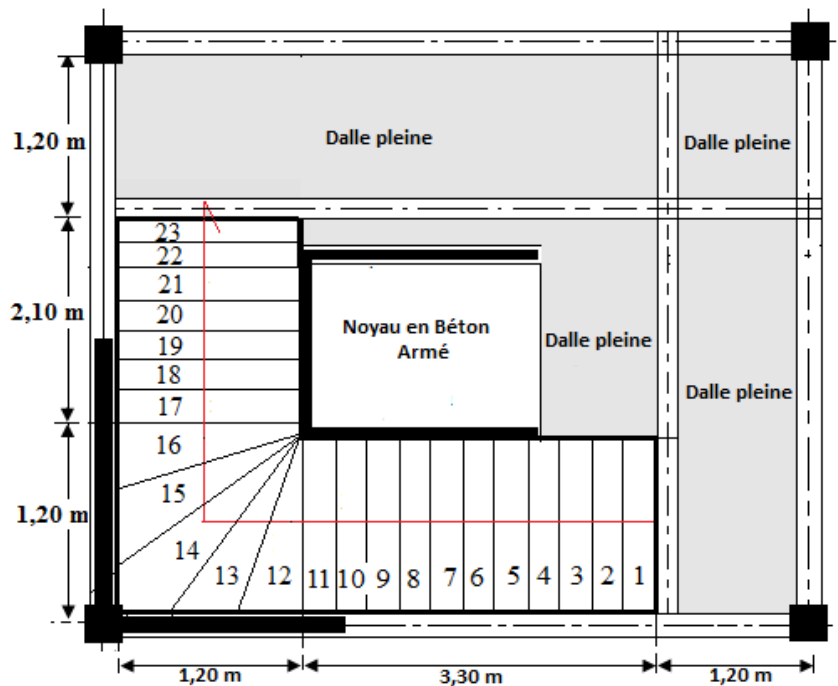


Tableau III-17 : Vue en plan de l'escalier type (2).

Ce type d'escalier relie entre le Rez-de-chaussée et le premier étage, la hauteur entre le RDC et le premier étage est de (4,08 m). Vu le manque de place pour réaliser un escalier droit avec des marches droites et un palier de repos, on a été obligé de réaliser un escalier à quart tournant avec des marches balancées. Il contient deux volées perpendiculaires (C et D).

III-3-5-1- Volée (C) :

La volée (C) contient seulement une paillasse, leur schéma statique est donné sur la figure suivante :

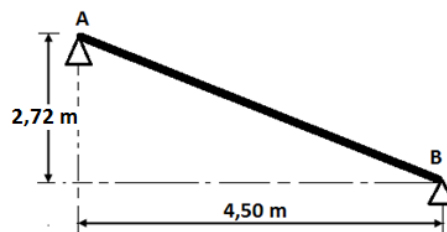


Figure III-18 : Dimensions de la volée (C).

❖ **Caractéristique de la volée (C) :**

$$H = n \times h = 2,72 \text{ m} \quad \text{et} \quad L = (n - 1) \times g = 4,50 \text{ m}$$

Calcul de nombres des marches et des contremarches : On prend : $(2 \times h) + g = 64 \text{ cm}$

Avec $(g = \frac{L}{n-1})$ et $(h = \frac{H}{n})$ et On remplace (g) et (h), on adopte l'équation suivante:

$$2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 2 \times \frac{272}{n} + \frac{450}{n-1} = 64 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 990 \quad \rightarrow \quad n = 16$$

Pour calculer le nombre des marches de ce type d'escalier, la formule de blondel n'est pas utile, Donc on a utilisé un logiciel de calcul des escaliers (StairDesigner) pour déterminer les dimensions des marches balancées.

On adopte : $\begin{cases} 16 \text{ Contremarches} \\ 11 \text{ marches droites} + 5 \text{ marches balancées} \end{cases}$

Calcul de la hauteur de la contremarche et la largeur de la marche :

$$h = \frac{272}{16} = 17\text{cm} \quad \text{et} \quad g = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm}$$

- Les marches balancées sont dimensionnées par un logiciel de calcul des escaliers (StairDesigner) suivant les normes.

Calcul de l'inclinaison de la paillasse : $\tan(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{2,72}{4,50} = 0,604 \rightarrow \alpha = 31,15^\circ$

❖ Dimensionnement de la paillasse : $L' = 3,30 + 1,20 = 4,50 \text{ m}$

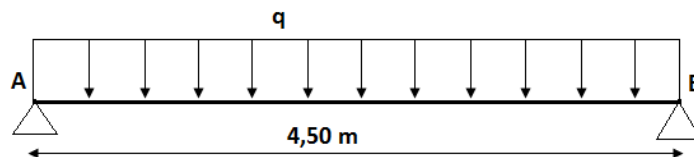
$$e_{(\text{paillasse})} \geq \frac{450}{25} \rightarrow e_{(\text{paillasse})} \geq 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } e_{(\text{paillasse})} = 18 \text{ cm}$$

❖ Charges et surcharges supportées par les escaliers :

Charges et surcharges supportées par la paillasse : $\cos(31,15) = 0,856$

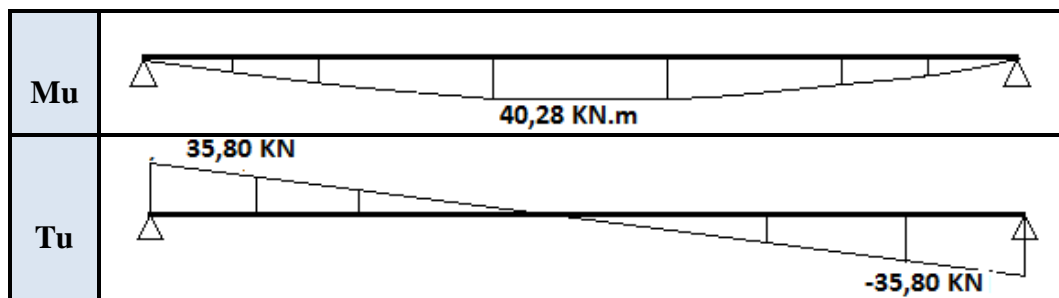
G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Emmarchement	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1 ml
9,0045	2,5	1 ml	q _u = 15,91	q _s = 11,51

Calcul des moments fléchissant :



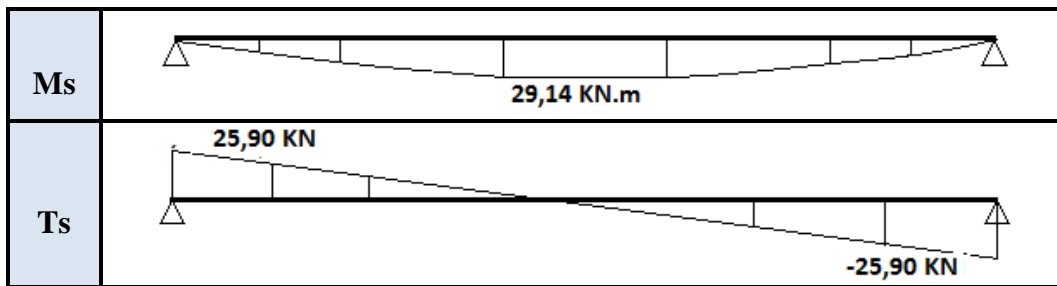
- ELU : (q_u = 15,91 KN/ml)

Tableau III-40 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELU.



- **ELS :** ($q_s = 11,51 \text{ KN/ml}$)

Tableau III-41 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELS.



Calcul des moments réels : D'après C.B.A.93 :

- **ELU :**

Moment en appui : $M_{w,e} \geq (0,5 \times 40,28) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e} = 20,14 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t \geq (0,85 \times 40,28) \rightarrow$ On prend : $M_t = 34,24 \text{ KN.m}$

- **ELS :**

Moment en appui : $M_{w,e} \geq (0,5 \times 29,14) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e} = 14,57 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t \geq (0,85 \times 29,14) \rightarrow$ On prend : $M_t = 24,77 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des armatures longitudinales à ELU :**

On calcul pour une bande de 1ml, Avec : ($b = 1,00 \text{ ml}$) ; ($h = 0,18 \text{ m}$) ; ($d = 0,162 \text{ m}$) ;

($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($F_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$) ; ($f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$) ; ($\mu_R = 0,392$)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-42 : Ferrailage calculé en appui et en travée.

Position	Mu (MN.m)	μ_u	α	Z (m)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
Travée	0,03424	0,09207	0,12094	0,154	6,39	0
Appui	0,02014	0,05415	0,06964	0,1574	3,68	0

❖ **Choix des armatures et calcul des espacements :**

Armatures longitudinales :

D'après C.B.A.93, $\rightarrow Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow Ast \geq 1,96 \text{ cm}^2$

Tableau III-43 : Armatures longitudinales et espacement adoptée.

Position	Adopté	
	Ast (cm ²)	Espacement (cm)
Travée	6T12 = 6,79	17,36
Appui	6T10 = 4,71	17,60

Armatures de répartition : D'après le B.A.E.L.91 :

En travée : $A_r = 6,79 / 4 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ On prend : $A_r = 4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui : $A_r = 4,71 / 4 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ On prend : $A_r = 4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Vérification à l'état limite de service (ELS)**: D'après (C.B.A.93) :

Les escaliers sont soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

Avec : ($b = 1 \text{ m}$) ; ($h = 0,18 \text{ m}$) ; ($d = 0,162 \text{ m}$) ; ($d' = 0,018 \text{ m}$) ; ($F_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($n = 15$)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-44 : Les contraintes dans le béton en appui et en travée.

Position	Ast (cm ²)	x (cm)	I (cm ⁴)	Ms (MN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	6,79	4,816	16922,68	0,02477	7,05	15
Appui	4,71	4,13	12640,8	0,01457	4,76	15

Conclusion : La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

❖ **Vérification au cisaillement** : D'après le (C.B.A.93) :

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Pour une fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,03580}{1,00 \times 0,162} = 0,221 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

❖ **Vérification de la nécessité d'armatures transversales** :

$$\tau_u = 0,221 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

Conclusion : L'escalier ne nécessite aucune armature transversale.

III-3-5-2- Volée (D) :

La volée (D) contient est identique à la volée (C), leur dimension donnée sur la figure :

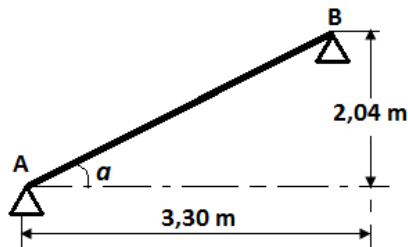


Figure III-19 : Dimensions de la volée (C).

❖ **Caractéristique de la volée (C)** : $H = n \times h = 2,04 \text{ m}$ et $L = (n - 1) \times g = 3,30 \text{ m}$

Calcul de nombres des marches et des contremarches : On prend : $(2 \times h) + g = 64 \text{ cm}$

On adopte : $\begin{cases} 12 \text{ Contremarches} \\ 7 \text{ marches droites} + 5 \text{ marches balancées} \end{cases}$

Calcul de la hauteur de la contremarche et la largeur de la marche :

$$h = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm} ; g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

Calcul de l'inclinaison de la paillasse : $\tan(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{2,04}{3,30} = 0,618 \rightarrow \alpha = 31,72^\circ$

❖ **Dimensionnement de la paillasse :** $L' = 1,20 + 2,10 = 3,30 \text{ m}$

$e_{\text{(paillasse)}} \geq \frac{330}{25} \rightarrow$ On adopte : $e_{\text{(paillasse)}} = 18 \text{ cm}$

❖ **Charges et surcharges supportées par les escaliers :**

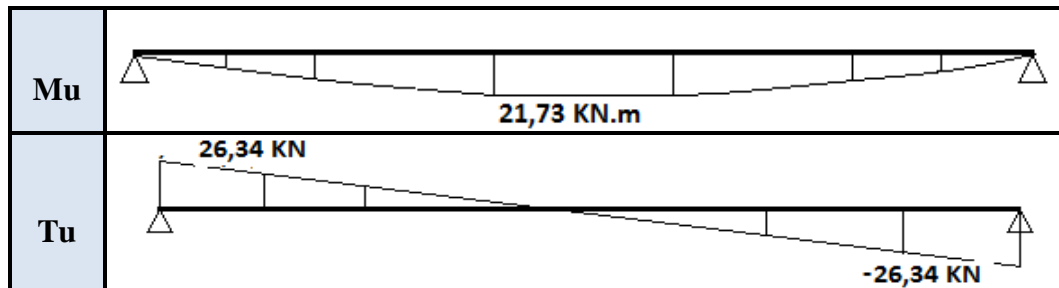
Charges et surcharges supportées par la paillasse : $\cos(31,15) = 0,856$

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Emmarchement	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1 ml
9,0364	2,5	1 ml	$q_u = 15,96$	$q_s = 11,54$

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

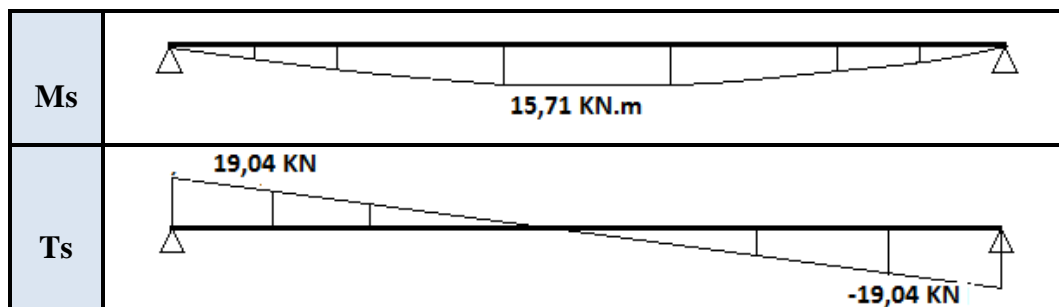
▪ **ELU :** ($q_u = 15,96 \text{ KN/ml}$)

Tableau III-45 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELU.



▪ **ELS :** ($q_s = 11,54 \text{ KN/ml}$)

Tableau III-46 : Moment fléchissant et effort tranchant à ELS.



Calcul des moments réels :

▪ **ELU :**

Moment en appui : $M_{w,e} \geq (0,5 \times 21,73) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e} = 10,97$ KN.m

Moment en travée : $M_t \geq (0,85 \times 21,73) \rightarrow$ On prend : $M_t = 18,48$ KN.m

▪ **ELS :**

Moment en appui : $M_{w,e} \geq (0,5 \times 15,71) \rightarrow$ On prend : $M_{w,e} = 7,86$ KN.m

Moment en travée : $M_t \geq (0,85 \times 15,71) \rightarrow$ On prend : $M_t = 13,36$ KN.m

❖ **Calcul des armatures longitudinales à ELU :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-47 : Ferrailage calculé en appui et en travée.

Position	Mu (MN.m)	μ_u	α	Z (m)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
Travée	0,01848	0,04969	0,06374	0,1578	3,37	0
Appui	0,01087	0,02923	0,03709	0,159	1,99	0

❖ **Choix des armatures et calcul des espacements :**

Armatures longitudinales : D'après C.B.A.93, $\rightarrow Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow Ast \geq 1,96$ cm²

Tableau III-48 : Armatures longitudinales et espacement adoptée.

Position	Adopté	
	Ast (cm ²)	Espacement (cm)
Travée	5T12 = 5,65	22
Appui	5T10 = 3,93	22,25

Armatures de répartition : D'après le B.A.E.L.91 :

En travée : $Ar = 4T8/ml = 2,01$ cm²/ml

En appui : $Ar = 4T8/ml = 2,01$ cm²/ml

❖ **Vérification à l'état limite de service (ELS):** D'après (C.B.A.93) :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-49 : Les contraintes dans le béton en appui et en travée.

Position	Ast (cm ²)	x (cm)	I (cm ⁴)	Ms (MN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	5,65	4,461	14638,11	0,01336	4,07	15
Appui	3,93	3,82	10893,04	0,00786	2,76	15

Conclusion : La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

❖ **Vérification au cisaillement :**

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Pour une fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,02634}{1,00 \times 0,162} = 0,163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

❖ **Vérification de la nécessité d'armatures transversales :**

$$\tau_u = 0,163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

Conclusion : L'escalier ne nécessite aucune armature transversale.

La disposition des armatures pour l'escalier (**Type 1/Volée A**) est présentée dans la figure suivante :

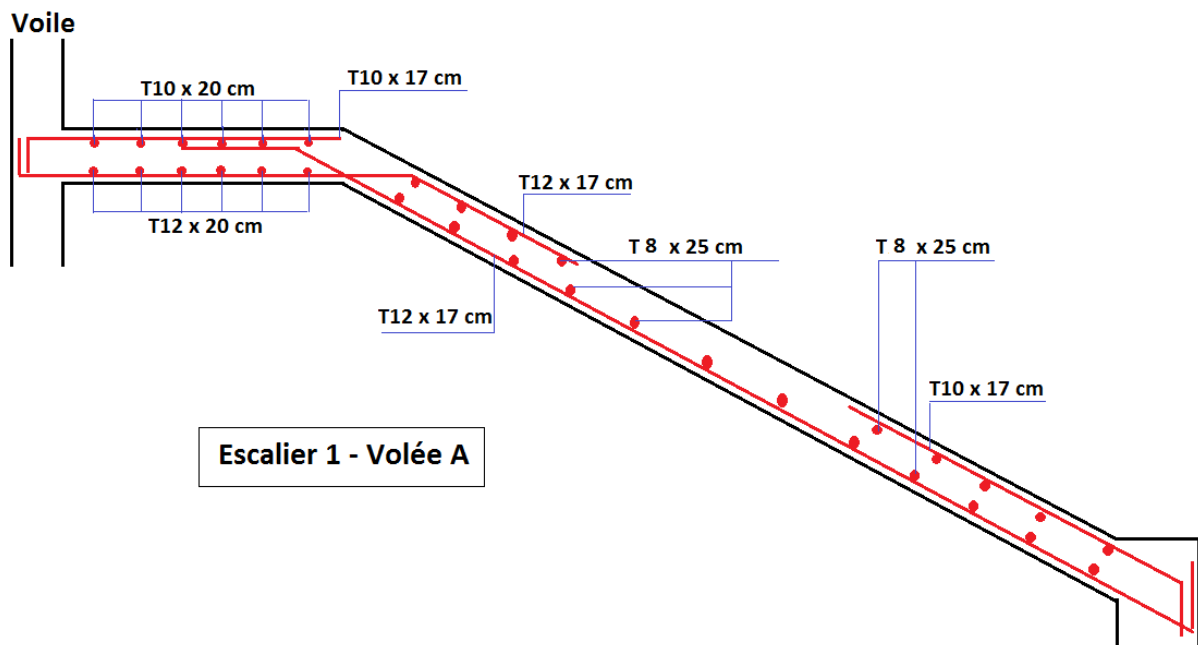


Figure III-20 : Armatures longitudinales et de répartition pour l'Escalier 1 / Volée A

III-4- Etude des balcons :

III-4-1-Introduction :

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation, ils sont constitués de dalle pleine dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ils sont calculés comme des consoles encastées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur.

On adopte une épaisseur : ($h = 15 \text{ cm}$).

III-4-2- Combinaisons des charges : D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

III-4-3- Types des balcons :

Dans notre structure, il y a un seul type des balcons, balcon encasté à l'extrémité avec une console de 1,50 m.

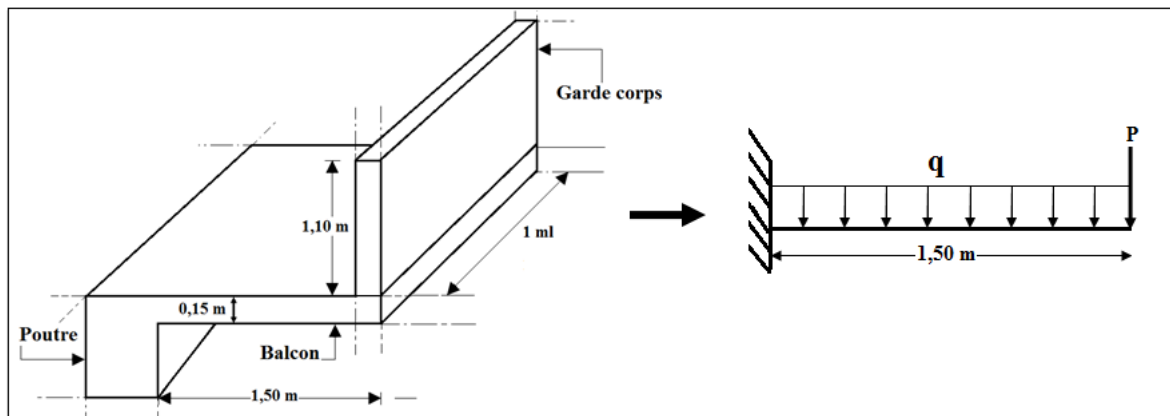


Figure III-21 : Schéma statique du balcon.

III-4-4- Charges et surcharges supportées par le balcon :

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie.

Les charges sont résumées dans les tableaux suivants :

III-4-4-1- Poids propre et charge d'exploitation :

Tableau III-50 : Charge et surcharges au niveau du balcon.

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	40	0,40
Lit de sable	1800	0,02	36	0,36
Enduit en ciment	1800	0,02	36	0,20
Dalle pleine en BA (15cm)	2500	0,15	375	3,75
			$\Sigma = 531$	$\Sigma = 5,31$

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Bande	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml
5,31	3,5	1 ml	$q_u = 12,42$	$q_s = 8,81$

III-4-4-2- Mur de simple cloison :

Tableau III-51 : Charge de mur au niveau du balcon.

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e (m)	P (kg/m ²)	G (KN/m ²)
Brique creuse	900	0,10	90	0,90
Enduit extérieur en ciment	1800	0,02	36	0,20
Enduit intérieur en ciment	1800	0,02	36	0,20
			$\Sigma = 162$	$\Sigma = 1,62$

P (KN/m ²)	Hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1,35 G) × 1,1	ELS (KN/ml) G × 1,1
1,62	1,1 m	$P_u = 2,41$	$P_s = 1,782$

III-4-5- Moments fléchissant et efforts tranchants :

Le calcul des moments fléchissant se fait par le calcul RDM, on calcul pour une bande de 1ml.

❖ **ELU :** ($P_u = 2,41 \text{ KN/ml}$) ; ($q_u = 12,42 \text{ KN/ml}$)

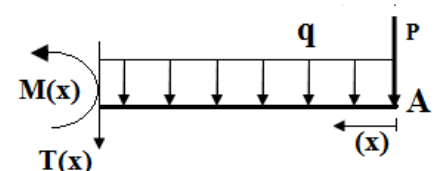
Travée : $0 \leq x \leq 1,50\text{m}$

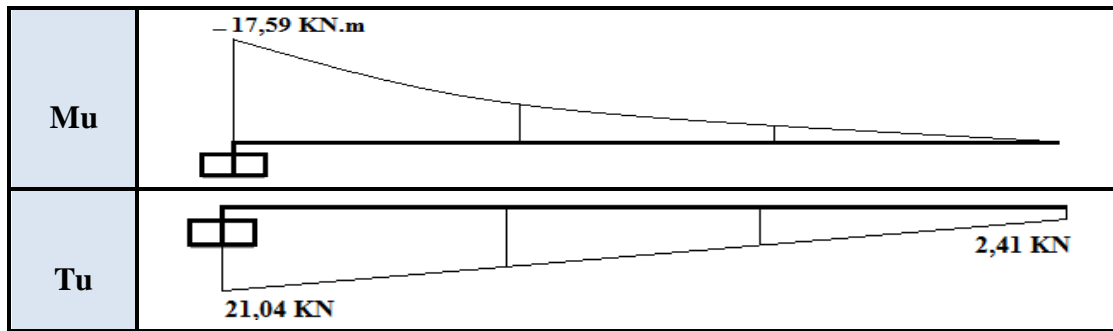
$$M_{u(x)} = - P_u (x) - q_u (x)^2/2 = -2,41 (x) - 12,42 (x)^2/2$$

$$\rightarrow \left(\begin{array}{l} M_{u(0)} = 0 \\ M_{u(1,50)} = -17,59 \text{ KN.m} \end{array} \right)$$

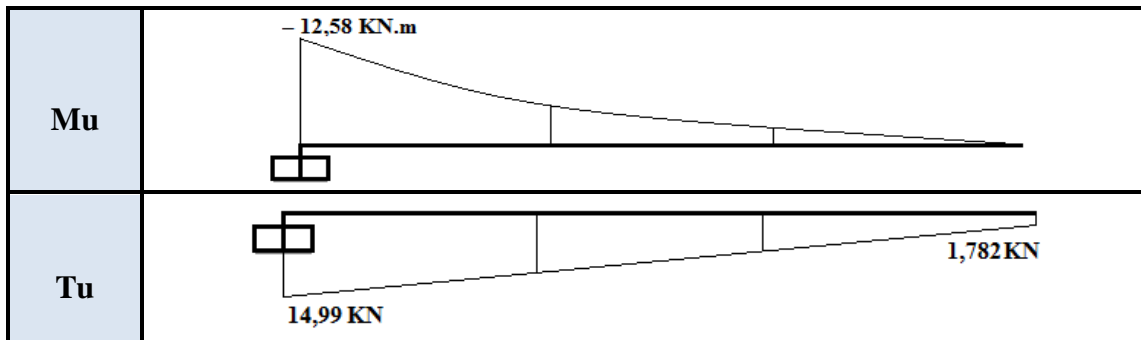
$$T_{u(x)} = P_u + q_u (x) = 2,41 + 12,42 (x)$$

$$\rightarrow \left(\begin{array}{l} T_{u(0)} = 2,41 \text{ KN} \\ T_{u(1,50)} = 21,04 \text{ KN} \end{array} \right)$$





❖ **ELS :** ($P_s = 1,782 \text{ KN/ml}$) ; ($q_s = 8,81 \text{ KN/ml}$)



III-4-6- Armatures du balcon : D'après le C.B.A.93 :

Les balcons sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales.

III-4-6-1- Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml sous le moment fléchissant maximal.

Avec : ($M_u = 0,01759 \text{ MN.m}$) ; ($b = 1,00 \text{ ml}$) ; ($h = 0,15 \text{ m}$) ; ($d = 0,9h = 0,135 \text{ m}$)

($\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$) ; ($f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$) ; ($\mu_R = 0,392$).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times (d^2) \times f_{bc}} = \frac{0,01759}{1,00 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,0681 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0681)}) = 0,08825 \rightarrow Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times (0,08825)) = 0,1302 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01759}{0,1302 \times 348} = 3,89 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{ml} = 3,89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III-4-6-2- Choix des armatures et calcul des espacements :

❖ **Armatures longitudinales :**

D'après le C.B.A.93 : $A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,10}{400}) \rightarrow A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99/Version 2003 : $A_{st} (\text{min}) = 0,5\% \times S \rightarrow (S) : \text{La section du Béton.}$

$A_{st} (\text{min}) = 0,5\% \times (100 \times 15) = 7,50 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_{st} = 7T12 / 1\text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2$ et $S_t = \frac{100 - (7 \times 1,2) - 6}{6} = 14,26 \text{ cm}$

❖ **Les armatures de répartition** : D'après le B.A.E.L.91 :

$$A_r = 7,92 / 4 = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend : } A_r = 4T8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III-4-7- Vérification à l'état limite de service (ELS): D'après (C.B.A.93) :

Notre structure est située à Oran, elle est proche de la mer, donc on considère que les fissurations sont préjudiciables. Donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton les aciers :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$) ; ($\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : ($b = 100 \text{ cm}$) ; ($A_{sc} = 0$) ; ($A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$) ; ($d = 13,5 \text{ cm}$) ; ($d' = 1,5 \text{ cm}$) ; ($n = 15$)

▪ **Position de l'axe neutre** : $\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$

$$\frac{100}{2} \times (x)^2 - 15 \times 7,92 \times (13,5 - x) = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 578,683 \rightarrow x_s = 4,60 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie** : $I = \frac{b}{3} \times (x)^3 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d')^2 + (n) \times (A_{st}) \times (d - x)^2$

$$I = \frac{100}{3} \times (4,60)^3 + 15 \times 7,92 \times (13,5 - 4,60)^2 = 12654,68 \text{ cm}^4 = 1,265468 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

▪ **Contrainte du béton** : ($M_s = 0,01258 \text{ MN.m}$) ; ($x_s = 0,046 \text{ m}$) ;

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,01258 \times 0,046}{1,265468 \times 10^{-4}} = 4,573 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

▪ **Contrainte des aciers** : $\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,01258 \times (0,135 - 0,0460)}{1,265468 \times 10^{-4}}$

$$\sigma_{st} = 132,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion : Les contraintes dans le béton et dans les armatures sont inférieures à la contrainte admissible donnée par le C.B.A.93.

III-4-8- Vérification au cisaillement : D'après C.B.A.93 :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : (T_u : L'effort tranchant à ELU) ; ($d = 0,135 \text{ m}$) ; ($b = 1,00 \text{ ml}$)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,02104}{1,00 \times 0,135} = 0,156 < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfaite la condition: $\overline{\tau}_u > \tau_u$

III-4-9- Vérification de la nécessité d'armatures transversales :

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), Le balcon ne nécessite aucun armatures transversales si :

La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = 0,156 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

Conclusion : Le balcon ne nécessite aucune armature transversale.

III-4-10- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

(h = 15 cm) ; (L = 1,50 m) ; (b = 100 cm) ; (d = 13,5 cm) ; (Ast = 7,92 cm²) ; (fe = 400 MPa)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{150} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,10 \geq 0,0625$
- $\frac{Ast}{b \times d} \leq \frac{4,20}{fe} \rightarrow \frac{7,92}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,00586 \leq 0,0105$

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

Remarque :

Le contrepoids est le moyen d'assurer l'équilibre pour le balcon en console, pour cela il faudra que le poids du contrepoids soit égal à celui de la console. Ce contre poids peut se faire de la manière suivante :

Créer une bonde pleine qui porte la même épaisseur que le plancher et non pas le balcon, dont le poids sera équivalent à celui du balcon.

$$P_{\text{(Balcon)}} = e_{\text{(Balcon)}} \times L_{\text{(Balcon)}} \times \gamma_b = 0,15 \times 1,50 \times 25 = 5,625 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{(Contrepoids)}} = e_{\text{(Plancher)}} \times L_{\text{(Plancher)}} \times \gamma_b = 0,21 \times 25 \times L_{\text{(Plancher)}} = 5,25 L_{\text{(Plancher)}}$$

$$P_{\text{(Balcon)}} = P_{\text{(Contrepoids)}} \rightarrow 5,625 \text{ KN/ml} = 5,25 L_{\text{(Plancher)}}$$

$$L_{\text{(Plancher)}} = \frac{5,625}{5,25} = 1,07 \text{ m} \rightarrow \text{On adopte un contrepoids de 1,10 m}$$

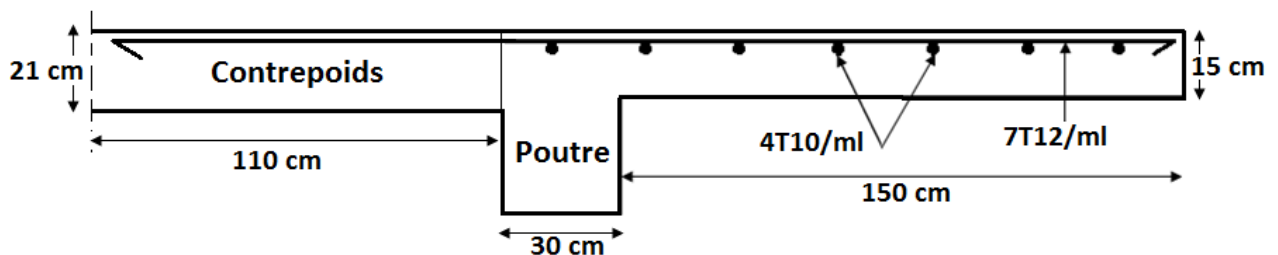


Figure III-22 : Ferrailage du balcon.

III-5- Etude de l'acrotère :

III-5-1- Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse, elle assure la sécurité totale des personnes, elle protège la bande haute du revêtement d'étanchéité des infiltrations pour que l'eau soit canalisée vers la couverture étanche du toit terrasse comme elle a un aspect architectural.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale dû au séisme.

L'étude de l'acrotère sera effectuée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le (RPA99/V2003 et C.B.A.93).

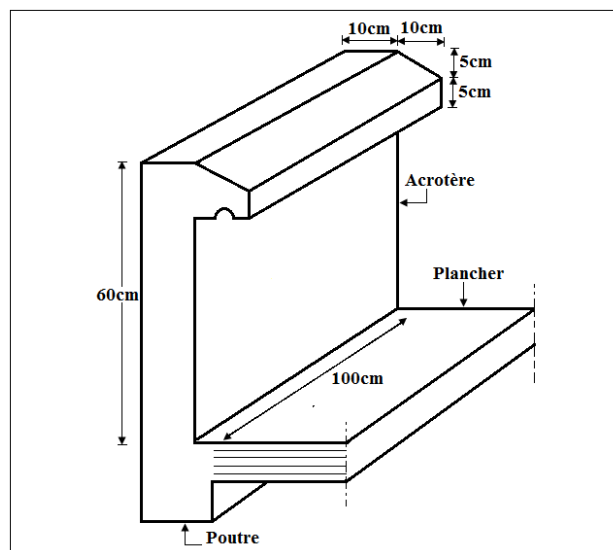


Figure III-23 : L'Acrotère.

III-5-2- Charges et surcharges supportées par l'acrotère :

L'acrotère reprend trois types de charges :

III-5-2-1- Charge dû à son poids propre : $W_p = [G_{(Poids\ propre)} + G_{(Enduit\ extérieur)}]$

$(G_{(Poids\ propre)} = S_l \times \gamma_{(Béton)}) ; (G_{(Enduit\ extérieur)} = U \times e \times \gamma_{(Enduit)})$

Avec: $(\gamma_{(Béton)} = 25\text{ KN / m}^3)$; $(\gamma_{(Enduit)} = 18\text{ KN / m}^3)$; (e: Epaisseur d'enduit = 2cm)

(S: Surface latérale de l'acrotère) ; (U: Périmètre de la section de l'acrotère).

$S = (0,60 \times 0,10) + (0,05 \times 0,10) + (0,05 \times 0,10) / 2 = 0,0675\text{ m}^2$

$U = (0,60 + 0,50 + 0,10 + 0,05 + 0,10 + \sqrt{(0,1)^2 + (0,05)^2}) = 1,46\text{ ml}$

$G_{(Poids\ propre)} = 0,0675 \times 25 = 1,6875\text{ KN/ml}$

$G_{(Enduit\ extérieur)} = 1,46 \times 0,02 \times 18 = 0,5256\text{ KN/ml}$

$\rightarrow W_p = 1,6875 + 0,5256 = 2,214\text{ KN /ml}$

III-5-2-2- Charge d'exploitation (Main courante) :

On considère une force concentrée appliqué au sommet de l'acrotère : $Q = 1 \text{ KN /ml}$

III-5-2-3- Charge accidentel dû au séisme : D'après le RPA99/Version2003 :

Il faut vérifier les éléments de la structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule : $F_p = \pm 4 \times A \times C_p \times W_p$ Avec : ($A = 0,15$) \rightarrow (Zone IIa ; Groupe d'usage 2)

($C_p = 0,8$) \rightarrow (Facteur de la force horizontale)

$$F_p = \pm 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,214 = 1,063 \text{ KN /ml}$$

III-5-3- Combinaisons des charges :**III-5-3-1- Selon (C.B.A.93) et (RPA99/Version2003) :**

❖ **ELU :** $\rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$

Effort normale : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,214 = 2,99 \text{ KN /ml}$

Effort tranchant : $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN /ml}$

Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times Q \times l = 1,5 \times 0,60$

$$M_u = 0,90 \text{ KN.m /ml}$$

❖ **ELS :** $\rightarrow G + Q$

Effort normale : $N_s = G = 2,214 \text{ KN /ml}$

Effort tranchant : $V_s = Q = 1,00 = 1,00 \text{ KN /ml}$

Moment fléchissant : $M_s = Q \times l = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN.m /ml}$

❖ **ACCIDENTEL :** $\rightarrow G + Q \pm E_x$

(La force (E) située dans le centre de gravité de l'acrotère), On néglige le béquet :

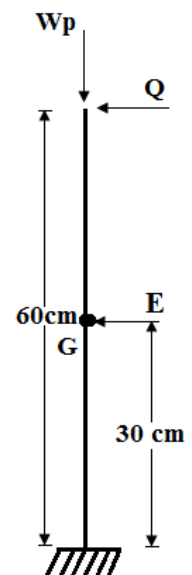
($X_G = 5 \text{ cm}$) ; ($Y_G = 30 \text{ cm}$)

Effort normale : $N_a = G = 2,214 \text{ KN /ml}$

Effort tranchant : $V_a = Q = 1,00 = 1,00 \text{ KN /ml}$

Moment fléchissant : $M_a = (Q \times l) + (E \times l/2) = (1 \times 0,60) + (1,063 \times 0,30)$

$$M_a = 0,92 \text{ KN.m /ml}$$

**III-5-4- Ferrailage de l'acrotère :****III-5-4-1- Calcul des armatures longitudinales :**

On calcule les armatures nécessaires dans l'acrotère à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion composée.

- ❖ **Calcul à ELU :** ($b = 1 \text{ m}$) ; ($h = 0,10 \text{ m}$) ; ($d = 0,09 \text{ m}$) ; ($d' = 0,01 \text{ m}$)
 ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($F_e = 235 \text{ MPa}$) ; ($f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$) ; ($\sigma_{st} = 204,35 \text{ MPa}$)
 ($\gamma_s = 1,15$) ; ($\gamma_b = 1,5$) ; ($\mu_R = 0,392$)

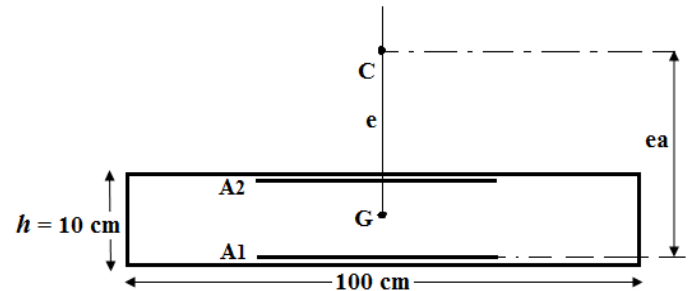
Acrotère	Nu (MN)	Mu (MN.m)
ELU	$2,99 \times 10^{-3}$	$0,90 \times 10^{-3}$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,90}{2,99} = 0,301 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,0166 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,301 = 0,341 \text{ m}$$

$$Ma = Nu \times ea = 2,99 \times 10^{-3} \times 0,341$$

$$Ma = 1,0196 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$



→ L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe à l'extérieur de la section, Il faut vérifier les conditions des domaines 2 et 3 :

- La condition du domaine 2 est :

$$Nu (d - d') - Ma \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d} \right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$2,99 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,01) - 1,0196 \times 10^{-3} \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,01}{0,09} \right) 1 \times (0,09)^2 \times 14,17$$

$$- 0,7804 \times 10^{-3} \leq 0,02834 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

→ La section est partiellement comprimée avec armatures inférieure tendues.

- Détermination des armatures : Pour la détermination des armatures, la démarche à suivre est identique à celle de la flexion simple :

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,0196 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17} = 0,00888 < \mu_R = 0,379 \rightarrow (A_2 = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00888}) = 0,01115$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha)) = 0,45 \times (1 - (0,4 \times 0,01115)) = 0,0895 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{Ma}{Z} \pm N \right) = \frac{1}{204,35} \times \left(\frac{1,0196 \times 10^{-3}}{0,0895} - 2,99 \times 10^{-3} \right) \rightarrow (N : \text{compression} (-))$$

$$A_1 = 0,0000412 \text{ m}^2 = 0,412 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul à L'accidentel : (G + Q ± E)**

(b = 1 m) ; (h = 0,10 m) ; (d = 0,09 m) ; (d' = 0,01m) ; (γ_s = 1) ; (γ_b = 1,15) ; (μ_R = 0,379)

(f_{c28} = 25 MPa) ; (Fe = 235 MPa) ; (f_{bc} = 18,48 MPa) ; (σ_{st} = 235 MPa)

Acrotère	Na (MN)	Ma (MN.m)
(G + Q ± E)	2,214 × 10 ⁻³	0,92 × 10 ⁻³

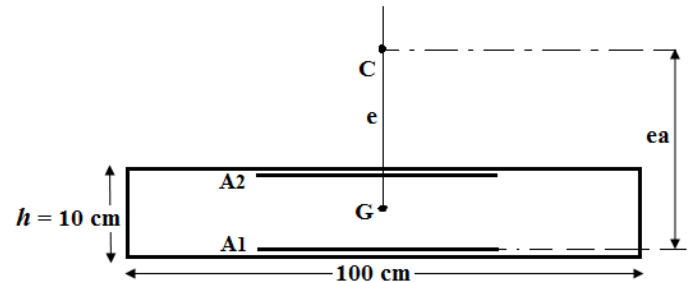
$$e = \frac{Ma}{Na} = \frac{0,92}{2,214} = 0,4155 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,0166 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,4155$$

$$ea = 0,4555 \text{ m}$$

$$Ma = Na \times ea = 2,214 \times 10^{-3} \times 0,4555$$

$$Ma = 1,0086 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$



→ L'effort (N) est un effort de compression et sont point d'application se situ à l'extérieur de la section, Il faut vérifier les conditions des domaines 2 et 3 :

- La condition du domaine 2 est :

$$Nu(d - d') - Ma \leq (0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$2,214 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,01) - 1,0086 \times 10^{-3} \leq (0,337 - 0,81 \times \frac{0,01}{0,09}) 1 \times (0,09)^2 \times 18,48$$

$$-0,83148 \times 10^{-3} \leq 0,03697 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

→ La section est partiellement comprimée avec armatures inférieure tendues.

- Détermination des armatures : Pour la détermination des armatures, la démarche à suivre est identique à celle de la flexion simple :

$$\mu_a = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,0086 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 18,48} = 0,006738 < \mu_R = 0,379 \rightarrow (A_2 = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006738}) = 0,00845$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha)) = 0,45 \times (1 - (0,4 \times 0,00845)) = 0,08969 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{Ma}{Z} \pm N \right) = \frac{1}{235} \times \left(\frac{1,0086 \times 10^{-3}}{0,08969} - 2,214 \times 10^{-3} \right) \rightarrow (N : \text{compression } (-))$$

$$A_1 = 0,0000385 \text{ m}^2 = 0,385 \text{ cm}^2$$

III-5-4-2- Vérification des armatures longitudinales : D'après C.B.A.93 :

La condition de non fragilité : $A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,10}{235}) \rightarrow A_{st} \geq 1,85 \text{ cm}^2$

III-5-4-3- Choix des armatures :

Armatures longitudinales : On adopte : $A_{st} = 5T8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On va mettre le ferrailage dans les deux cotées.

Armatures de dilatations : On adopte : $A_{s \text{ (dilatation)}} = 3T8 / (60\text{cm}) = 1,51 \text{ cm}^2 / (60\text{cm})$

III-5-5- Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93)

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc on considère que les fissurations sont préjudiciables, c'est pour cela il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

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

$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 156,7 \text{ MPa}$

(b = 1 ml) ; (h = 0,10 m) ; (d = 0,09 m) ; (d' = 0,01m) ; (A₂ = 0) ; (A₁ = 2,51 cm²)

Acrotère	Ns (MN)	Ms (MN.m)
ELS	$2,214 \times 10^{-3}$	$0,60 \times 10^{-3}$

$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{2,214} = 0,27 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,0166 \text{ m} \rightarrow$ Section partiellement comprimée.

(Ns) : Effort de compression $\rightarrow x = \frac{h}{2} + e_1 - e$

▪ Détermination de l'axe neutre :

(e₁) : Sera défini par l'équation du 3 ème degré suivante : $e_1 + P \times e_1 + Q = 0$

$P = -3 \times (e - \frac{h}{2})^2 + \frac{6 \times 15 \times A_2}{b} (e - \frac{h}{2} + d') + \frac{6 \times 15 \times A_1}{b} (e - \frac{h}{2} + d) = - 0,139$

$Q = 2 \times (e - \frac{h}{2})^3 - \frac{6 \times 15 \times A_2}{b} (e - \frac{h}{2} + d')^2 - \frac{6 \times 15 \times A_1}{b} (e - \frac{h}{2} + d)^2 = 0,0194$

Avec : $e_1 = \frac{-(e_1)^3 - Q}{P} \quad (1)$

Pour déterminer (e₁) on choisie forfaitairement (e₁ = 0,40), on remplace (e₁) dans l'équation (1) et on s'arrête quand (e₁) est constante

Après le tâtonnement, on a trouvé que :

$e_1 = 0,250 \text{ m}$

$x = \frac{0,10}{2} + 0,25 - 0,27 = 0,03 \text{ m}$

(e ₁) choisie	(e ₁) trouvé
0,400	0,597
0,380	0,532
0,320	0,374
0,300	0,332
0,280	0,296
0,250	0,250

- Détermination du moment statique :

$$S = \frac{b \times x^2}{2} + n \times A_2 \times (x - d') - n \times A_1 \times (d - x) = 0,0002241 \text{ m}^3$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times N_s \times (d - x)}{S} = 8,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 156,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-5-6-Vérification au cisaillement : D'après C.B.A.93 :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

Avec : (T_u : L'effort tranchant à ELU) ; ($d = 0,09 \text{ m}$) ; ($b = 1,00 \text{ ml}$)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,50 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,09} = 0,017 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

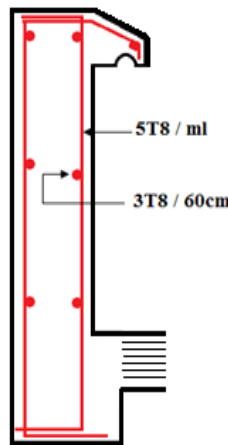


Figure III-24 : Ferrailage de l'acrotère.

III-6- Conclusion :

Le but de ce chapitre est de déterminer les armatures nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Nous avons plusieurs types de poutrelles et plusieurs types des dalles pleines, ils ont été étudiées et ferrillées suivant les règles du C.B.A.93 et B.A.E.L.91.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrailage de ces dernières a été fait à la flexion simple.

L'acrotère a été calculé à la flexion composée.

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure.

Chapitre 4

Etude dynamique

IV-1- Introduction :

Un séisme est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches.

L'Algérie a connu au cours du siècle dernier plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Le dernier séisme majeur du 21 mai 2003 de Boumerdès qui a provoqué la perte de plus de 2300 vies humaines et plus de 10000 blessés est un exemple parlant.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures permettant une meilleure résistance au séisme afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et limiter les dommages, cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées. L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

IV-2- Etude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe, c'est pour cette raison qu'on fait recours à la modélisation.

Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini tout en respectant la précision des paramètres du système d'origine à savoir (la masse, la rigidité et l'amortissement), autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacement nodaux.

Ce chapitre pour objectif de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

IV-3- Les méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

IV-3-1- La méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets considérés équivalentes à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- A) - Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I et II) et 30m en zone (III).
- B) - Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (A), les conditions complémentaires :
 - Zone (I) : Tous groupes.
 - Zone (II) : Groupe d'usage 3
Groupe d'usage 2, avec $H \leq \min(7 \text{ Niveaux} ; 23 \text{ m})$.
Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux} ; 17 \text{ m})$.
Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux} ; 10 \text{ m})$.
 - Zone (III) : Groupe d'usage 2 et 3, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux} ; 17 \text{ m})$.
Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux} ; 10 \text{ m})$.
Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(2 \text{ Niveaux} ; 8 \text{ m})$.

IV-3-2- La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV-3-3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV-4- Combinaisons de calcul : D'après RPA99/Version2003 :

Les actions sismiques sont considérées comme des actions accidentelles au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites, Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

IV-5- Modélisation de la structure :

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000.version2014), Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines données liées à la structure, (La géométrie, Les matériaux utilisées, Les dimensions des éléments, Le chargement, Les combinaisons de calcul).

IV-5-1- Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments structuraux et non structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (Poteaux-Poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type (Frame) à deux nœuds, chaque nœud possède Six degrés de libertés (trois translations et trois rotations).
- Les voiles, les planchers et les escaliers ont été modélisés par des éléments surfaciques type (Shell) à quatre nœuds. A tous les planchers, nous avons attribué une (Contrainte) de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

IV-5-2- Modélisation de masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta \times Q)$ imposée par le RPA99/V2003 avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres, les voiles et les escaliers est prise égale à celle du béton à savoir $(\gamma_{(béton)} = 25 \text{ KN/m}^3)$

- La masse des murs extérieurs ou intérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres et chainages.
- La masse de l'acrotère a été répartie aux niveaux des poutres et chainages qui se trouvent sur le périmètre du plancher terrasse.

IV-5-3- Maillage des éléments :

La taille moyenne des mailles est de 0,5 m.

IV-6- Analyse du modèle :

IV-6-1- Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante : $T_1 = C_T \times (H_N)^{3/4}$

Avec :

(H_N) : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$H_N = 38,79$ m

(C_T) : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage.

Tableau IV-1 : Coefficient C_T .

Système de contreventement	C_T
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

On peut également utiliser aussi la formule : $T_2 = 0,09 \times \frac{H_n}{\sqrt{D}}$

(D) : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée,

D_X : Dimension du bâtiment suivant (X) → ($D_X = 32,97$ m)

D_Y : Dimension du bâtiment suivant (Y) → ($D_Y = 14,50$ m)

- ❖ **Remarque :** Il ya mieu de retenir dans chaque direction considérée, la plus petite des deux valeurs (T_1 ; T_2) :

Sens (X) :

$$T_{1(x)} = 0,05 \times (38,76)^{3/4}$$

$$T_{1(x)} = 0,78 \text{ s}$$

$$T_{2(x)} = 0,09 \times \frac{38,76}{\sqrt{32,97}}$$

$$T_{2(x)} = 0,61 \text{ s}$$

$$T_{(x)} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0,78 \text{ s} \\ 0,61 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$T_{(x)} = 0,61 \text{ s}$$

$$T_{(x \text{ majoré})} = 1,3 \times 0,61$$

$$T_{(x \text{ majoré})} = 0,80 \text{ s}$$

Sens (Y) :

$$T_{1(y)} = 0,05 \times (38,76)^{3/4}$$

$$T_{1(y)} = 0,78 \text{ s}$$

$$T_{2(y)} = 0,09 \times \frac{38,76}{\sqrt{14,50}}$$

$$T_{2(y)} = 0,92 \text{ s}$$

$$T_{(y)} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0,78 \text{ s} \\ 0,92 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$T_{(y)} = 0,78 \text{ s}$$

$$T_{(y \text{ majoré})} = 1,3 \times 0,78$$

$$T_{(y \text{ majoré})} = 1,01 \text{ s}$$

IV-6-2- Modèle initiale :

Le modèle initiale a été fait suivant les plans architecturaux et le pré dimensionnement qu'on a déjà fait dans les chapitres précédents. Ce modèle contient que des portiques (Poteaux-Poutres), des planchers et des escaliers. Il est représenté sur la figure suivante : (éléments planchers et escaliers sont cachés).

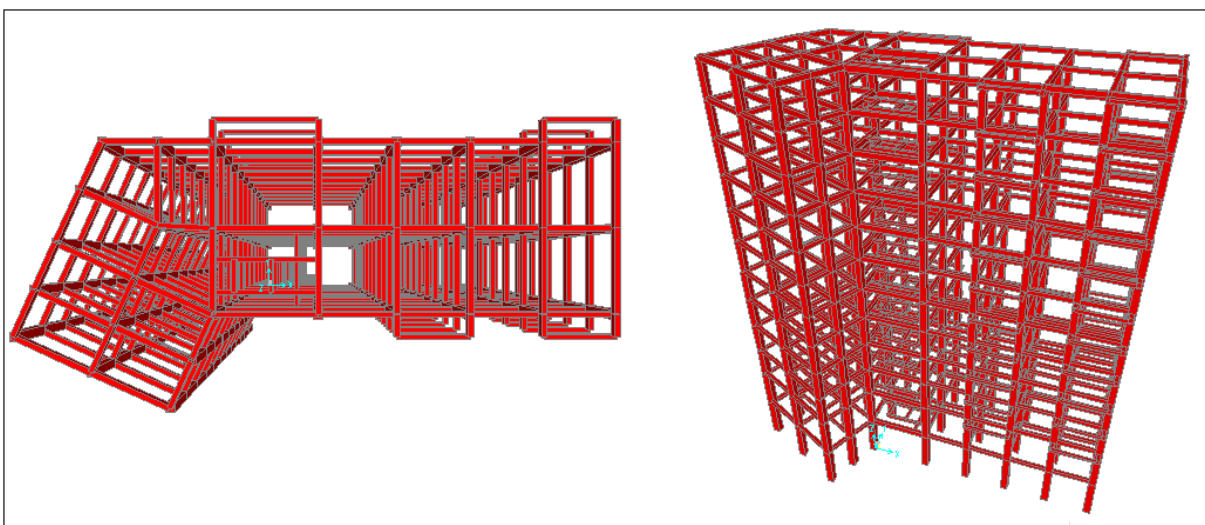


Figure IV-1 : Modèle initiale de la structure.

IV-6-2-1- Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale :

Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :

Tableau IV-2 : Périodes et participation massique du modèle initial :

Mode	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	Σ U _x (%)	Σ U _y (%)
1	1,948	0,072	46,785	0,072	46,785
2	1,532	72,356	4,284	72,429	51,069
3	1,408	9,184	28,697	81,613	79,766
8	0,464	1,224	3,913	91,375	90,345

D'après ce tableau, on constate que :

- La période fondamentale du premier mode est égale à ($T_{\text{analytique}} = 1,948$ s).
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode.
- Mode (1) est un mode de Translation suivant l'axe (Y).
- Mode (2) est un mode de translation suivant l'axe (X).
- Mode (3) est un mode de translation suivant les deux axes (X,Y).

IV-6-3- Choix de système de contreventement :

Les règles parasismiques algériennes se basent sur le principe qu'un bâtiment, face à des séismes faisables mais plus fréquent, doit être capable de contrôler les dommages des éléments non-structuraux par un comportement essentiellement élastique, Cependant, face à des séismes forts et moins fréquents, le bâtiment doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grande déplacements sans ou avec peu de perte de capacité. Le système de contreventement mixte en voile et portique peut assurer ces deux fonctions, En effet, si le portique seul est considéré prendre la totalité de la force latérale, il développera des moments dans les poteaux et les poutres pour résister à l'effort tranchant de l'étage, Dans ce cas la déformée du portique est celle donnée par la figure ii et les planchers resteraient pratiquement horizontaux. [5]

En revanche, si un voile est considéré prendre la totalité de la charge latérale, il développera des moments à chaque plancher égaux un moment de renversement à ce niveaux et la déformé sera celle d'une console (figure ii). Cependant, si on couple le voile et le portique, chacun des deux essayera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre, et en conséquence une redistribution des forces entre les deux s'opère. Comme montre la figure ii, le portique retiendra ou retirera l'effet du voile dans les étages supérieurs, alors que dans les étages inférieurs l'opposé se produira et c'est le voile qui retiendra les portiques d'avoir une grande déformation latérale dans les étages intermédiaires, Il est donc clair que l'interaction Voile-Portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyenne et grande hauteur. [5]

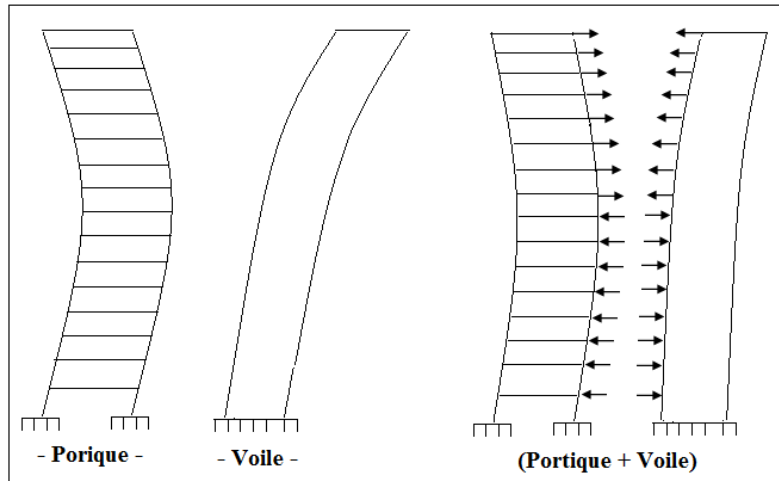


Figure IV-2 : (Principe de l'interaction Voile - Portique).

Conclusion : On couple les portiques avec les voiles pour une bonne ductilité, c'est-à-dire pour pouvoir subir de grande déplacements sans ou avec peu de perte de capacité.

IV-6-4- Les conditions à vérifier : D'après le RPA99/version2003 :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de Trois dans chaque direction considérée.
- la résultante des forces sismiques à la base obtenue par l'analyse modale spectrale ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

IV-6-5- La disposition optimale des voiles :

Les règlements parasismiques et les experts du Génie civil préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventements pour éviter les phénomènes suivants :

- **La torsion d'ensemble :** La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité, Sous l'action sismique, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents. [6]
- **L'oscillation différentielle :** Elle se produit lorsque deux ailes d'un bâtiment ont des inerties différentes, Leur périodes propres de vibration dans le même plan vertical sont alors différentes, Les angles rentrants vont subir des concentrations des contraintes et par la suite le bâtiment va s'effondre. [6]

→ Notre structure est en forme de (L), elle irrégulière en plan, Donc il faut prendre ces phénomènes en considération pour la disposition des voiles de contreventement.

Il faut ajouter des voiles au niveau de la zone souple pour compenser la mauvaise distribution de rigidité en plan, et on renforce aussi l'angle rentrant.

IV-6-5-1- Disposition 1 :

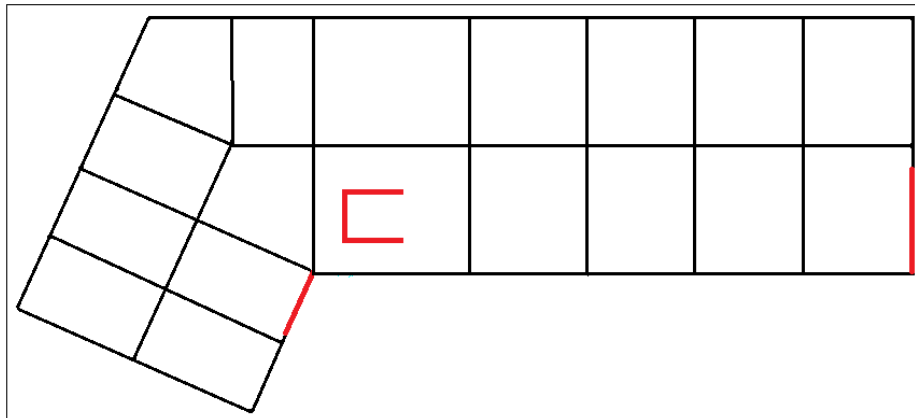


Figure IV-3 : La première disposition des voiles.

Tableau IV-3 : Périodes et participation massique de la première disposition des voiles.

Mode	Période (s)	Ux (%)	Uy (%)	Σ Ux (%)	Σ Uy (%)
1	1,363	65,484	11,501	65,484	11,501
2	1,191	11,149	54,966	76,633	66,467
3	1,084	0,368	5,711	77,001	72,178
8	0,184	0,407	3,417	92,838	90,753

IV-6-5-2- Disposition 2 :

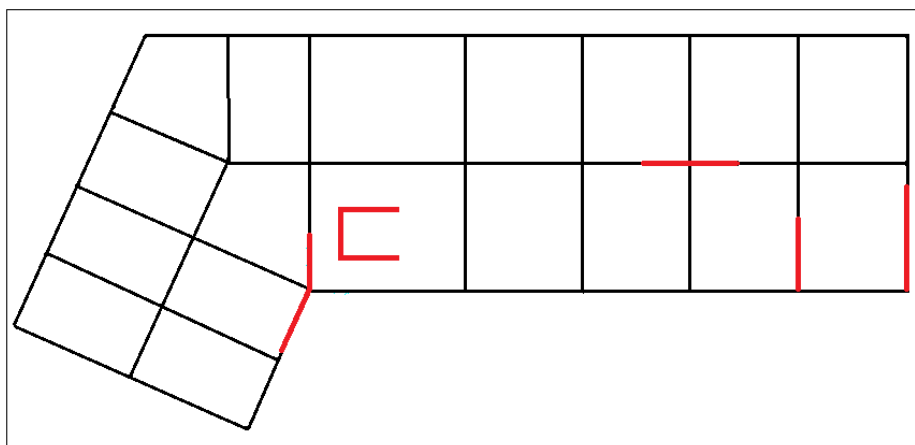
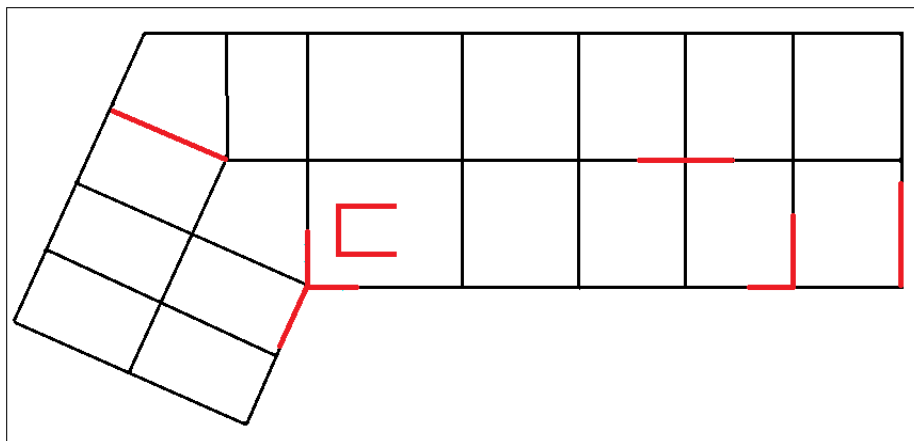


Figure IV-4 : La deuxième disposition des voiles.

Tableau IV-4 : Périodes et participation massique de la deuxième disposition des voiles.

Mode	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	Σ U _x (%)	Σ U _y (%)
1	1,235	52,901	18,867	52,901	18,867
2	1,098	22,243	38,813	75,145	57,681
3	1,017	0,147	13,296	75,291	70,977
10	0,161	0,647	2,856	92,381	90,029

IV-6-5-3- Disposition 3 :**Figure IV-5** : La troisième disposition des voiles.**Tableau IV-5** : Périodes et participation massique de la troisième disposition des voiles.

Mode	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	Σ U _x (%)	Σ U _y (%)
1	1,100	12,977	41,114	12,977	41,114
2	1,030	29,992	28,017	42,969	69,13
3	0,966	28,827	1,304	71,796	70,434
10	0,136	3,932	1,479	91,763	90,208

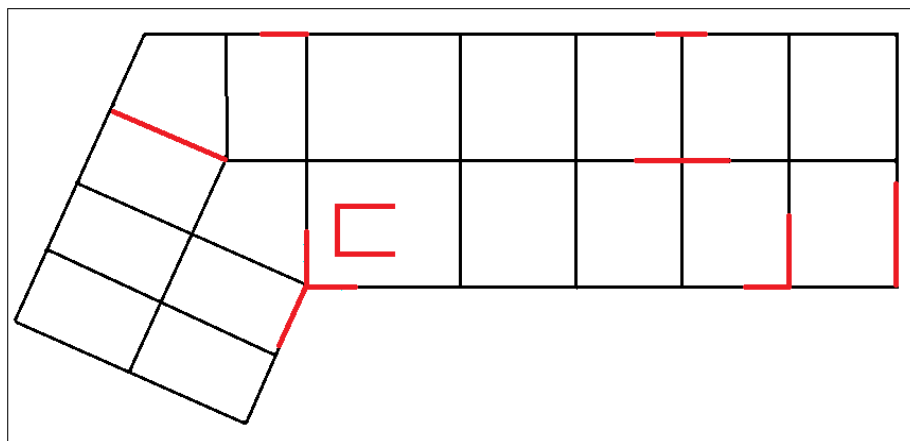
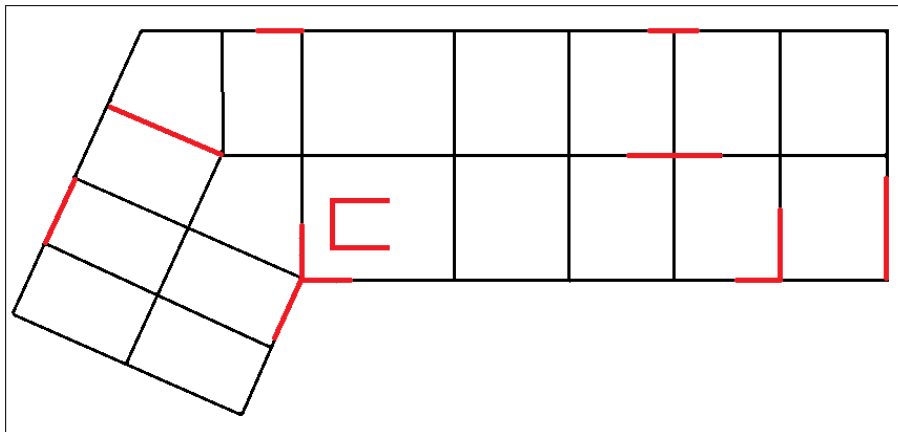
IV-6-5-4- Disposition 4 :**Figure IV-6** : La quatrième disposition des voiles.

Tableau IV-6 : Périodes et participation massique de la quatrième disposition des voiles.

Mode	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	Σ U _x (%)	Σ U _y (%)
1	1,086	2,83	58,964	2,83	58,964
2	1,000	27,767	10,898	30,598	69,862
3	0,965	41,136	0,543	71,734	70,405
10	0,134	4,557	0,888	91,776	90,169

IV-6-5-5- Disposition 5 (Modèle finale) :**Figure IV-7** : Le modèle finale.**Tableau IV-7** : Périodes et participation du modèle finale.

Mode	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	Σ U _x (%)	Σ U _y (%)
1	1,036	1,064	66,54	1,064	66,54
2	0,974	69,386	0,641	70,45	67,181
3	0,935	1,154	2,45	71,604	69,631
10	0,130	0,041	5,498	91,86	91,601

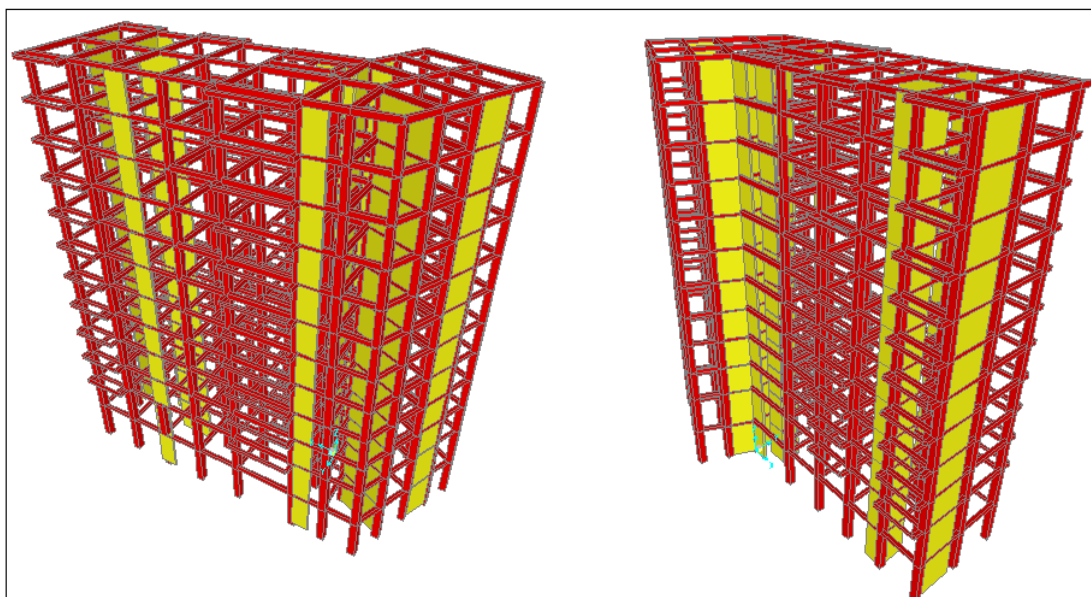


Figure IV-8 : Modèle finale (Portique-Voiles).

IV-7- Le choix de la méthode de calcul :

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées. Car, elle est irrégulière en plan et sa hauteur dépasse les 38 mètres, elle est aussi implantée à Oran zone (IIa) et appartient au groupe d'usage 2.

Alors, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec le calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure. (RPA99 Version2003-article 4.3.6) :

$$\frac{V(\text{dynamique})}{V(\text{statique})} \geq 80\%$$

IV-7-1- Méthode statique équivalente :

L'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V_X = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W_T \quad \text{et} \quad V_Y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R_y} \times W_T$$

IV-7-1-1- Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par le tableau ii, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau IV-8 : Coefficient d'accélération de notre structure.

A	Groupe d'usage	Zone
0,15	2	IIa

IV-7-1-2- Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

- (η) : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \epsilon)}} \geq 0,7$$

- (ϵ) : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV-9 : Pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	Portique	ϵ %
Dense	Béton armé	7

- (T_1 - T_2) : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Selon le rapport de sol établi par le laboratoire iii, le sol d'implantation de notre structure est classé : catégorie S3 (site meuble).

Tableau IV-10 : Période caractéristique associée au site.

Site	T_1 (s)	T_2 (s)
S3 (Meuble)	0,15	0,50

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)** : (Déjà calculée).

Sens (X) :

$$T_{(x)} = 0,61 \text{ s}$$

$$T_{(x \text{ majoré})} = 1,3 \times 0,61$$

$$T_{(x \text{ majoré})} = 0,80 \text{ s}$$

Sens (Y) :

$$T_{(y)} = 0,78 \text{ s}$$

$$T_{(y \text{ majoré})} = 1,3 \times 0,78$$

$$T_{(y \text{ majoré})} = 1,01 \text{ s}$$

Tableau IV-11 : Période choisie pour le calcul du (D).

Si :	Période choisie pour le calcul du (D)
$T_{(analytique)} \leq T_{(empirique)}$	$T = T_{(empirique)}$
$T_{(empirique)} \leq T_{(analytique)} \leq 1,3 T_{(empirique)}$	$T = T_{(analytique)}$
$T_{(analytique)} \geq T_{(empirique)}$	$T = 1,3T_{(empirique)}$

Avec : $T_{(analytique)} = 1,03 \text{ s}$

Sens (X) :

$$T_{(analytique)} = 1,03 \text{ s} \geq 1,3 T_{(x \text{ empirique})} = 0,80 \text{ s}$$

$$\rightarrow T_{(x)} = 1,3 \times T_{(empirique)}$$

$$T_{(x)} = 0,80 \text{ s}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,8819$$

$$D_{(x)} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,50}{0,80}\right)^{2/3}$$

$$D_{(x)} = 1,612$$

Sens (Y) :

$$T_{(analytique)} = 1,03 \text{ s} \geq 1,3 T_{(y \text{ empirique})} = 1,01 \text{ s}$$

$$\rightarrow T_{(y)} = 1,3 \times T_{(empirique)}$$

$$T_{(y)} = 1,01 \text{ s}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,8819$$

$$D_{(y)} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,50}{1,01}\right)^{2/3}$$

$$D_{(y)} = 1,380$$

IV-7-1-3- Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) 'est satisfait ou non'

Sa valeur est donnée au tableau ii :

Tableau IV-12 : Les critères de qualité (q) :

Critères	Sens (X)		Sens (Y)	
	O / N.O	Pq _(x)	O / N.O	Pq _(y)
Conditions minimales sur les files de contreventement	N.O	0,5	N.O	0,5
Redondance en plan	N.O	0,5	N.O	0,5
Régularité en plan	N.O	0,5	N.O	0,5
Régularité en élévation	O	0	O	0
Contrôle de qualité des matériaux	O	0	O	0
Contrôle de la qualité de l'exécution.	O	0	O	0

$$Q_{(x)} = 1 + \sum_1^6 Pq_{(x)} = 1 + (0,5+0,5+0,5) \rightarrow Q_{(x)} = 1,15$$

$$Q_{(y)} = 1 + \sum_1^6 Pq_{(y)} = 1 + (0,5+0,5+0,5) \rightarrow Q_{(y)} = 1,15$$

IV-7-1-4- Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) du (RPA99/V2003) en fonction du système de contreventement,

Pour notre structure, on a ajouté des voiles aux portiques pour avoir un bon comportement sous l'action sismique, et avoir aussi une bonne ductilité et bonne capacité de dissipation.

Pour cela, le règlement parasismique algérien contient trois systèmes différents de contreventement avec voiles :

- Systèmes (2) : C'est un système constitué par des voiles porteurs en béton armé, les voiles doivent être reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Système (4.a) : C'est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles, Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Système (4.b) : C'est un système de contreventement par des voiles en béton armé. Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Ce système limite les bâtiments en hauteur de 33 m ou 10 niveaux au maximum.

Pour choisir le système qui s'adapte à notre structure et notre disposition, il faut vérifier l'effort normal des voiles, car celui-ci affecte fortement les voiles.

Voici un organigramme qui nous montre, comment choisir le système de contreventement.

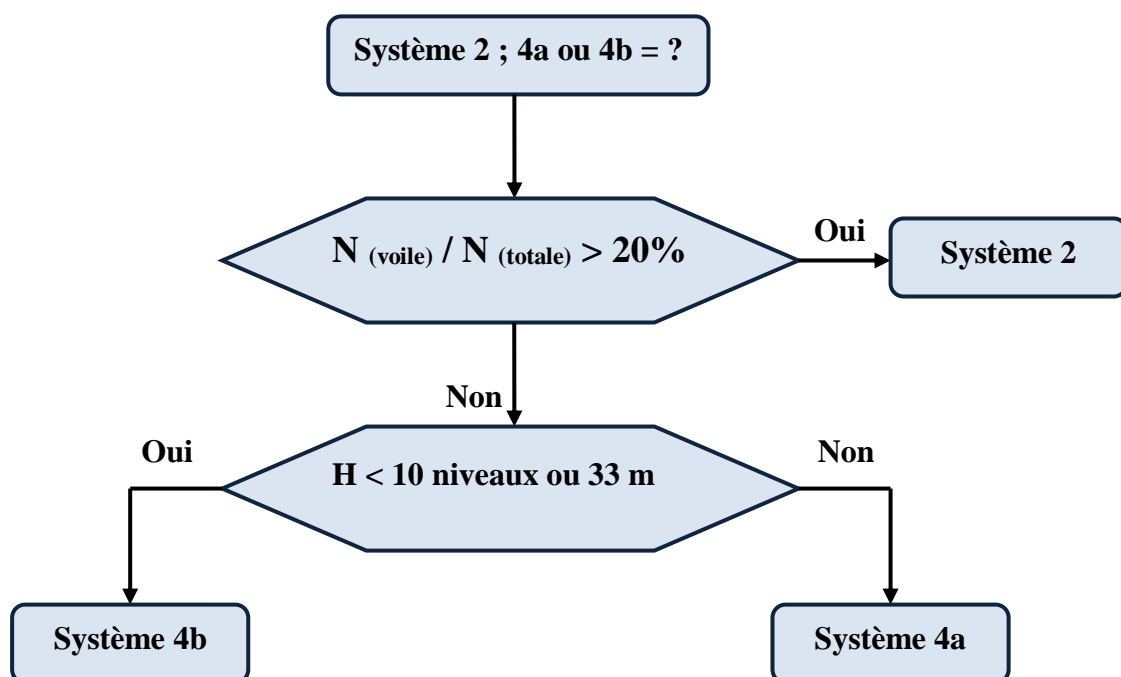


Figure IV-9 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles

(Système 2 ; 4a et 4b). [5]

IV-7-1-5- Le poids total de la structure (W_T):

(W_T) : Est égal à la somme des poids (W_i) calculés à chaque niveau (i),

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.
- W_{Qi} : Charge d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, ($\beta = 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

Les poids de la structure ont été calculés par le logiciel SAP2000, ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-13 : Les poids de la structure.

Niveaux	Wi (Tonnes)	Wi (KN)
RDC	640,168944	6401,68944
Etage 1	572,382576	5723,82576
Etage 2	523,369049	5233,69049
Etage 3	516,218289	5162,18289
Etage 4	516,218289	5162,18289
Etage 5	509,564832	5095,64832
Etage 6	502,986133	5029,86133
Etage 7	502,986133	5029,86133
Etage 8	496,911237	4969,11237
Etage 9	490,904599	4909,04599
Etage 10	489,212007	4892,12007
Terrasse	392,495164	3924,95164
$\sum_{i=1}^n W_i$	6153,41725	61534,1725

IV-7-1-6- Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

$$V_X = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W_T$$

$$V_X = \frac{0,15 \times 1,612 \times 1,15}{5} \times (61534,1725)$$

$$V_X \text{ (Statique)} = 3422,1615 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R_y} \times W_T$$

$$V_Y = \frac{0,15 \times 1,380 \times 1,15}{5} \times (61534,1725)$$

$$V_Y \text{ (Statique)} = 2929,642 \text{ KN}$$

IV-7-2- Méthode d'analyse modale spectrale : D'après le RPA99/Version2003 :

La méthode d'analyse modale spectrale est applicable pratiquement dans tous les cas, elle donne une interprétation réaliste du comportement d'une structure soumise à une action sismique. Elle servira au calcul des structures dont la configuration est simple ou complexe.

Avec cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,00 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T > 3,00 \text{ s} \end{cases} \quad (4-13)$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Vrsion2003,

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (**A**) : Zone IIa et Groupe d'usage 2
→ $A = 0,15$
- Pourcentage d'amortissement critique (**ε**) : Béton armé dense
→ $\varepsilon = 7\%$
- Facteur de correction d'amortissement (**η**) :
→ $\eta = 0,8819$
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble (S3)
→ $(T_1 = 0,15 \text{ s}) ; (T_2 = 0,50 \text{ s})$
- La période fondamentale de la structure (**T**) :
→ $T_{\text{(analytique)}} = 1,03 \text{ s}$
- Facteur de qualité (**Q**) :
→ $Q(x) = Q(y) = 1,15$
- Coefficient de comportement global de la structure (**R**) :
→ $R = 5$

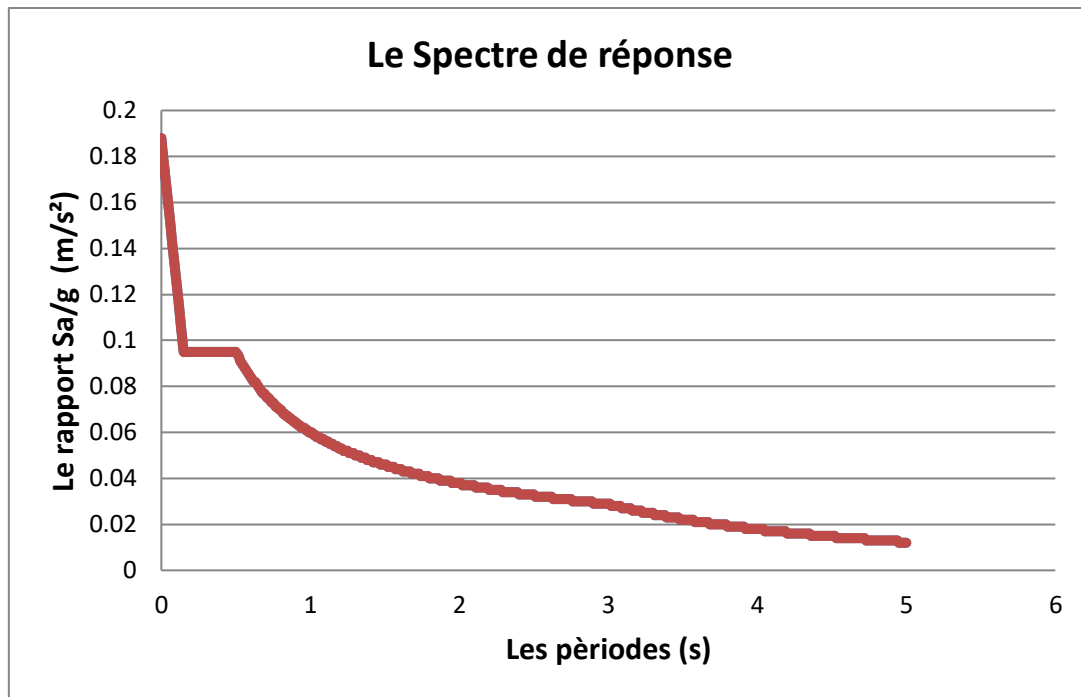


Figure IV-10 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE).

IV-7-2-1- Résultante des forces sismique de calcul :

Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :

$(V(x))_{\text{Dynamique}}$; $V(y)_{\text{Dynamique}}$: Les efforts tranchants à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales suivant les axes (x ; y)

Tableau IV-14 : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales.

$V(x)_{\text{Dynamique}}$ (KN)	$V(y)_{\text{Dynamique}}$ (KN)
2808,71	2640,145

IV-8- Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV-8-1-Vérification de la résultante des forces sismiques :

D'après le RPA99/version2003, La résultante des forces sismiques à la base $V_{(\text{Dynamique})}$ 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 $V_{(\text{Statique})}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$\frac{V(\text{dynamique})}{V(\text{statique})} \geq 80\%$$

Tableau IV-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	V _(Statique) (KN)	V _(Dynamique) (KN)	$\frac{V_{(Dynamique)}}{V_{(Statique)}} \%$	$\geq 80\%$
-X-	3422,1615	2808,7100	82,074	C.V
-Y-	2929,6420	2640,1450	90,118	C.V

Conclusion : La condition est vérifiée.

IV-8-2- Justification de l'interaction (Portiques-Voiles) :

D'après le RPA99/Version2003, Pour le système (4.a) de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (Portiques-Voiles) :

Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (ELS) ou bien (ELU),

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV-8-2-1- Sous sollicitations verticales :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$$\% \text{ Portiques} = \frac{P_{(\text{Portiques})} \times 100}{P_{(\text{Portiques})} + P_{(\text{Voiles})}} \geq 80\%$$

$$\% \text{ Voiles} = \frac{P_{(\text{Voiles})} \times 100}{P_{(\text{Portiques})} + P_{(\text{Voiles})}} \leq 20\%$$

Tableau IV-16 : Justification de l'interaction due aux charges verticales.

	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Niveaux	P (KN)	P (KN)	%	%
Sous sol	52923,923	14612,836	78,36	21,64
RDC	47202,706	12985,61	78,43	21,57
Etage 1	44272,227	9357,573	82,55	17,45
Etage 2	39046,657	8909,874	81,42	18,58
Etage 3	34497,827	7933,031	81,3	18,7
Etage 4	29963,914	6942,241	81,19	18,81
Etage 5	25011,585	6368,247	79,71	20,29
Etage 6	20675,738	5314,47	79,55	20,45
Etage 7	16365,759	4235,139	79,44	20,56
Etage 8	11839,2	3370,523	77,84	22,16
Etage 9	7718,96	2223,436	77,64	22,36
Etage 10	3603,51	1005,624	78,18	21,82

Conclusion : La condition est pratiquement vérifiée dans tous les niveaux.

IV-8-2-2- Sous sollicitations horizontales :

Les résultats sont résumés dans les tableaux :

Avec :

$$\% \text{ Portiques} = \frac{V_{(\text{Portiques})} \times 100}{V_{(\text{Portiques})} + V_{(\text{Voiles})}} \geq 25\%$$

$$\% \text{ Voiles} = \frac{V_{(\text{Voiles})} \times 100}{V_{(\text{Portiques})} + V_{(\text{Voiles})}} \leq 75\%$$

On fait la vérification avec les combinaisons sismiques E_x et E_y

Tableau IV-17 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales (V_x).

-X-	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Niveaux	V_x (KN)	V_x (KN)	%	%	
Sous sol	1007,955	1815,913	35,694	64,306	C.V
RDC	681,491	1674,724	28,923	71,077	C.V
Etage 1	1023,701	1225,617	45,512	54,488	C.V
Etage 2	876,828	1244,067	41,342	58,658	C.V
Etage 3	891,429	1095,012	44,876	55,124	C.V
Etage 4	889,331	945,54	48,468	51,532	C.V
Etage 5	778,411	889,18	46,679	53,321	C.V
Etage 6	751,499	736,729	50,496	49,504	C.V
Etage 7	696,555	578,903	54,612	45,388	C.V
Etage 8	551,832	482,694	53,342	46,658	C.V
Etage 9	464,632	286,234	61,879	38,121	C.V
Etage 10	494,381	174,135	73,952	26,048	C.V

Tableau IV-18 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales (V_y).

-Y-	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Niveaux	V_y (KN)	V_y (KN)	%	%	
Sous sol	1212,108	1430,468	45,868	54,132	C.V
RDC	1117,007	1628,523	40,685	59,315	C.V
Etage 1	1279,166	1120,109	53,315	46,685	C.V
Etage 2	1171,285	1125,44	50,998	49,002	C.V
Etage 3	1174,866	986,87	54,348	45,652	C.V
Etage 4	1162,041	847,836	57,817	42,183	C.V
Etage 5	1052,086	786,559	57,221	42,779	C.V
Etage 6	999,949	647,573	60,694	39,306	C.V
Etage 7	926,477	507,003	64,631	35,369	C.V
Etage 8	761,857	426,866	64,09	35,91	C.V
Etage 9	630,916	266,626	70,294	29,706	C.V
Etage 10	583,509	242,863	70,611	29,389	C.V

Conclusion : D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales.

IV-8-3- Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{(B \times f_{c28})} \leq 0,30$$

Avec : (N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique).

(B : La section transversale des poteaux).

($f_{c28} = 25$ MPa).

La combinaison (G+Q±E) donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-19 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.

Niveaux	(A=B) (m)	S (m ²)	N _(max) (MN)	μ	< 0,3
Sous sol	0,65	0,4225	3,1407	0,2973	C.V
RDC	0,65	0,4225	2,7905	0,2642	C.V
Etage1	0,65	0,4225	2,5015	0,2368	C.V
Etage2	0,60	0,36	2,2228	0,247	C.V
Etage3	0,60	0,36	1,9516	0,2168	C.V
Etage4	0,60	0,36	1,6842	0,1871	C.V
Etage5	0,55	0,3025	1,4205	0,1878	C.V
Etage6	0,55	0,3025	1,1663	0,1542	C.V
Etage7	0,55	0,3025	0,9173	0,1213	C.V
Etage8	0,50	0,25	0,673	0,1077	C.V
Etage9	0,50	0,25	0,4367	0,0699	C.V
Etage10	0,50	0,25	0,2041	0,0327	C.V

Conclusion : La condition est vérifiée.

IV-8-4- Vérification vis-à-vis des déformations : D'après le RPA99/Version2003

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

Avec : $\delta_{(ek)}$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux sens (x,y) → (Les déplacements sont calculés par logiciel Sap2000)

$$\delta_{(k)} = \delta_{(ek)} \times R$$

R : Coefficient de comportement (R = 5)

$\Delta_{(k)}$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y)

$$\Delta_{(k)} = \delta_{(k)} - \delta_{(k-1)} \rightarrow \Delta_{(k)} \leq 1\% (h_e)$$

h_e : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-20 : Vérification des déplacements inter étages.

	-X-	-Y-	-X-	-Y-	-X-	-Y-		
Niveaux	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1% (h_e) (cm)	
Terrasse	2,1012	2,6247	10,506	13,1235	0,744	1,142	3,06	C.V
Etage 10	1,9524	2,3963	9,762	11,9815	0,8065	1,194	3,06	C.V
Etage 9	1,7911	2,1575	8,9555	10,7875	0,878	1,2435	3,06	C.V
Etage 8	1,6155	1,9088	8,0775	9,544	0,941	1,278	3,06	C.V
Etage 7	1,4273	1,6532	7,1365	8,266	0,998	1,298	3,06	C.V
Etage 6	1,2277	1,3936	6,1385	6,968	1,0355	1,292	3,06	C.V
Etage 5	1,0206	1,1352	5,103	5,676	1,042	1,2525	3,06	C.V
Etage 4	0,8122	0,8847	4,061	4,4235	1,024	1,186	3,06	C.V
Etage 3	0,6074	0,6475	3,037	3,2375	0,964	1,075	3,06	C.V
Etage 2	0,4146	0,4325	2,073	2,1625	0,8415	0,913	3,06	C.V
Etage 1	0,2463	0,2499	1,2315	1,2495	0,8475	0,8715	4,08	C.V
RDC	0,0768	0,0756	0,384	0,378	0,384	0,378	4,08	C.V

Conclusion : Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99/Version2003.

IV-8-5- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : D'après le RPA99/Version2003 :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta_{(K)} = \frac{P_{(k)} \times \Delta_{(K)}}{V_{(k)} \times h_{(k)}} \leq 0,10$

Mais Si $0,10 \leq \theta_{(K)} \leq 0,20 \rightarrow$ Amplifiant les effets de P-Delta de $1 / (1 - \theta_K)$

Si $\theta_{(K)} \geq 0,20 \rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

$P_{(K)}$: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k).

$$P_K = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes. \rightarrow (Déjà calculé).

W_{Qi} : Charge d'exploitation. \rightarrow (Déjà calculé).

β : Coefficient de pondération, ($\beta = 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

$V_{(K)}$: Effort tranchant d'étage au niveau (k)

($V_{(K)}$ est calculé par logiciel Sap2000).

$\Delta_{(k)}$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y). \rightarrow (Déjà calculé).

$h_{(k)}$: La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-21 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens X-X)

Niveaux	h(k) (cm)	P(k) (KN)	Sens (X-X)			≤ 0,10
			$\Delta(k)$ (cm)	V(k) (KN)	$\theta(k)$	
Terrasse	306	3924,95164	0,744	435,741	0,0219	C.V
Etage 10	306	8817,07171	0,8065	714,252	0,0325	C.V
Etage 9	306	13726,1177	0,878	1015,194	0,0388	C.V
Etage 8	306	18695,2301	0,941	1264,336	0,0455	C.V
Etage 7	306	23725,0914	0,998	1483,902	0,0521	C.V
Etage 6	306	28754,9527	1,0355	1669,804	0,0583	C.V
Etage 5	306	33850,6011	1,042	1843,261	0,0625	C.V
Etage 4	306	39012,7839	1,024	2002,85	0,0652	C.V
Etage 3	306	44174,9668	0,964	2147,018	0,0648	C.V
Etage 2	306	49408,6573	0,8415	2303,636	0,059	C.V
Etage 1	408	55132,4831	0,8475	2418,622	0,0473	C.V
RDC	408	61534,1725	0,384	2808,71	0,0206	C.V

Tableau IV-22 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens Y-Y).

Niveaux	h(k) (cm)	P(k) (KN)	Sens (Y-Y)			≤ 0,10
			$\Delta(k)$ (cm)	V(k) (KN)	$\theta(k)$	
Terrasse	306	3924,95164	1,142	432,587	0,0339	C.V
Etage 10	306	8817,07171	1,194	822,428	0,0418	C.V
Etage 9	306	13726,1177	1,2435	1135,071	0,0491	C.V
Etage 8	306	18695,2301	1,278	1385,914	0,0563	C.V
Etage 7	306	23725,0914	1,298	1603,646	0,0628	C.V
Etage 6	306	28754,9527	1,292	1797,136	0,0676	C.V
Etage 5	306	33850,6011	1,2525	1971,807	0,0703	C.V
Etage 4	306	39012,7839	1,186	2128,88	0,071	C.V
Etage 3	306	44174,9668	1,075	2271,842	0,0683	C.V
Etage 2	306	49408,6573	0,913	2405,316	0,0613	C.V
Etage 1	408	55132,4831	0,8715	2569,676	0,0458	C.V
RDC	408	61534,1725	0,378	2640,145	0,0216	C.V

Conclusion : D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x,y).

IV-8-6- Justification de la largeur des joints sismiques :

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

D'après le RPA99/Version2003, La largeur minimale $d_{(min)}$ satisfait la condition suivante :

$$d_{(min)} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$(\delta_1 ; \delta_2)$: Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Par manque de données, On considère que le déplacement de notre bloc est le même dans les blocs adjacent.

Avec : $(\delta_1 = 21,012 \text{ mm})$ et $(\delta_2 = 26,247 \text{ mm})$

$$dx_{(min)} = 15 \text{ mm} + (21,012 + 21,012) \text{ mm} = 57,024 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$dy_{(min)} = 15 \text{ mm} + (26,247 + 26,247) \text{ mm} = 67,494 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Finalement, On prend une largeur de $\rightarrow (d = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm})$

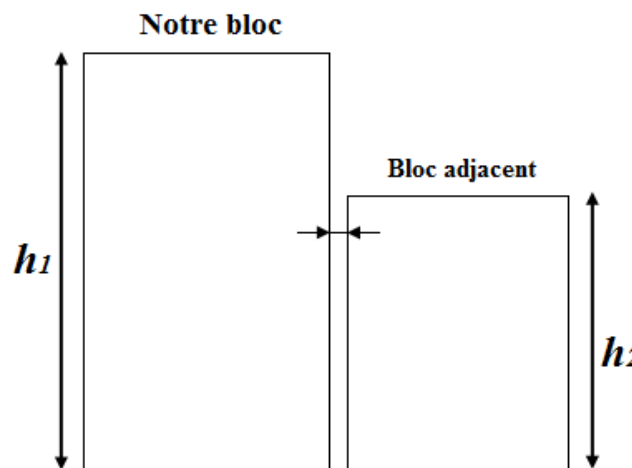


Figure IV-11 : Le joint sismique.

IV-9- Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre, On va prendre ce modèle final pour étudier les éléments structuraux, car il vérifie pratiquement tous les conditions qui ont été exigé par le règlement algérien parasismique (RPA99/Version2003).

Chapitre 5

Étude des
éléments
structuraux

V-1- Etude des poteaux :

V-1-1- Introduction :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Aussi, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base et aussi à des efforts tranchants, On détermine par l'interaction des efforts normaux et des moments fléchissant les sections des armatures longitudinales, comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par les efforts tranchants.

L'étude des poteaux sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le :

RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93)

V-1-2- Combinaisons des charges :

V-1-2-1- Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

V-1-2-2- Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

V-1-3- Sollicitations dans les poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison:

- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{(max)}$; $M_{(correspondant)}$)
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant ($M_{(max)}$; $N_{(correspondant)}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{(min)}$; $M_{(correspondant)}$)

N: Sera compté positif dans le cas d'une compression.

N : Sera compté négatif dans le cas d'une traction.

Tableau V-1 : Sollicitations maximales à ELU :

ELU	$(N_{(max)} ; M_{(correspondant)})$		$(M_{(max)} ; N_{(correspondant)})$		$(N_{(min)} ; M_{(correspondant)})$	
Niveaux	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(corre)}$ (MN.m)	$M_{(max)}$ (MN.m)	$N_{(corre)}$ (MN)	$N_{(min)}$ (MN)	$M_{(corre)}$ (MN.m)
Sous sol	3,9043	0,0352	0,0637	3,8462	1,0244	0,0111
RDC	3,4464	0,0803	0,0803	3,4464	0,9522	0,0088
Etage1	3,0817	0,0484	0,0751	1,8214	1,0022	0,0422
Etage2	2,7373	0,0458	0,0685	1,6196	0,8969	0,0115
Etage3	2,4062	0,0488	0,0706	1,4189	0,7918	0,0127
Etage4	2,0817	0,0479	0,0796	1,2217	0,6828	0,0156
Etage5	1,7619	0,0409	0,0698	1,0304	0,5427	0,0147
Etage6	1,453	0,0443	0,0718	0,8432	0,4403	0,0155
Etage7	1,1493	0,0438	0,0805	0,6621	0,3392	0,018
Etage8	0,8485	0,0366	0,0683	0,4877	0,2250	0,0165
Etage9	0,5545	0,0409	0,0703	0,3414	0,1362	0,0154
Etage10	0,2607	0,0399	0,1000	0,1642	0,0491	0,0253

Tableau V-2 : Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E) :

G+Q±E	$(N_{(max)} ; M_{(correspondant)})$		$(M_{(max)} ; N_{(correspondant)})$		$(N_{(min)} ; M_{(correspondant)})$	
Niveaux	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(corre)}$ (MN.m)	$M_{(max)}$ (MN.m)	$N_{(corre)}$ (MN)	$N_{(min)}$ (MN)	$M_{(corre)}$ (MN.m)
Sous sol	3,1407	0,0371	0,1541	0,7733	1,0489	0,0269
RDC	2,7905	0,0153	0,1321	1,611	0,6288	0,013
Etage1	2,5015	0,0331	0,156	1,4218	0,3934	0,0119
Etage2	2,2228	0,029	0,1368	1,1325	0,2060	0,0071
Etage3	1,9516	0,0376	0,1511	1,118	0,0645	0,0071
Etage4	1,6842	0,0411	0,1643	0,844	0,0321	0,0071
Etage5	1,4205	0,0375	0,1411	0,7053	0,0914	0,0053
Etage6	1,1663	0,0436	0,1405	0,5697	0,1102	0,0432
Etage7	0,9173	0,0451	0,1484	0,4393	0,0660	0,025
Etage8	0,6730	0,0379	0,1182	0,3154	0,0152	0,0170
Etage9	0,4367	0,0418	0,1113	0,2885	0,0483	0,0119
Etage10	0,2041	0,0364	0,1432	0,0775	0,0325	0,0258

Tableau V-3 : Sollicitations maximales à l'accidentel ($0,8G \pm E$) :

$0,8G \pm E$	$(N_{(max)} ; M_{(correspondant)})$		$(M_{(max)} ; N_{(correspondant)})$		$(N_{(min)} ; M_{(correspondant)})$	
Niveaux	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(corre)}$ (MN.m)	$M_{(max)}$ (MN.m)	$N_{(corre)}$ (MN)	$N_{(min)}$ (MN)	$M_{(corre)}$ (MN.m)
Sous sol	2,5734	0,0603	0,1507	0,5211	-1,2783	0,0099
RDC	2,213	0,0937	0,1172	0,5164	-0,7994	0,013
Etage1	1,9431	0,1353	0,1421	1,0357	-0,5816	0,0103
Etage2	1,6664	0,1104	0,1218	0,9235	-0,369	0,0065
Etage3	1,4419	0,0346	0,1354	0,8167	-0,2089	0,0065
Etage4	1,2435	0,0375	0,1462	0,5891	-0,0928	0,0065
Etage5	1,0477	0,0339	0,1252	0,4905	-0,0081	0,0048
Etage6	0,8595	0,039	0,1255	0,6053	0,022	0,0413
Etage7	0,6752	0,0399	0,1324	0,2479	-0,0326	0,0253
Etage8	0,4951	0,0333	0,1046	0,1952	-0,0803	0,0177
Etage9	0,3218	0,0362	0,0994	0,2129	-0,0895	0,0128
Etage10	0,1573	0,0123	0,125	0,0484	-0,0447	0,0278

V-1-4- Ferrailages des poteaux : D'après les règles de RPA99/version2003 :**V-1-4-1- Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :
 $A_{(min)} = (0,8\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone (IIa)}$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 $A_{(max)} = (4\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone courante.}$
 $A_{(max)} = (6\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $L_{r (min)} = 40 \times \emptyset \rightarrow \text{Zone (IIa)}$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L_{(max)} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone (IIa)}$
- les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

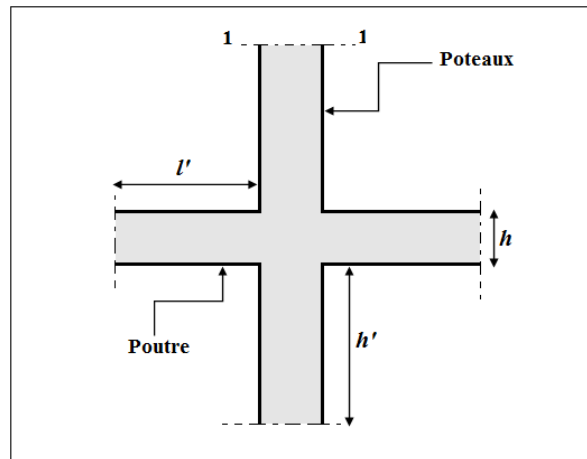


Figure V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

Poteau: $h' = \max (he/6 ; b_1 ; h_1 ; 60cm)$

Avec : ($b_1; h_1$: dimensions du poteau) ; (he : La hauteur de l'étage)

Poutre : $l' = 2 \times h$ Avec : (h : Hauteur de la poutre)

Tableau V-4 : La longueur de la zone nodale.

Poteaux		
(a = b) (cm)	he (cm)	h' (cm)
65	408	70
60	306	60
55	306	60
50	306	60

Poutres	
h (cm)	l' (cm)
45	90
40	80
35	70

❖ **A) Calcul de ferrailage :**

On calcule les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion composée.

La première chose à faire est de chercher la position du centre de pression (C), (point d'application de l'effort).

Si (N) est un effort de compression, (C) sera posé au dessus de (G).

Si (N) est un effort de traction, (C) sera posé au dessous de (G).

La deuxième chose est de déterminer l'excentricité (e) et calculer le moment au centre de gravité des armatures inférieurs (M_a) et puis définir le domaine de fonctionnement.

Il ya 5 domaines de fonctionnement :

- Domaine 1 : Section entièrement tendue (Section du béton surabondante).
- Domaine 2 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues.
- Domaine 3 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.
- Domaine 4 et 5 : Section entièrement comprimée.

Exemples de calcul : On va prendre comme des exemples de calcul :

- **Le poteau le plus sollicité du sous sol à ELU :** Avec ($N_{(max)}$; $M_{(correspondant)}$)

$(N_{(max)} ; M_{(correspondant)})$		
Sous Sol	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(correspondant)}$ (MN.m)
ELU	3,9043	0,0352

$$(a = b = 0,65 \text{ m}) ; (f_e = 400 \text{ MPa}) ; (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) ; (\gamma_s = 1,15) ; (\gamma_b = 1,5)$$

$$(f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}) ; (\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}) ; (d = 0,585 \text{ m}) ; (d' = 0,065 \text{ m}) ; (\mu_R = 0,392)$$

(N : Effort de compression, donc C sera posé au dessus de G)

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,0352}{3,9043} = 0,0090157 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,1083 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0,585 - \frac{0,65}{2} + 0,0090157 = 0,26902 \text{ m}$$

$$Ma = N_u \times ea = 3,9043 \times 0,26902 = 1,0503 \text{ MN.m}$$

→ L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et près du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5 :

- Les conditions des domaines 4 sont :

$$N_u \times (d - d') - Ma > (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$3,9043 \times (0,585 - 0,065) - 1,0503 < ((0,5 \times 0,65) - 0,065) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,17$$

$$0,9799 < 1,5566 \rightarrow \text{Domaine 4 est vérifié} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

- Détermination du ferrailage :

Si la section est entièrement comprimée (Domaine 4) → Les armatures inférieure ($A_1 = 0$).

Les armatures supérieures (A_2) sont calculées par la formule :

$$A_2 = \frac{N_u - (1 - \psi) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

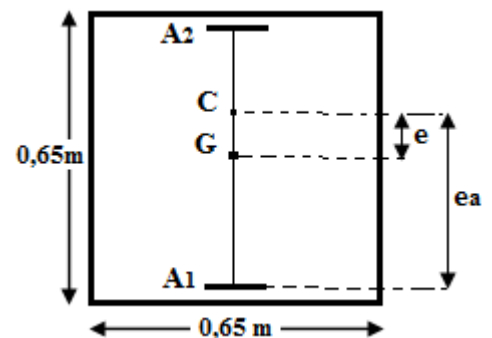
$$\text{Avec: } \psi = \left(\frac{0,5h - d'}{h} - \frac{(d - d') \times N_u - Ma}{b \times h^2 \times f_{bc}} \right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{d'}{h} \right)$$

$$\psi = \left(\frac{0,5 \times 0,65 - 0,065}{0,65} - \frac{(0,585 - 0,065) \times 3,9043 - 1,0503}{0,65 \times (0,65)^2 \times 14,17} \right) / \left(\frac{6}{7} - \frac{0,065}{0,65} \right)$$

$$\psi = 0,19572$$

$$A_2 = \frac{3,9043 - (1 - 0,19572) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,17}{348}$$

$$A_2 = - 0,002617 \text{ m}^2 = - 26,17 \text{ cm}^2$$



→ La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués

▪ **Le poteau le plus sollicité du sous sol à l'accidentel : (0,8 G ± E)**

Avec (N_(min) ; M_(correspondant)) :

Sous Sol	(N _(min) ; M _(correspondant))	
	N _(min) (MN)	M _(correspondant) (MN.m)
(0,8 G ± E)	-1,2783	0,0099

(a = b = 0,65 m) ; (Fe = 400 MPa) ; (f_{c28} = 25 MPa) ; (γ_s = 1,00) ; (γ_b = 1,15)

(f_{bc} = 18,48 MPa) ; (σ_{st} = 400 MPa) ; (d = 0,585 m) ; (d' = 0,065 m) ; (μ_R = 0,379)

(N : Effort de traction, donc (C) sera posé au dessous de (G)).

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,0099}{1,2783} = 0,007745 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} - e = 0,585 - \frac{0,65}{2} - 0,007745 = 0,25225 \text{ m}$$

$$Ma = N_u \times ea = 1,2783 \times 0,25225 = 0,32245 \text{ MN.m}$$

→ L'effort (N) est un effort de traction et sont point

d'application est entre les armatures et près du centre de gravité du

béton, Il faut vérifier les conditions du domaine 1 :

- Les conditions des domaines 1 sont :

$$(1) N_u \leq 0,81 \times b \times h \times f_{bc} \quad \text{et} \quad (2) Ma < N_u \times d \times \left(1 - 0,514 \times \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right)$$

$$1,2783 \leq 0,81 \times 0,65 \times 0,65 \times 18,48 \quad \rightarrow \quad 1,2783 < 6,3243$$

→ Condition (1) est vérifiée.

$$0,32245 < 1,2783 \times 0,585 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{1,2783}{0,65 \times 0,585 \times 18,48}\right) \quad \rightarrow \quad 0,32245 < 0,6779$$

→ Condition (2) est vérifiée.

→ La section est entièrement tendue.

- Détermination des armatures :

Armatures inférieures :

$$A_1 = \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) \left(\frac{(d - d') - ea}{d - d'}\right)$$

$$A_1 = \left(\frac{1,2783}{400}\right) \left(\frac{(0,585 - 0,065) - 0,25225}{0,585 - 0,065}\right)$$

$$A_1 = 0,001646 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 16,46 \text{ cm}^2$$

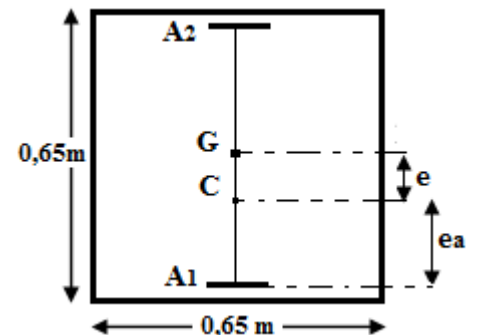
Armatures supérieures :

$$A_2 = \left(\frac{N_u \times ea}{\sigma_{st} (d - d')}\right)$$

$$A_2 = \left(\frac{1,2783 \times 0,25225}{400 (0,585 - 0,065)}\right)$$

$$A_2 = 0,001550 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 15,50 \text{ cm}^2$$



La quantité d'armatures totale est de : $A_{(total)} = A_1 + A_2 = 16,46 + 15,50 = 31,96 \text{ cm}^2$

▪ **Le poteau le plus sollicité du 10^{ème} étage à l'accidentel : (G + Q ± E)**

Avec (M_(max) ; N_(correspondant)) :

	(M _(max) ; N _(correspondant))	
Etage 10	M _(max) (MN)	N _(correspondant) (MN.m)
(G + Q ± E)	0,1432	0,0775

(a = b = 0,50 m) ; (Fe = 400 MPa) ; (f_{c28} = 25 MPa) ; (γ_s = 1,00) ; (γ_b = 1,15)

(f_{bc} = 18,48 MPa) ; (σ_{st} = 400 MPa) ; (d = 0,45 m) ; (d' = 0,05 m) ; (μ_R = 0,379)

(N : Effort de compression, donc C sera posé au dessus de G)

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,1432}{0,0775} = 1,847 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,0833 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0,45 - \frac{0,50}{2} + 1,847 = 2,047 \text{ m}$$

$$Ma = N_u \times ea = 0,0775 \times 2,047 = 0,1587 \text{ MN.m}$$

→ L'effort (N) est un effort de compression et sont point d'application se situ à l'extérieur de la section, Il faut vérifier les conditions des domaines 2 et 3 :

- La condition du domaine 2 est :

$$N_u (d - d') - Ma \leq (0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$0,0775 \times (0,45 - 0,05) - 0,1587 \leq (0,337 - 0,81 \times \frac{0,05}{0,45}) 0,50 \times (0,45)^2 \times 18,48$$

$$- 0,1277 \leq 0,4536 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

→ La section est partiellement comprimée avec armatures inférieure tendues.

- Détermination des armatures : Pour la détermination des armatures, la démarche à suivre est identique à celle de la flexion simple :

$$\mu_a = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,1587}{0,50 \times (0,45)^2 \times 18,48} = 0,0848 < \mu_R = 0,379 \rightarrow (A_2 = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0848}) = 0,1109$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha)) = 0,45 \times (1 - (0,4 \times 0,1109)) = 0,430$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{Ma}{Z} \pm N \right) = \frac{1}{400} \times \left(\frac{0,1587}{0,430} - 0,0775 \right) \rightarrow \text{Effort de compression : (-)}$$

$$A_1 = 0,000729 \text{ m}^2 = 7,29 \text{ cm}^2$$

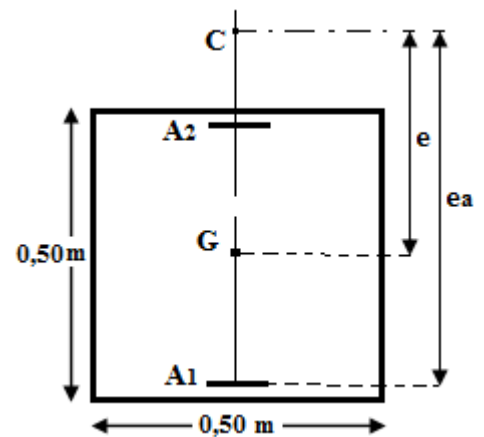


Tableau V-5 : Les résultats de ferrailage à ELU sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N (correspondant))			(N (min) ; M (correspondant))		
	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	Section	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	Section	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	Section
Sous sol	-26,17	0	E.C	-25,30	0	E.C	-66,62	0	E.C
RDC	-29,74	0	E.C	-29,74	0	E.C	-67,73	0	E.C
Etage1	-36,55	0	E.C	-52,08	0	E.C	-65,10	0	E.C
Etage2	-29,15	0	E.C	-42,86	0	E.C	-56,26	0	E.C
Etage3	-33,44	0	E.C	-45,44	0	E.C	-57,61	0	E.C
Etage4	-37,90	0	E.C	-47,55	0	E.C	-58,91	0	E.C
Etage5	-31,40	0	E.C	-39,32	0	E.C	-49,73	0	E.C
Etage6	-35,35	0	E.C	-41,71	0	E.C	-51,06	0	E.C
Etage7	-39,50	0	E.C	-43,57	0	E.C	-52,26	0	E.C
Etage8	-33,74	0	E.C	-36,22	0	E.C	-43,71	0	E.C
Etage9	-37,40	0	E.C	0	-0,48	P.C	-45,01	0	E.C
Etage10	-41,46	0	E.C	0	4,20	P.C	0	0,86	P.C

Tableau V-6 : Les résultats de ferrailage à (G+Q±E) sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N (correspondant))			(N (min) ; M (correspondant))		
	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	Section	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	Section	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	Section
Sous sol	-53,15	0	E.C	0	-3,44	P.C	11,82	14,40	E.T
RDC	-58,39	0	E.C	-66,36	0	E.C	7,23	8,49	E.T
Etage1	-60,89	0	E.C	-67,38	0	E.C	4,35	5,49	E.T
Etage2	-50,65	0	E.C	-57,57	0	E.C	2,20	2,95	E.T
Etage3	-53,37	0	E.C	-56,95	0	E.C	0,43	1,18	E.T
Etage4	-56,33	0	E.C	0	-3,02	P.C	0	-0,12	P.C
Etage5	-46,92	0	E.C	0	-1,66	P.C	0	-1,00	P.C
Etage6	-49,55	0	E.C	0	-0,01	P.C	0	0,70	P.C
Etage7	-52,40	0	E.C	0	2,07	P.C	0	0,36	P.C
Etage8	-44,04	0	E.C	0	2,73	P.C	0	1,16	P.C
Etage9	-46,57	0	E.C	0	2,64	P.C	0	1,33	P.C
Etage10	-49,67	0	E.C	0	7,29	P.C	0	1,89	P.C

Tableau V-7 : Les résultats de ferrailage à $(0,8G \pm E)$ sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N (correspondant))			(N (min) ; M (correspondant))		
	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	Section	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	Section	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	Section
Sous sol	-58,66	0	E.C	0	-0,34	P.C	15,50	16,46	E.T
RDC	-61,22	0	E.C	0	-1,82	P.C	9,37	10,62	E.T
Etage1	-62,29	0	E.C	0	-7,33	P.C	6,77	7,77	E.T
Etage2	-52,72	0	E.C	0	-6,24	P.C	4,27	4,95	E.T
Etage3	-59,54	0	E.C	0	-4,19	P.C	2,27	2,95	E.T
Etage4	-61,72	0	E.C	0	-0,76	P.C	0,94	1,72	E.T
Etage5	-51,53	0	E.C	0	0,12	P.C	0	0,36	P.C
Etage6	-53,45	0	E.C	0	-1,31	P.C	0	1,30	P.C
Etage7	-55,56	0	E.C	0	3,63	P.C	0	1,74	P.C
Etage8	-46,45	0	E.C	0	3,43	P.C	0	2,10	P.C
Etage9	-48,29	0	E.C	0	2,89	P.C	0,37	2,20	E.T
Etage10	-51,82	0	E.C	0	6,56	P.C	0	2,17	P.C

❖ **B) Vérification des armatures longitudinales** : D'après le RPA99/version 2003 :

$$A (\text{min}) = 0,8\% \times S$$

$$A (\text{max}) = 4\% \times S \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A (\text{max}) = 6\% \times S \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

Avec, (S) : La section du Béton.

Tableau V-8 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/v2003

Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Z.C	Z.R
			A (max) (cm ²)	A (max) (cm ²)
Poteaux (65 × 65)	4225	33,8	169	253,5
Poteaux (60 × 60)	3600	28,8	144	216
Poteaux (55 × 55)	3025	24,2	121	181,5
Poteaux (50 × 50)	2500	20	100	150

❖ **C) Choix des armatures longitudinales** :

Remarque : Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions. On a ferrillé par le minimum exigé par le RPA99/Version2003

Figure V-9 : Ferrailages longitudinales adopté pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Armatures adopté	
		N × Ø	S (cm ²)
Sous sol	(65 × 65)	12T16+4T20	36,69
RDC	(65 × 65)	12T16+4T20	36,69
Etage1	(65 × 65)	12T16+4T20	36,69
Etage2	(60 × 60)	16T16	32,16
Etage3	(60 × 60)	16T16	32,16
Etage4	(60 × 60)	16T16	32,16
Etage5	(55 × 55)	12T14+4T16	26,52
Etage6	(55 × 55)	12T14+4T16	26,52
Etage7	(55 × 55)	12T14+4T16	26,52
Etage8	(50 × 50)	16T14	24,62
Etage9	(50 × 50)	16T14	24,62
Etage10	(50 × 50)	16T14	24,62

❖ **D) Calcule des longueurs de recouvrement** : D'après le RPA99/version2003 :

$$L_r \geq (40 \times \varnothing) \rightarrow \text{Zone (IIa)}$$

Tableau V-10 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

Ø (max) (mm)	RPA99/V2003	Lr (choix)
	Lr (mm)	Lr (mm)
Ø14	560	600
Ø16	640	700
Ø20	800	800

V-1-4-2- Armatures transversales :

❖ **A) Vérification sous les sollicitations tangentes** : D'après RPA99/version2003, La contrainte de cisaillement conventionnellement de calcul dans le béton (τ_{bu}) sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$:

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0,075 \rightarrow$ Si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0,04 \rightarrow$ Si $\lambda_g < 5$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \quad \text{et (V : Efforts tranchants maximum sous combinaison sismique)}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau.} \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement du poteau. $\rightarrow l_f = 0,7 \times l_0$ (Pour étage multiple).

l_0 : La hauteur libre du poteau. $\rightarrow l_0 = h_{(\text{étage})} - h_{(\text{plancher16+5})}$

(a ; b) : Les dimensions du poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-11 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Niveaux	l_0 (m)	L_f (m)	(a=b) (m)	λ_g	ρ_d	$V_{(\text{max})}$ (MN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	
Sous sol	3,87	2,709	0,65	4,1677	0,04	0,10559	0,2777	1,00	C.V
RDC	3,87	2,709	0,65	4,1677	0,04	0,08363	0,2199	1,00	C.V
Etage1	2,85	1,995	0,65	3,0692	0,04	0,09647	0,2537	1,00	C.V
Etage2	2,85	1,995	0,60	3,3250	0,04	0,08908	0,2750	1,00	C.V
Etage3	2,85	1,995	0,60	3,3250	0,04	0,09715	0,2998	1,00	C.V
Etage4	2,85	1,995	0,60	3,3250	0,04	0,10387	0,3206	1,00	C.V
Etage5	2,85	1,995	0,55	3,6273	0,04	0,08840	0,3247	1,00	C.V
Etage6	2,85	1,995	0,55	3,6273	0,04	0,09133	0,3355	1,00	C.V
Etage7	2,85	1,995	0,55	3,6273	0,04	0,09266	0,3403	1,00	C.V
Etage8	2,85	1,995	0,50	3,9900	0,04	0,07355	0,3269	1,00	C.V
Etage9	2,85	1,995	0,50	3,9900	0,04	0,07228	0,3212	1,00	C.V
Etage10	2,85	1,995	0,50	3,9900	0,04	0,08529	0,3790	1,00	C.V

Conclusion : La contrainte de cisaillement conventionnellement dans le béton sous combinaison sismique est inférieure à la valeur limite exigé par Le RPA99/Version2003.

❖ **B) Choix des armatures transversales :** D'après RPA99/version2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e}$$

Avec: V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

F_e : 400 MPa

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par

$$\begin{aligned} \text{l'effort tranchant: } \rho_a = 2,50 &\rightarrow \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 &\rightarrow \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{aligned}$$

St : L'espaceur des armatures transversales :

- Zone nodale : $St \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \rightarrow \text{Zone (IIa)}$.
- Zone courante : $St' \leq 15\phi_l$

Avec : (ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

→ On adopte les espacements suivant :

$$\begin{aligned} \text{Zone nodale: } St &\leq \text{Min}(10 \times 1,4 ; 15\text{cm}) \rightarrow St \leq \text{min}(14 ; 15) \text{ cm} \\ St &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Zone courante: } St' &\leq (15 \times 1,4) \rightarrow St' \leq 21 \text{ cm} \\ St' &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend comme exemple de calcul le poteau du sous sol: ($\lambda_g = 4,1677$) ; ($\rho_a = 3,75$)

($St = 0,10\text{m}$) ; ($V = 0,10559 \text{ MN}$) ; ($h = 0,65 \text{ m}$)

On utilise des aciers à haute adhérence, ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

$$At_{(\text{calculé})} = \frac{3,75 \times 0,10559 \times 0,10}{0,65 \times 400} = 0,0001523 \text{ m}^2$$

$$At_{(\text{calculé})} = 1,523 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification des armatures transversales selon RPA99/Version2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales $\left(\frac{At}{St \times b}\right)$ est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{At}{St \times b}\right) = 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{At}{St \times b}\right) = 0,8 \%$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

L'interpolation : Est une méthode simple pour estimer la valeur prise par les deux fonctions,

$$\text{On prend : } F(xa) = Ya \rightarrow F(5) = 0,3 \% \quad \text{et} \quad F(xb) = Yb \rightarrow F(3) = 0,8 \%$$

On prend comme exemple de calcul le poteau du sous sol:

$$(\lambda_g = 4,1677) ; (St = 10 \text{ cm}) ; (b = 65 \text{ cm})$$

$$F(x) = \frac{ya - yb}{xa - xb} \times (x) + \frac{(xa \times yb) - (xb \times ya)}{xa - xb}$$

$$F(4,1677) = \frac{0,3 - 0,8}{5 - 3} \times (4,1677) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5 - 3} = 0,51 \%$$

$$\rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t \times b} \right) = 0,51 \%$$

$$\rightarrow A_t (RPA) = 0,51 \% \times S_t \times b = (0,51 \%) \times 0,10 \times 0,65$$

$$\rightarrow A_t (RPA) = 3,32 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-12 : Section calculée et adoptée des armatures transversales des poteaux.

Niveaux	V _(max) (MN)	(b = h) (cm)	λ _g	ρ _a	S _t (cm)	A _t (calculé) (cm ²)	A _t (RPA) (cm ²)	A _t (adopté)	
								N × Ø	S (cm ²)
Sous sol	0,10559	65	4,1677	3,75	10	1,523	3,32	8Ø8	4,02
RDC	0,08363	65	4,1677	3,75	10	1,206	3,32	8Ø8	4,02
Etage1	0,09647	65	3,0692	3,75	10	1,391	5,07	8Ø10	6,26
Etage2	0,08908	60	3,3250	3,75	10	1,392	4,32	8Ø10	6,26
Etage3	0,09715	60	3,3250	3,75	10	1,518	4,32	8Ø10	6,26
Etage4	0,10387	60	3,3250	3,75	10	1,623	4,32	8Ø10	6,26
Etage5	0,08840	55	3,6273	3,75	10	1,507	3,52	8Ø8	4,02
Etage6	0,09133	55	3,6273	3,75	10	1,557	3,52	8Ø8	4,02
Etage7	0,09266	55	3,6273	3,75	10	1,579	3,52	8Ø8	4,02
Etage8	0,07355	50	3,9900	3,75	10	1,379	2,75	8Ø8	4,02
Etage9	0,07228	50	3,9900	3,75	10	1,355	2,75	8Ø8	4,02
Etage10	0,08529	50	3,9900	3,75	10	1,599	2,75	8Ø8	4,02

V-1-5- Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93)

Notre structure est situé à Oran, elle est proche de la mer, donc on considère que les fissurations sont préjudiciables

Donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

❖ **Exemple de calcul** : Le poteau le plus sollicité du sous sol, Avec (N_(max) ; M_(correspondant))

(a = b = 65 cm) ; (n = 15) ; (A₁ = A₂ = 18,34 cm²) ; (d = 58,5 cm) ;

N _(max) ; M _(correspondant)		
Niveaux	Ns (MN)	Ms(MN.m)
Sous sol	2,85177	0,02520

La section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et si le point (C) est à l'intérieur du noyau central de la section de la section totale homogène.

- Calcul de l'excentricité : $e = \frac{0,0252}{2,85177} = 0,008836 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,1083 \text{ m}$

- Position de l'axe neutre : $x = \frac{A}{B}$

Avec : $A = -\left(\frac{b \times h^3}{12} + (b \times h \times e^2) + n \times A_2 \times (-e - d' + \frac{h}{2})^2 + n \times A_1 \times (-e - d + \frac{h}{2})^2\right)$

$$B = (-b \times h \times e) + (n \times A_2) \times (-e - d' + \frac{h}{2}) + (n \times A_1) \times (-e - d + \frac{h}{2})$$

→ $x = 4,426 \text{ m}$ → $x > \frac{h}{2} + e = 0,3338 \text{ m}$

→ L'axe neutre est en dehors de la section, donc elle est entièrement comprimée.

- Calcul du moment statique :

$$S = (b \times h) \times (x - e) - (n \times A_2) \times (x - e - d' + \frac{h}{2}) + (n \times A_1) \times (x - e - d + \frac{h}{2})$$

$$S = 1,8519 \text{ m}^4$$

- Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns (x - e + (\frac{h}{2}))}{S}$$

$$\sigma_{bc} = 7,302 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Calcul de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{A1} = \frac{n \times Ns (x - e - d + (\frac{h}{2}))}{S}$$

$$\sigma_{A1} = 96,025 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{St} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{A2} = \frac{n \times Ns (x - e - d' - (\frac{h}{2}))}{S}$$

$$\sigma_{A2} = 93,030 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{St} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-13 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation $N_{(max)}$; $M_{(corresp)}$.

Niveaux	$N_{(max)}$; $M_{(correspondant)}$		e (m)	X (m)	Section	σ_{bc} (MPa)	σ_{A1} (MPa)	σ_{A2} (MPa)
	Ns (MN)	Ms (MN.m)						
Sous sol	2,85177	0,02520	0,0088	4,426	E.C	7,3024	96,0231	93,0203
RDC	2,52168	0,05765	0,0229	1,703	E.C	7,2696	77,2293	70,1595
Etage1	2,25464	0,03543	0,0157	2,482	E.C	6,1237	72,6048	68,3268
Etage2	2,00271	0,03327	0,0166	2,006	E.C	6,5072	74,5851	69,4689
Etage3	1,76049	0,03549	0,0202	1,649	E.C	5,9076	63,805	58,2919
Etage4	1,52308	0,03487	0,0229	1,455	E.C	5,2346	54,0399	48,6001
Etage5	1,28910	0,02973	0,0231	1,211	E.C	5,379	53,384	47,317
Etage6	1,06320	0,03226	0,0303	0,924	E.C	4,75	41,0721	34,366
Etage7	0,84104	0,03185	0,0379	0,741	E.C	4,0337	29,8848	23,0802
Etage8	0,62105	0,02662	0,0429	0,549	E.C	3,9414	23,9347	16,1154
Etage9	0,40607	0,02972	0,0732	0,328	E.C	3,64	5,9273	4,8889
Etage10	0,19122	0,02907	0,152	0,367	P.C	1,8471	6,2661	23,932

Tableau V-14 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation $M_{(max)}$; $N_{(corresp)}$.

Niveaux	$M_{(max)}$; $N_{(correspondant)}$		e (m)	X (m)	Section	σ_{bc} (MPa)	σ_{A1} (MPa)	σ_{A2} (MPa)
	Ns (MN)	Ms (MN.m)						
Sous sol	1,763577	0,0454653	0,0258	1,512	E.C	5,2056	52,8633	47,2588
RDC	2,521682	0,0576504	0,0229	1,703	E.C	7,2696	77,2294	70,1596
Etage1	1,333506	0,0548302	0,0411	0,952	E.C	4,4477	35,1365	28,1189
Etage2	1,185766	0,0499801	0,0422	0,793	E.C	4,8162	35,1178	26,8677
Etage3	1,038807	0,0515194	0,0496	0,676	E.C	4,4985	28,1448	19,4042
Etage4	0,894431	0,0580477	0,0649	0,52	E.C	4,4358	18,9538	8,3799
Etage5	0,754391	0,0509194	0,0675	0,421	E.C	4,8291	15,3864	2,7085
Etage6	0,617359	0,0524023	0,0849	0,596	P.C	3,3312	8,4678	45,3571
Etage7	0,484815	0,0586839	0,121	0,497	P.C	3,1391	0,1895	41,8757
Etage8	0,357172	0,0498402	0,1395	0,392	P.C	3,2069	7,1173	41,9672
Etage9	0,250345	0,0513092	0,205	0,294	P.C	3,1678	25,2135	39,4364
Etage10	0,120427	0,0731419	0,6074	0,178	P.C	4,0737	93,3748	43,9411

Tableau V-15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers sous la sollicitation $N_{(min)};M_{(corresp)}$.

Niveaux	$N_{(min)} ; M_{(correspondant)}$		e (m)	X (m)	Section	σ_{bc} (MPa)	σ_{A1} (MPa)	σ_{A2} (MPa)
	Ns (MN)	Ms (MN.m)						
Sous sol	0,754555	0,0079993	0,0106	3,675	E.C	1,9625	25,1204	24,1611
RDC	0,701084	0,006507	0,0093	4,188	E.C	1,803	23,5326	22,7519
Etage1	0,736337	0,0307748	0,0418	0,936	E.C	2,4698	19,2709	15,3207
Etage2	0,660075	0,0084435	0,0128	2,6	E.C	2,0719	25,2659	23,9742
Etage3	0,582644	0,0093581	0,0161	2,068	E.C	1,8846	21,7786	20,3363
Etage4	0,502369	0,0114386	0,0228	1,462	E.C	1,7249	17,8401	16,0549
Etage5	0,399269	0,0107608	0,027	1,037	E.C	1,7288	15,9426	13,7227
Etage6	0,323916	0,0114057	0,0352	0,797	E.C	1,5149	11,8744	9,4636
Etage7	0,249493	0,0132204	0,053	0,533	E.C	1,3805	7,1311	4,1141
Etage8	0,165468	0,0121105	0,0732	0,328	E.C	1,4833	2,4153	1,9922
Etage9	0,100086	0,0112774	0,1127	0,467	P.C	0,7474	0,4081	10,0108
Etage10	0,036047	0,0185429	0,5144	0,18	P.C	1,1765	26,472	12,7458

Conclusion : Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

V-1-6- Vérification au flambement : D’après (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91) :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l’état limite ultime de stabilité de forme.

L’effort normal ultime (N_u) est défini comme étant l’effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement,

On doit vérifier la condition suivante : $N_d \leq N_{(Ultime)} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec : N_u : L’effort normal ultime que peut supporter un poteau.

N_d : L’effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

A_s : La section d’acier comprimé prise en compte dans le calcul.

Br : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d’épaisseur sur toute sa périphérie $\rightarrow Br = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$

α : Est un coefficient fonction de l’élancement mécanique λ_g .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : ($\alpha = \frac{\alpha}{1,10}$)

λ_g : L'élançement géométrique du poteau. $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{i_{min}}$

$i_{(min)}$: Rayon de giration $\rightarrow i_{(min)} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}}$ (Pour une section carrée).

l_f : La longueur de flambement du poteau. $\rightarrow l_f = 0,7 \times l_0$ (Déjà calculé).

l_0 : La hauteur libre du poteau. $\rightarrow l_0 = h_{(étage)} - h_{(plancher16+5)}$ (Déjà calculé).

(a) : La dimension du poteau.

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

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

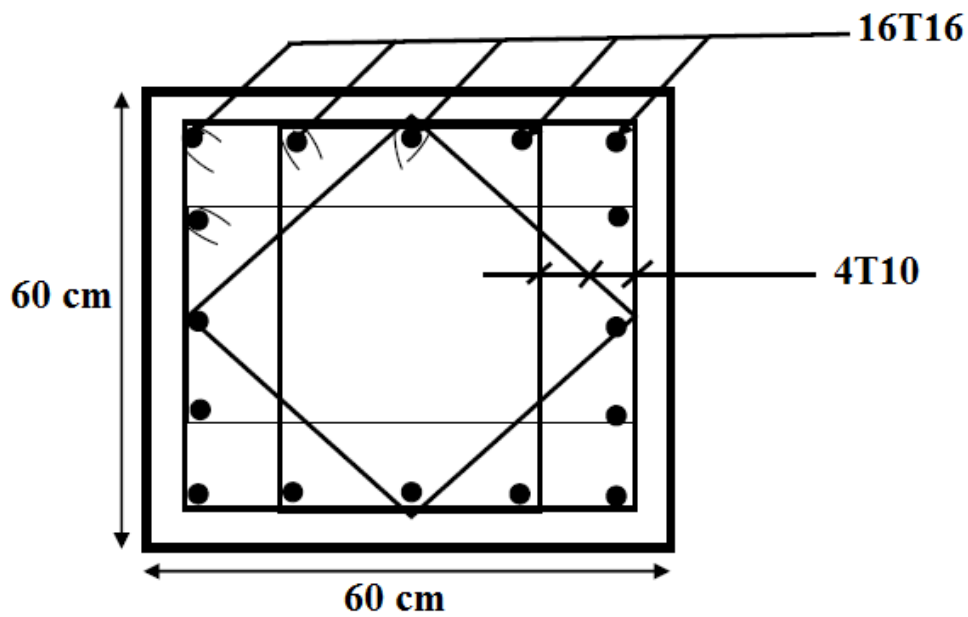
Tableau V-16 : Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	a = b (m)	Br (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	$i_{(min)}$ (m)	λ_g	$\frac{\alpha}{1,10}$	As (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	
Sous sol	0,65	0,3969	3,87	2,709	0,1876	14,440	0,7473	0,003669	6,4463	3,9043	C.V
RDC	0,65	0,3969	3,87	2,709	0,1876	14,440	0,7473	0,003669	6,4463	3,4464	C.V
Etage1	0,65	0,3969	2,85	1,995	0,1876	10,634	0,7587	0,003669	6,5447	3,0817	C.V
Etage2	0,60	0,3364	2,85	1,995	0,1732	11,518	0,7564	0,003216	5,5582	2,7373	C.V
Etage3	0,60	0,3364	2,85	1,995	0,1732	11,518	0,7564	0,003216	5,5582	2,4062	C.V
Etage4	0,60	0,3364	2,85	1,995	0,1732	11,518	0,7564	0,003216	5,5582	2,0817	C.V
Etage5	0,55	0,2809	2,85	1,995	0,1588	12,563	0,7533	0,002652	4,6134	1,7619	C.V
Etage6	0,55	0,2809	2,85	1,995	0,1588	12,563	0,7533	0,002652	4,6134	1,453	C.V
Etage7	0,55	0,2809	2,85	1,995	0,1588	12,563	0,7533	0,002652	4,6134	1,1493	C.V
Etage8	0,50	0,2304	2,85	1,995	0,1443	13,825	0,7494	0,002462	3,8392	0,8485	C.V
Etage9	0,50	0,2304	2,85	1,995	0,1443	13,825	0,7494	0,002462	3,8392	0,5545	C.V
Etage10	0,50	0,2304	2,85	1,995	0,1443	13,825	0,7494	0,002462	3,8392	0,2607	C.V

Conclusion : Il y a aucun risque de flambement pour les poteaux.

Figure V-17 : Armatures et espacements adoptés pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Armatures Longitudinales N × Ø	Armatures Transversales N × Ø	Espacement		
				Z.N		Z.C
				St (cm)	L (cm)	St (cm)
Sous sol	(65 × 65)	12T16+4T20	8Ø8	10	70	20
RDC	(65 × 65)	12T16+4T20	8Ø8	10	70	20
Etage1	(65 × 65)	12T16+4T20	8Ø10	10	70	20
Etage2	(60 × 60)	16T16	8Ø10	10	70	20
Etage3	(60 × 60)	16T16	8Ø10	10	70	20
Etage4	(60 × 60)	16T16	8Ø10	10	70	20
Etage5	(55 × 55)	12T14+4T16	8Ø8	10	70	20
Etage6	(55 × 55)	12T14+4T16	8Ø8	10	70	20
Etage7	(55 × 55)	12T14+4T16	8Ø8	10	70	20
Etage8	(50 × 50)	16T14	8Ø8	10	70	20
Etage9	(50 × 50)	16T14	8Ø8	10	70	20
Etage10	(50 × 50)	16T14	8Ø8	10	70	20

**Figure V-2** : Ferrailage des poteaux (Etage 2).

V-2- Etude des poutres :

V-2-1- Introduction :

On distingue dans notre structure deux types des poutres :

- ❖ **Poutres principales** : Sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Nous avons dans notre structure deux types des poutres principales :

- Poutre principale (A) → $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutre principale (B) → $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

- ❖ **Poutres secondaires** : Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Nous avons un seul type de poutre secondaire :

- Poutre secondaire → $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, On détermine par le moment fléchissant les sections des armatures longitudinales comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par l'effort tranchant.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le :

RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93),(B.A.E.L91)

V-2-2- Combinaisons des charges :

V-2-2-1- Selon (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

V-2-2-2- Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

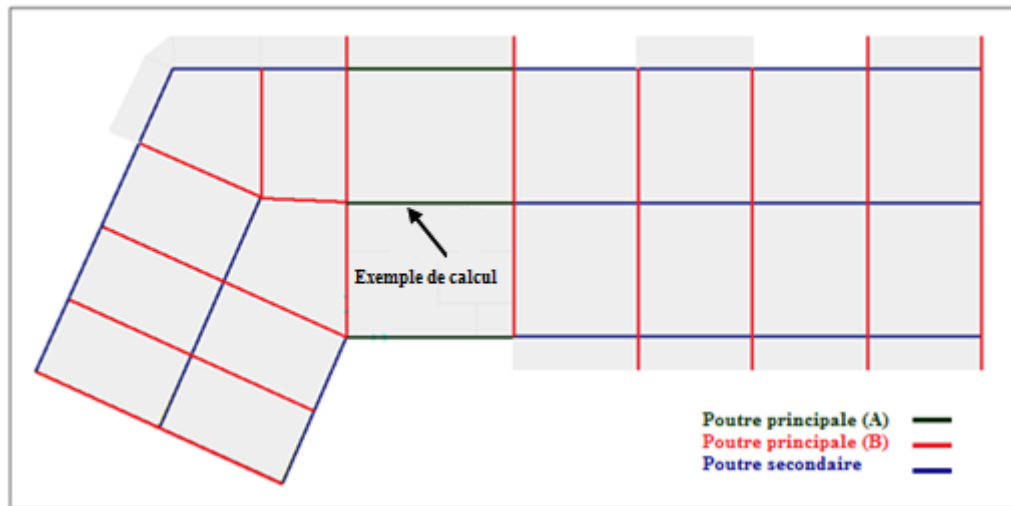


Figure V-3 : Types et emplacement des poutres.

V-2-3- Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V-18 : Sollicitations maximales dans les Poutres principales (A)

Niveaux	ELU		ELS		ACCIDENTEL		V (max) (MN)
	M (appui) (MN.m)	M(travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M(travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M(travée) (MN.m)	
RDC	0,1663772	0,0861853	0,1193462	0,0617857	0,1365685	0,0624241	0,173515
Etage 1	0,1388622	0,0684434	0,1013253	0,049954	0,1293223	0,0510889	0,141239
Etage 2	0,1413566	0,0689551	0,1031597	0,0503145	0,1358897	0,0521523	0,142241
Etage 3	0,143239	0,069376	0,1045327	0,0506242	0,1385975	0,053269	0,143009
Etage 4	0,1456302	0,0692586	0,1062803	0,0505381	0,1417133	0,0536904	0,143767
Etage 5	0,1468292	0,0697291	0,1071567	0,0508811	0,1407685	0,0540473	0,144323
Etage 6	0,1476259	0,0703168	0,1077392	0,0513093	0,1381918	0,0541954	0,144785
Etage 7	0,1494189	0,0701066	0,1090489	0,0511562	0,138363	0,0538622	0,145312
Etage 8	0,1495607	0,0707244	0,1091532	0,0516061	0,1345015	0,0537338	0,145566
Etage 9	0,1489118	0,0715457	0,1086787	0,0522055	0,1292358	0,0540326	0,145623
Etage 10	0,1510854	0,0716084	0,1102668	0,052247	0,1305677	0,0536484	0,146369
Terrasse	0,1250987	0,0587483	0,0915047	0,0429873	0,12494	0,0464681	0,114671

Tableau V-19 : Sollicitations maximales dans les Poutres principales (B)

Niveaux	ELU		ELS		ACCIDENTEL		V (max) (MN)
	M (appui) (MN.m)	M(travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M(travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M(travée) (MN.m)	
RDC	0,129227	0,0644088	0,0923311	0,0459722	0,1096549	0,0461392	0,162480
Etage 1	0,0958765	0,0456579	0,0696261	0,033181	0,0990519	0,0644031	0,117874
Etage 2	0,0978978	0,0458294	0,0711174	0,0333002	0,1069267	0,0773519	0,118807
Etage 3	0,1001543	0,0459518	0,0727532	0,0333903	0,1135727	0,0840934	0,119820
Etage 4	0,1027141	0,0458839	0,0746144	0,0333406	0,1183956	0,0894708	0,120880
Etage 5	0,1038385	0,0460339	0,0754313	0,0334495	0,1204261	0,0876047	0,121422
Etage 6	0,1044648	0,0462459	0,0758858	0,0336033	0,1210254	0,082778	0,121779
Etage 7	0,1062949	0,0461467	0,0772148	0,0335313	0,1217843	0,0804991	0,122516
Etage 8	0,1062343	0,046358	0,0771719	0,0336844	0,1201048	0,0724105	0,122580
Etage 9	0,1049338	0,0467852	0,0762233	0,0339955	0,1167239	0,0621902	0,122208
Etage 10	0,1085749	0,046186	0,07889	0,0335557	0,1179329	0,0604433	0,123503
Terrasse	0,1034965	0,0478854	0,075683	0,0350084	0,1021417	0,0446069	0,117453

Tableau V-20 : Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires

Niveaux	ELU		ELS		ACCIDENTEL		V (max) (MN)
	M (appui) (MN.m)	M(travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M(travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M(travée) (MN.m)	
RDC	0,0301021	0,0132207	0,0222967	0,009795	0,039898	0,0197237	0,039118
Etage 1	0,0288559	0,0107564	0,0213054	0,007962	0,0520583	0,0398583	0,047211
Etage 2	0,0311916	0,0109627	0,0230225	0,00812	0,0626814	0,0504413	0,054901
Etage 3	0,0333762	0,0111381	0,0246217	0,0082483	0,0698236	0,0577063	0,060051
Etage 4	0,0359897	0,0115059	0,0265352	0,0085173	0,0750081	0,0626841	0,063684
Etage 5	0,0376035	0,0119276	0,027718	0,0088011	0,0766074	0,0642845	0,064828
Etage 6	0,0390907	0,0123456	0,0288087	0,0091092	0,076154	0,0639021	0,064529
Etage 7	0,0411145	0,0131174	0,03029	0,0096733	0,0757276	0,0632717	0,064151
Etage 8	0,0417638	0,013583	0,0307675	0,0098723	0,072901	0,0603574	0,062099
Etage 9	0,0417288	0,0139612	0,030744	0,0101484	0,068512	0,0557917	0,058898
Etage 10	0,0439684	0,0154405	0,0323867	0,0112291	0,067276	0,0547121	0,05807
Terrasse	0,0294727	0,0170777	0,0215707	0,0124157	0,0551556	0,0477016	0,04382

V-2-4- Ferrailage des poutres : D'après les règles de RPA99/version2003 :**V-2-4-1- Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A (\text{min}) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $A (\text{max}) = (4\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone courante.}$
 - $A (\text{max}) = (6\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone de recouvrement..}$
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - $L_r (\text{min}) = 40 \times \emptyset \rightarrow \text{Zone (IIa)}$
 - Avec : (\emptyset) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

❖ Calcul de ferrailage :

On calcule les armatures nécessaires dans les poutres à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion simple.

- **Exemple de calcul :** On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale (A) intermédiaire situé au plancher du RDC.

Niveaux	ELU		ACCIDENTEL	
	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)
RDC	0,1663772	0,0861853	0,1365685	0,0624241

Avec : $(b = 0,30 \text{ m})$; $(h = 0,45 \text{ m})$; $(f_{c28} = 25 \text{ MPa})$; $(f_e = 400 \text{ MPa})$;

$$\left(f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}\right) ; \left(\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}\right) ; (d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m})$$

- En appui :**ELU**

$$(\gamma_s = 1,15) ; (\gamma_b = 1,5)$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$(\mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Cas général})$$

ACCIDENTEL

$$(\gamma_s = 1,00) ; (\gamma_b = 1,15)$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$(\mu_R = 0,379 \rightarrow \text{Cas accidentel})$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,1663772}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,238612 < \mu_R = 0,392 \rightarrow (\text{Asc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,238612)})$$

$$\alpha = 0,34621$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$$

$$Z = 0,1405 \times (1 - 0,4 \times 0,34621) = 0,3489 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,1663772}{0,3489 \times 348}$$

$$A_{st} = 13,703 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 13,703 \text{ cm}^2$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,1365685}{0,30 \times (0,405)^2 \times 18,48}$$

$$\mu_a = 0,15018 < \mu_R = 0,379 \rightarrow (\text{Asc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_a})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,15018)})$$

$$\alpha = 0,20445$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$$

$$Z = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,20445) = 0,3719 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,1365685}{0,3719 \times 400}$$

$$A_{st} = 9,181 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,181 \text{ cm}^2$$

- En travée :

ELU

$$(\gamma_s = 1,15) ; (\gamma_b = 1,5)$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$(\mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Cas général})$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0861853}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,123604 < \mu_R = 0,392 \rightarrow (\text{Asc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,123604)})$$

$$\alpha = 0,165455$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$$

$$Z = 0,1405 \times (1 - 0,4 \times 0,165455) = 0,3782 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0861853}{0,3782 \times 348}$$

$$A_{st} = 6,549 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,549 \text{ cm}^2$$

ACCIDENTEL

$$(\gamma_s = 1,00) ; (\gamma_b = 1,15)$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$(\mu_R = 0,379 \rightarrow \text{Cas accidentel})$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0624241}{0,30 \times (0,405)^2 \times 18,48}$$

$$\mu_a = 0,068647 < \mu_R = 0,379 \rightarrow (\text{Asc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_a})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,068647)})$$

$$\alpha = 0,08897$$

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$$

$$Z = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,08897) = 0,3906 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0624241}{0,3906 \times 400}$$

$$A_{st} = 3,996 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,996 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V-21 : Ferrailages calculés pour la Poutre Principale (A) : (45 × 30) cm²

Poutre Principale (A)		ELU		ACCIDENTEL	
Niveaux	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
RDC	Appui	13,703	0	9,181	0
	Travée	6,549	0	3,996	0
Etage1	Appui	11,098	0	8,650	0
	Travée	5,122	0	3,248	0
Etage2	Appui	11,327	0	9,131	0
	Travée	5,162	0	3,318	0
Etage3	Appui	11,500	0	9,331	0
	Travée	5,196	0	3,391	0
Etage4	Appui	11,722	0	9,563	0
	Travée	5,186	0	3,419	0
Etage5	Appui	11,833	0	9,492	0
	Travée	5,224	0	3,442	0
Etage6	Appui	11,908	0	9,301	0
	Travée	5,270	0	3,452	0
Etage7	Appui	12,076	0	9,314	0
	Travée	5,254	0	3,430	0
Etage8	Appui	12,089	0	9,029	0
	Travée	5,303	0	3,422	0
Etage9	Appui	12,028	0	8,643	0
	Travée	5,368	0	3,441	0
Etage10	Appui	12,232	0	8,741	0
	Travée	5,373	0	3,416	0
Terrasse	Appui	9,859	0	8,331	0
	Travée	4,361	0	2,946	0

Tableau V-22 : Ferrailages calculés pour la Poutre Principale (B) : (40 × 30) cm²

Poutre Principale (B)		ELU		ACCIDENTEL	
Niveaux	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
RDC	Appui	11,935	0	8,307	0
	Travée	5,484	0	3,315	0
Etage1	Appui	8,469	0	7,433	0
	Travée	3,810	0	4,694	0
Etage2	Appui	8,669	0	8,080	0
	Travée	3,825	0	5,697	0
Etage3	Appui	8,894	0	8,635	0
	Travée	3,836	0	6,229	0
Etage4	Appui	9,151	0	9,042	0
	Travée	3,830	0	6,658	0
Etage5	Appui	9,265	0	9,214	0
	Travée	3,843	0	6,509	0
Etage6	Appui	9,328	0	9,265	0
	Travée	3,861	0	6,125	0
Etage7	Appui	9,514	0	9,330	0
	Travée	3,853	0	5,945	0
Etage8	Appui	9,508	0	9,187	0
	Travée	3,871	0	5,312	0
Etage9	Appui	9,376	0	8,900	0
	Travée	3,909	0	4,524	0
Etage10	Appui	9,747	0	9,002	0
	Travée	3,856	0	4,391	0
Terrasse	Appui	9,230	0	7,685	0
	Travée	4,005	0	3,201	0

Tableau V-23 : Ferrillages calculés pour la Poutre secondaire : (35 × 30) cm²

Poutre Secondaire		ELU		ACCIDENTEL	
Niveaux	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
RDC	Appui	2,852	0	3,291	0
	Travée	1,226	0	1,595	0
Etage1	Appui	2,730	0	4,349	0
	Travée	0,995	0	3,288	0
Etage2	Appui	2,960	0	5,296	0
	Travée	1,014	0	4,206	0
Etage3	Appui	3,176	0	5,947	0
	Travée	1,030	0	4,850	0
Etage4	Appui	3,437	0	6,426	0
	Travée	1,065	0	5,297	0
Etage5	Appui	3,599	0	6,576	0
	Travée	1,104	0	5,441	0
Etage6	Appui	3,749	0	6,533	0
	Travée	1,144	0	5,407	0
Etage7	Appui	3,954	0	6,493	0
	Travée	1,216	0	5,350	0
Etage8	Appui	4,020	0	6,231	0
	Travée	1,260	0	5,087	0
Etage9	Appui	4,017	0	5,827	0
	Travée	1,296	0	4,679	0
Etage10	Appui	4,246	0	5,714	0
	Travée	1,436	0	4,583	0
Terrasse	Appui	2,790	0	4,623	0
	Travée	1,591	0	3,966	0

❖ **B) Vérification des armatures longitudinales :**• **Selon le RPA99/version 2003 :**

$$A (\text{min}) = 0,5\% \times S$$

$$A (\text{max}) = 4\% \times S \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A (\text{max}) = 6\% \times S \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

Avec, (S) : La section du Béton.

Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Z.C	Z.R
			A (max) (cm ²)	A (max) (cm ²)
Poutre principale(B)	(45×30)=1350	6,75	54,00	81,00
Poutre principale(A)	(40×30)=1200	6,00	48,00	72,00
Poutre secondaire	(35×30)=1050	5,25	42,00	63,00

• **Selon le (C.B.A.93),(B.A.E.L91) :**→ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad \text{Avec : } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}) \text{ et } (f_e = 400 \text{ MPa})$$

Types	b (cm)	d (cm)	A (min) (cm ²)
Poutre principale(B)	30	40,5	1,47
Poutre principale(A)	30	36	1,31
Poutre secondaire	30	31,5	1,15

❖ **C) Choix des armatures :****Remarque :**

- Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.
- On a augmenté la section des armatures en appuis et parfois en travée a fin de satisfaire la condition à l'état limite de service (ELS)

Tableau V-24 : Ferrillages adopté pour les poutres principales et secondaires.

Niveaux	Ast (Choisi)	Poutre principale(A)		Poutre principale(B)		Poutre secondaire	
		Ast (appui)	Ast (travée)	Ast (appui)	Ast (travée)	Ast (appui)	Ast (travée)
RDC	N × Ø	9T16	6T14	8T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	18,10	9,24	16,08	8,01	6,79	6,79
Etage1	N × Ø	8T16	3T14+3T12	6T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	12,06	8,01	6,79	6,79
Etage2	N × Ø	8T16	3T14+3T12	6T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	12,06	8,01	6,79	6,79
Etage3	N × Ø	8T16	3T14+3T12	6T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	12,06	8,01	6,79	6,79
Etage4	N × Ø	8T16	3T14+3T12	6T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	12,06	8,01	6,79	6,79
Etage5	N × Ø	8T16	3T14+3T12	8T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	16,08	8,01	6,79	6,79
Etage6	N × Ø	8T16	3T14+3T12	8T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	16,08	8,01	6,79	6,79
Etage7	N × Ø	8T16	3T14+3T12	8T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	16,08	8,01	6,79	6,79
Etage8	N × Ø	8T16	3T14+3T12	8T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	16,08	8,01	6,79	6,79
Etage9	N × Ø	8T16	3T14+3T12	8T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	16,08	8,01	6,79	6,79
Etage10	N × Ø	8T16	3T14+3T12	8T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	16,08	8,01	6,79	6,79
Terrasse	N × Ø	8T16	3T14+3T12	8T16	3T14+3T12	6T12	6T12
	S (cm ²)	16,08	8,01	16,08	8,01	6,79	6,79

❖ **D) Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement :**

- **La longueur d'ancrage :** D'après le (C.B.A.93)

$$\text{La longueur d'ancrage : } L \geq l_2 + \frac{\emptyset}{2} + r$$

Avec : r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA).

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$$

$(l_1 ; l_2)$: Longueurs rectilignes.

$$l_s : \text{Longueur de scellement droit. } \rightarrow l_s = \frac{f_e \times \emptyset}{4 \times \tau_s}$$

τ_s : Contrainte d'adhérence $\rightarrow \tau_s = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$

(ψ) : Coefficient d'ancrage $\rightarrow \psi = 1,5$ pour les aciers (HA).

$$L_D : \text{Longueur développée de l'ancrage } \rightarrow L_D \geq l_2 + (r \times \theta) + l_1$$

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 120^\circ$) ; ($\theta = 2,10$ rad).

$$\rightarrow (\alpha = 2,31) ; (\beta = 3,27) ; (l_1 = 6 \times \emptyset) ; (f_e = 400 \text{ MPa}) ; (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa})$$

Tableau V-25 : la longueur calculée et choisie de l'ancrage pour chaque type d'acier.

\emptyset (mm)	l_s (mm)	l_1 (mm)	r (mm)	l_2 (mm)	L (mm) (calculé)	L_D (mm) (calculé)	L (mm) (choisis)	L_D (mm) (choisis)
Ø12	423,28	72	66	41,14	119,14	251,74	450	600
Ø14	493,83	84	77	48	139	293,7	450	600
Ø16	564,38	96	88	54,86	158,86	335,66	450	600

- **La longueur de recouvrement:**

\rightarrow **D'après le (C.B.A.93) :** $L_r \geq (L_s) + \emptyset \rightarrow (\emptyset > 5 \text{ mm})$

\rightarrow **D'après les règles de RPA99/version2003 :** $L_r \geq (40 \times \emptyset) \rightarrow \text{Zone (IIa)}$

Tableau V-26 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

	(C.B.A.93)	RPA99/V2003	Lr (choix)
\emptyset (max) (mm)	Lr (mm)	Lr (mm)	Lr (mm)
Ø12	435,28	480	500
Ø14	507,73	560	600
Ø16	578,38	640	700

V-2-4-2- Calcul des armatures transversales :**❖ A) Vérification au cisaillement :** D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau V-27 : les valeurs des contraintes tangentielles.

Niveaux	Poutre principale (A)		Poutre principale (B)		Poutre secondaire		$\bar{\tau}_u$ (MPa)
	T_u (MN)	τ_u (MPa)	T_u (MN)	τ_u (MPa)	T_u (MN)	τ_u (MPa)	
RDC	0,1735	1,4280	0,1625	1,5046	0,0391	0,4138	2,50
Etage 1	0,1412	1,1621	0,1179	1,0917	0,0332	0,3513	2,50
Etage 2	0,1422	1,1704	0,1188	1,1000	0,0343	0,3630	2,50
Etage 3	0,1430	1,1770	0,1198	1,1093	0,0353	0,3735	2,50
Etage 4	0,1438	1,1835	0,1209	1,1194	0,0365	0,3862	2,50
Etage 5	0,1443	1,1877	0,1214	1,1241	0,0373	0,3947	2,50
Etage 6	0,1448	1,1918	0,1218	1,1278	0,0379	0,4011	2,50
Etage 7	0,1453	1,1959	0,1225	1,1343	0,0389	0,4116	2,50
Etage 8	0,1456	1,1984	0,1226	1,1352	0,0392	0,4148	2,50
Etage 9	0,1456	1,1984	0,1222	1,1315	0,0391	0,4138	2,50
Etage 10	0,1464	1,2049	0,1235	1,1435	0,0403	0,4265	2,50
Terrasse	0,1147	0,9440	0,1175	1,0880	0,0251	0,2656	2,50

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfaite la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

❖ B) Choix des armatures transversales :

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi l \text{ min} \right)$$

- Poutre principale (A): $\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right) \rightarrow \phi_T \leq \text{Min} (12,86 ; 30 ; 12)$
- Poutre principale (B): $\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right) \rightarrow \phi_T \leq \text{Min} (11,43 ; 30 ; 12)$
- Poutre secondaire: $\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right) \rightarrow \phi_T \leq \text{Min} (10 ; 30 ; 12)$

On prend : ($\phi_T = 8 \text{ mm}$) \rightarrow Même choix pour tous les types des poutres.

$A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ (Un cadre plus un étrier pour les poutres principales A et B)

$A_t = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ (Un cadre pour les poutres secondaires).

❖ C) Calcul des espacements des cadres :

- D'après le (C.B.A.93): $St = \text{min} [(1) ; (2)]$

$$St_{(1)} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau u - 0,3 \times k \times f_{t'})} \rightarrow (1)$$

$$St_{(2)} \leq \text{min} (0,9d ; 40\text{cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}) \rightarrow (2)$$

- D'après les règles de RPA99/version2003 :

Zone nodale $\rightarrow St \leq \text{min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi l_{(\text{min})} ; 30 \text{ cm} \right)$

$$\rightarrow L (\text{zone nodal}) = (2 \times h) + St_0$$

$$St_0 = 5 \text{ cm (Selon RPA99/V2003).}$$

Zone courante $\rightarrow St' \leq (h/2)$

Avec : ($k = 1$ Pour fissuration préjudiciable) ; (τu : contrainte tangentielle).

$$f_{t'} = \text{min} (f_{t28} ; 3,3\text{MPa}) = 2,1 \text{ MPa} ; (\gamma_s = 1,15).$$

Poutre principales :

$$(A_t \text{ (poutres principales)} = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$(F_e \text{ (poutres principales)} = 400 \text{ MPa})$$

$$(h \text{ (PPA)} = 45 \text{ cm})$$

$$(h \text{ (PPB)} = 40 \text{ cm})$$

$$(b \text{ (PPA)} = b \text{ (PPB)} = 30 \text{ cm})$$

$$(\tau u \text{ (PPA)} = 1,428 \text{ MPa})$$

$$(\tau u \text{ (PPB)} = 1,5046 \text{ MPa})$$

Poutre secondaires :

$$(A_t \text{ (poutres secondaires)} = 1,01 \text{ cm}^2)$$

$$(F_e \text{ (poutres secondaire)} = 235 \text{ MPa}).$$

$$(h \text{ (PS)} = 35 \text{ cm})$$

$$(b \text{ (PS)} = 30 \text{ cm})$$

$$(\tau u \text{ (PS)} = 0,4148 \text{ MPa})$$

Tableau V-28 : Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.

Types	(C.B.A.93) St _(min) (cm)	(RPA99/V2003)		(Adopté)			
		Zone Nodale		Zone courante	Zone Nodale		Zone Courante
		L (cm)	St (cm)	St (cm)	L (cm)	St (cm)	St (cm)
Poutres Principales A	26,28	90	11,25	22,5	90	10	20
Poutres Principales B	23,98	80	10	20	80	10	20
Poutres secondaires	19,77	70	8,75	17,5	80	8	15

- D'après le RPA99/version 2003 : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{t (min)} = 0,003 \times St \times b$

Poutre secondaire : $A_{t (min)} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2 < A_{t (adopté)} = 1,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

Poutre principale : $A_{t (min)} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < A_{t (adopté)} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

Tableau V-29 : Armatures transversales et espacements adoptés.

Types	Armatures transversales At (cm ²)	Espacements		
		Zone Nodale		Zone Courante
		L (cm)	St (cm)	St (cm)
Poutres Principales A	4T8 = 2,01	90	10	20
Poutres Principales B	4T8 = 2,01	80	10	20
Poutres Secondaires	2T8 = 1,01	80	8	15

V-2-5- Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93)

Notre structure est situé à Oran, elle est proche de la mer, donc on considère que les fissurations sont préjudiciables

Donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$
- $\sigma_{St} < \bar{\sigma}_{St} \rightarrow \bar{\sigma}_{St} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

- ❖ **Exemple de calcul** : On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale (A) intermédiaire situé au plancher du RDC.

(M_s (appui) = 0,1193462 MN.m) ; ($b = 30$ cm) ; ($h = 45$ cm) ; ($d = 40,5$ cm) ; ($d' = 4,5$ cm)
 ($n = 15$ (coefficient d'équivalence)) ; ($f_e = 400$ MPa) ; ($A_{sc} = 0$) ; ($A_{st} = 9T16 = 18,10$ cm²)

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{30}{2} \times (x)^2 - 15 \times 18,10 \times (40,5 - x) = 0 \rightarrow 15x^2 + 271,5x - 10995,75 = 0$$

$$\Delta = (271,5)^2 - 4 \times (15) \times (-10995,75) = 733457,25 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 856,421$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-271,5 + 856,421}{2 \times 15} = 19,497 \text{ cm} \rightarrow x = \mathbf{19,497 \text{ cm} = 0,19497 \text{ m}}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times (x)^3 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d')^2 + (n) \times (A_{st}) \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{30}{3} \times (19,497)^3 + (15) \times (18,10) \times (40,5 - 19,497)^2$$

$$\rightarrow I = \mathbf{193880,24 \text{ cm}^4 = 19,388024 \times 10^{-4} \text{ m}^4}$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,1193462 \times 0,19497}{19,388024 \times 10^{-4}} = 12,001 \text{ MPa}$$

- Contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,1193462 \times (0,405 - 0,19497)}{19,388024 \times 10^{-4}} = 193,931 \text{ MPa}$$

- Contrainte admissible du béton :

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

- Contrainte admissible des aciers :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec : ($f_e = 400$ MPa) ; ($f_{tj} = 2,1$ MPa) ; ($\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

- Vérification des contraintes :

- $\sigma_{bc} = 12,001 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- $\sigma_{st} = 193,931 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Tableau V-30 : Contraintes dans le béton et dans les aciers pour chaque type des poutres.

Niveaux	Position	Poutre Principale (A)		Poutre Principale (B)		Poutre Secondaire		$\bar{\sigma}_{St}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
		σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)		
RDC	Appui	193,928	12,002	189,981	11,754	118,860	4,631	201,63	15,00
	Travée	188,836	7,619	182,090	7,234	52,216	2,035	201,63	15,00
Etage1	Appui	183,919	10,535	187,570	9,630	113,576	4,425	201,63	15,00
	Travée	174,766	6,461	131,426	5,222	42,444	1,654	201,63	15,00
Etage2	Appui	187,249	10,725	191,588	9,836	122,729	4,782	201,63	15,00
	Travée	176,027	6,507	131,898	5,240	43,287	1,687	201,63	15,00
Etage3	Appui	189,741	10,868	195,994	10,062	131,254	5,114	201,63	15,00
	Travée	177,111	6,547	132,255	5,254	43,971	1,714	201,63	15,00
Etage4	Appui	192,913	11,050	201,008	10,319	141,455	5,512	201,63	15,00
	Travée	176,809	6,536	132,058	5,247	45,405	1,769	201,63	15,00
Etage5	Appui	194,504	11,141	155,208	9,602	147,760	5,757	201,63	15,00
	Travée	178,009	6,581	132,490	5,264	46,918	1,828	201,63	15,00
Etage6	Appui	195,562	11,202	156,143	9,660	153,575	5,984	201,63	15,00
	Travée	179,508	6,636	133,099	5,288	48,560	1,892	201,63	15,00
Etage7	Appui	197,939	11,338	158,877	9,830	161,471	6,291	201,63	15,00
	Travée	178,972	6,616	132,813	5,277	51,567	2,100	201,63	15,00
Etage8	Appui	198,128	11,348	158,789	9,824	164,017	6,391	201,63	15,00
	Travée	180,546	6,674	133,420	5,301	52,628	2,051	201,63	15,00
Etage9	Appui	197,267	11,299	156,837	9,703	163,891	6,386	201,63	15,00
	Travée	182,643	6,752	134,652	5,350	54,100	2,108	201,63	15,00
Etage10	Appui	200,150	11,464	162,324	10,043	172,648	6,727	201,63	15,00
	Travée	182,788	6,757	132,910	5,280	59,861	2,333	201,63	15,00
Terrasse	Appui	166,094	9,513	155,725	9,635	114,990	4,481	201,63	15,00
	Travée	150,393	5,559	138,664	5,509	66,186	2,579	201,63	15,00

Conclusion : Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

V-2-6- Justification des poutres aux niveaux des appuis : D'après (C.B.A.93) :**V-2-6-1- Appui intermédiaire :**

Si $|Mu| < 0,9 \times d \times Vu \rightarrow$ On doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$Vu + \frac{Mu}{0,9d}$$

Si $|Mu| > 0,9 \times d \times Vu \rightarrow$ Il y a aucun risque de glissement.

Avec : (Mu) : Moment fléchissant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

(Vu) : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

(0,9 × d) : Bras de levier.

Tableau V-31 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis intermédiaire.

Niveaux	Poutre Principale (A)		Poutre Principale (B)		Poutre secondaire	
	$ Mu _{(appui)}$ (MN.m)	$0,9 \times d \times Vu$ (MN.m)	$ Mu $ (MN.m)	$0,9 \times d \times Vu$ (MN.m)	$ Mu $ (MN.m)	$0,9 \times d \times Vu$ (MN.m)
RDC	0,16638	0,06324	0,12923	0,05265	0,0301	0,01108
Etage 1	0,13886	0,05147	0,09588	0,0382	0,02886	0,00941
Etage 2	0,14136	0,05183	0,0979	0,03849	0,03119	0,00972
Etage 3	0,14324	0,05212	0,10015	0,03882	0,03338	0,01001
Etage 4	0,14563	0,05242	0,10271	0,03917	0,03599	0,01035
Etage 5	0,14683	0,0526	0,10384	0,03933	0,0376	0,01057
Etage 6	0,14763	0,05278	0,10446	0,03946	0,03909	0,01074
Etage 7	0,14942	0,05296	0,10629	0,03969	0,04111	0,01103
Etage 8	0,14956	0,05307	0,10623	0,03972	0,04176	0,01111
Etage 9	0,14891	0,05307	0,10493	0,03959	0,04173	0,01108
Etage 10	0,15109	0,05336	0,10857	0,04001	0,04397	0,01143
Terrasse	0,1251	0,04181	0,1035	0,03807	0,02947	0,00712

Conclusion : Il y a aucun risque de glissement en appui intermédiaire.

V-2-6-2- Appui de rive :

Si $A_{S(Vu)} = \frac{Vu \times \gamma_s}{fe} > Ast_{(appui\ de\ rive)} \rightarrow$ On doit prolonger au-delà du bord de l'appui de rive (coté travée) et y ancrer une section d'armatures $A_{S(Vu)}$ longitudinales inférieure suffisante pour équilibrer l'effort tranchant (Vu)

Si $A_{S(Vu)} = \frac{Vu \times \gamma_s}{fe} < Ast_{(appui\ de\ rive)} \rightarrow$ La section des armatures ($Ast_{(appui\ de\ rive)}$) est suffisante.

Avec : (Vu) : Effort tranchant en appui vis-à-vis l'état ultime.

$Ast_{(appui\ de\ rive)}$: Armatures choisis dans les appuis de rives.

$A_{S(Vu)}$: Armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).

($Fe = 400$ MPa) ; ($\gamma_s = 1,15$).

Tableau V-32 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

Niveaux	Poutre Principale (A)		Poutre Principale (B)		Poutre secondaire	
	$A_{S(Vu)}$ (cm ²)	$Ast_{(a.\ rive)}$ (cm ²)	$A_{S(Vu)}$ (cm ²)	$Ast_{(a.\ rive)}$ (cm ²)	$A_{S(Vu)}$ (cm ²)	$Ast_{(a.\ rive)}$ (cm ²)
RDC	4,9856	18,10	4,6695	16,08	1,1236	6,79
Etage 1	4,0575	16,08	3,3879	12,06	0,954	6,79
Etage 2	4,0862	16,08	3,4138	12,06	0,9856	6,79
Etage 3	4,1092	16,08	3,4425	12,06	1,0144	6,79
Etage 4	4,1322	16,08	3,4741	12,06	1,0489	6,79
Etage 5	4,1466	16,08	3,4885	16,08	1,0718	6,79
Etage 6	4,1609	16,08	3,5	16,08	1,0891	6,79
Etage 7	4,1753	16,08	3,5201	16,08	1,1178	6,79
Etage 8	4,1839	16,08	3,523	16,08	1,1264	6,79
Etage 9	4,1839	16,08	3,5115	16,08	1,1236	6,79
Etage 10	4,2069	16,08	3,5489	16,08	1,158	6,79
Terrasse	3,296	16,08	3,3764	16,08	0,7213	6,79

Conclusion : La quantité des armatures choisis et placée au niveau des appuis de rive est suffisante. Il n'est pas nécessaire de prolonger une autre section des armatures longitudinales.

V-2-7- Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) :

D'après les règles de RPA99/version2003, Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistant ultime des extrémités des poteaux est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moment résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient majorateur de 1,25 :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|) \rightarrow \text{Sens (X)}$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 \times (|M'_w| + |M'_e|) \rightarrow \text{Sens (Y)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

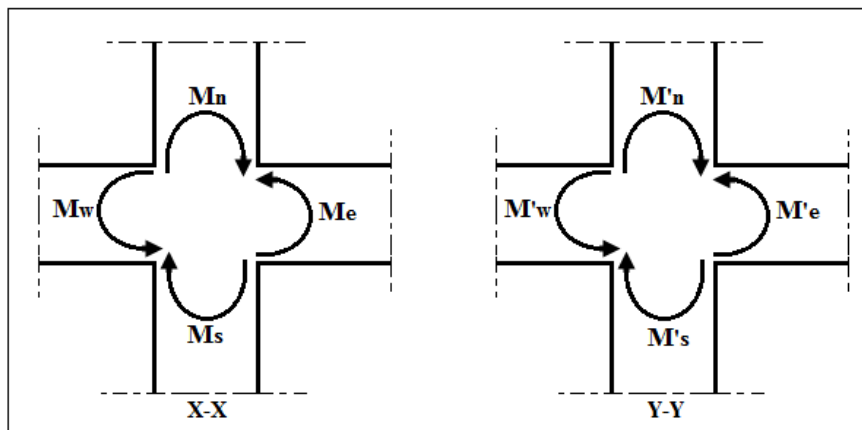


Figure V-4 : La zone nodale (Poteau-Poutre).

V-2-7-1- Moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant d'une section de béton dépend essentiellement aux dimensions de la section du béton, la quantité d'armatures longitudinale et la contrainte limite élastique des aciers.

On prend : $M_R (\text{poteaux}) = \sum (|M_n| + |M_s|)$

$$(M_s ; M_n) = A_s \times Z \times \sigma_{st}$$

Avec :

A_s : La section d'armature adopter sans prendre en compte les barres de recouvrement.

Z : Bras de levier de la section du béton $\rightarrow Z = 0,9 \times h$

σ_{st} : Contrainte limite des aciers $\rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-33 : Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau.

Niveaux (m)	Moment résistant (Ms)			Moment résistant (Mn)			MR (MN.m)
	As (m ²)	d (m)	Ms (MN.m)	As (m ²)	d (m)	Mn (MN.m)	
4,08	0,003669	0,585	0,7469	0,003669	0,585	0,7469	1,4938
8,16	0,003669	0,585	0,7469	0,003669	0,585	0,7469	1,4938
11,22	0,003669	0,585	0,7469	0,003216	0,54	0,6044	1,3513
14,28	0,003216	0,54	0,6044	0,003216	0,54	0,6044	1,2088
17,34	0,003216	0,54	0,6044	0,003216	0,54	0,6044	1,2088
20,40	0,003216	0,54	0,6044	0,002652	0,495	0,4568	1,0612
23,46	0,002652	0,495	0,4568	0,002652	0,495	0,4568	0,9136
26,52	0,002652	0,495	0,4568	0,002652	0,495	0,4568	0,9136
29,58	0,002652	0,495	0,4568	0,002462	0,45	0,3855	0,8423
32,64	0,002462	0,45	0,3855	0,002462	0,45	0,3855	0,7710
35,70	0,002462	0,45	0,3855	0,002462	0,45	0,3855	0,7710

V-2-7-2- Moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux, On prend le cas le plus défavorable entre les poutres → (Poutre principales (A))

$$M_{R(\text{poutre})} = 1,25 \times \sum (|M_e| + |M_w|) \quad \text{et} \quad |M_w| = |M_e|$$

Tableau V-34 : Moments résistants ultimes des poutres principales (A) et des poteaux.

Niveaux (m)	As (m ²)	d (m)	Me (MN.m)	Mw (MN.m)	MR(Poutre) (MN.m)	MR(Poteau) (MN.m)	
4,08	0,00181	0,405	0,2551	0,2551	0,63775	1,4938	C.V
8,16	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	1,4938	C.V
11,22	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	1,3513	C.V
14,28	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	1,2088	C.V
17,34	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	1,2088	C.V
20,40	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	1,0612	C.V
23,46	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	0,9136	C.V
26,52	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	0,9136	C.V
29,58	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	0,8423	C.V
32,64	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	0,7710	C.V
35,70	0,001608	0,405	0,2266	0,2266	0,5665	0,7710	C.V

Conclusion : Les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux directions, donc la formation des rotules plastiques se fera aux niveaux des poutres et non pas dans les poteaux.

V-2-8- Vérification de la flèche : D’après (C.B.A.93)

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f_{admissible}$

Avec : $f_{admissible} = \frac{L}{500}$ Si la portée (L) est au plus égale à 5 m.

$f_{admissible} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$ Si la portée (L) est supérieur à 5 m.

$$f_i : \text{Flèche sous chargement instantané} \rightarrow f_i = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$$

$$f_v : \text{Flèche sous chargement de longue durée} \rightarrow f_v = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times E_v \times I_{fv})}$$

Avec : $I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$ et $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$

$$\lambda_i = \frac{(0,05 \times f_{t28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$$
 et $\lambda_v = \frac{(0,02 \times f_{t28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$

$$I_0 = \frac{b \times (h)^3}{12} + (n) \times (A_{st}) \times (d - x)^2 ; \varphi = \frac{A_{st}}{b \times d} ; \mu = 1 - \frac{(1,75 \times f_{t28})}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + f_{t28}}$$

($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($n = 15$)

($E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$) et ($E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa}$) et ($\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$)

Tableau V-35 : Les valeurs des flèches des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Niveaux	Poutre principale (A)			Poutre principale (B)			Poutre secondaire		
	$f_i \text{ (cm)}$	$f_v \text{ (cm)}$	$\bar{f} \text{ (cm)}$	$f_i \text{ (cm)}$	$f_v \text{ (cm)}$	$\bar{f} \text{ (cm)}$	$f_i \text{ (cm)}$	$f_v \text{ (cm)}$	$\bar{f} \text{ (cm)}$
RDC	0,5505	0,9862	1,08	0,3886	0,6936	0,94	0,1054	0,1872	0,86
Etage 1	0,4832	0,8485	1,08	0,2805	0,5006	0,94	0,0857	0,1522	0,86
Etage 2	0,4867	0,8546	1,08	0,2815	0,5024	0,94	0,0874	0,1552	0,86
Etage 3	0,4897	0,8598	1,08	0,2822	0,5038	0,94	0,0887	0,1577	0,86
Etage 4	0,4888	0,8584	1,08	0,2818	0,5031	0,94	0,0916	0,1628	0,86
Etage 5	0,4922	0,8642	1,08	0,2827	0,5047	0,94	0,0947	0,1682	0,86
Etage 6	0,4963	0,8715	1,08	0,284	0,507	0,94	0,098	0,1741	0,86
Etage 7	0,4948	0,8689	1,08	0,2834	0,5059	0,94	0,1041	0,1849	0,86
Etage 8	0,4992	0,8765	1,08	0,2847	0,5082	0,94	0,1062	0,1887	0,86
Etage 9	0,505	0,8867	1,08	0,2874	0,5129	0,94	0,1092	0,194	0,86
Etage 10	0,5054	0,8874	1,08	0,2836	0,5063	0,94	0,1208	0,2146	0,86
Terrasse	0,4158	0,7301	1,08	0,2959	0,5282	0,94	0,1336	0,2373	0,86

Conclusion : Les valeurs de la flèche sont vérifiées.

V-2-9- Règles concernant les arrêts des armatures :

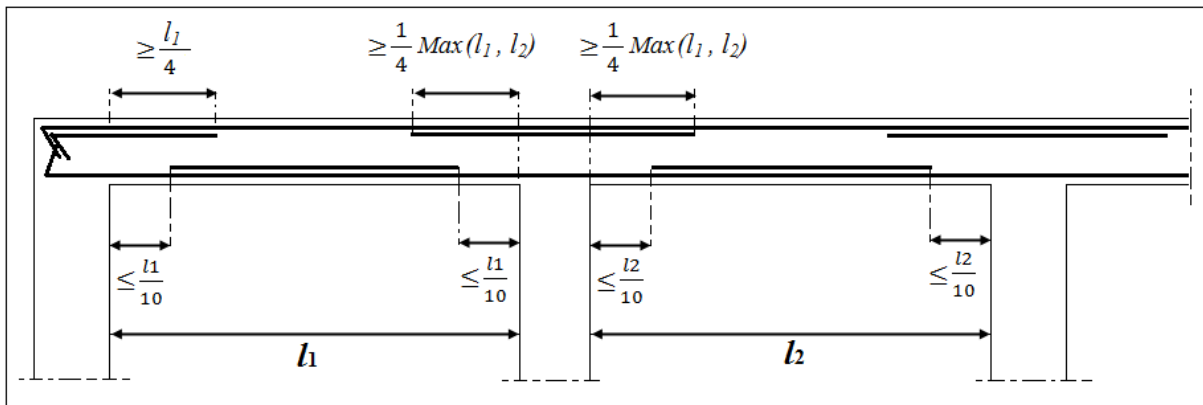


Figure V-5 : Les arrêts des chapeaux et armatures inférieurs.

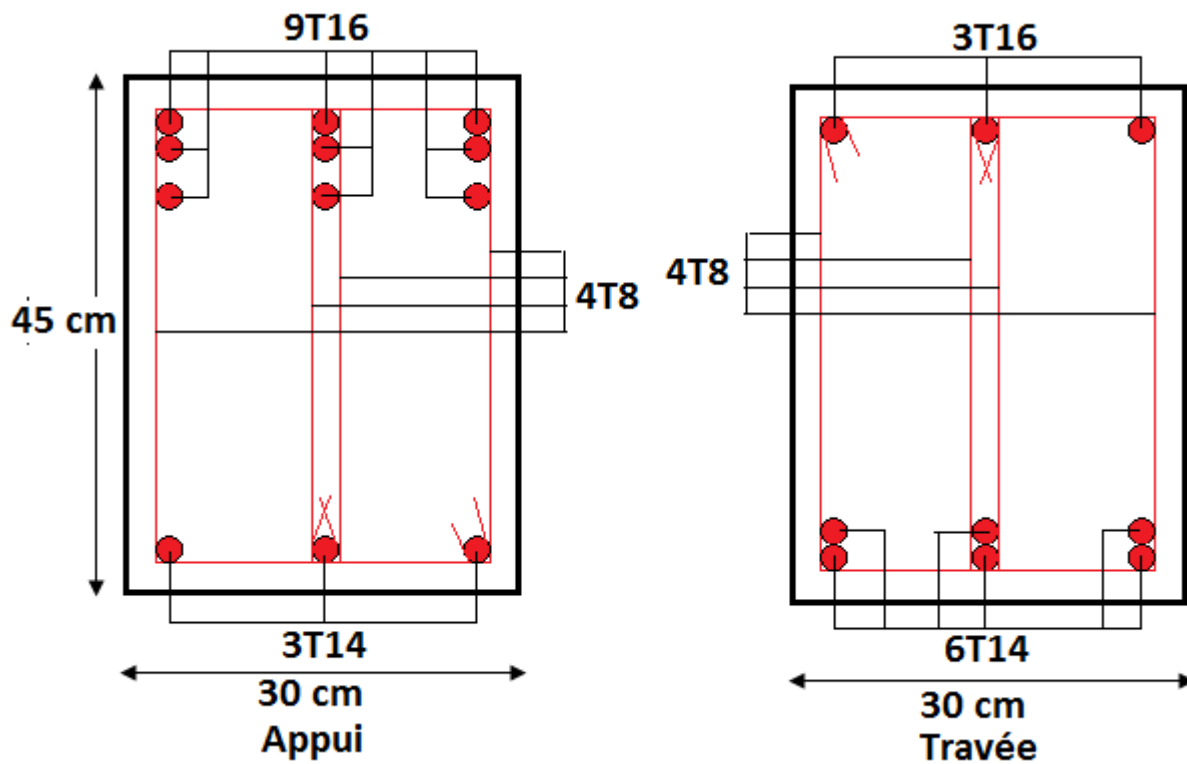


Figure V-6 : Ferrailage de la poutre (A) de RDC.

V-3- Etude des voiles :

V-3-1- Introduction :

Le RPA99/Version 2003 exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (Moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan, Les voiles présentent deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui nécessite une disposition des armatures dans les deux directions.

Les voiles sont sollicités en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ❖ Rupture par flexion.
- ❖ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ❖ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données par logicielle de calcul (**SAP2000 v14**), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le :

RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93)

V-3-2- Combinaisons des charges :

V-3-2-1- Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

V-3-2-2- Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

V-3-3- Recommandation du RPA99/Version 2003 : D'après le RPA99/Version2003 :

Il y a trois types d'armature nécessaire pour qu'un voile puisse reprendre les efforts qui lui sont appliquées : (Armatures verticales ; Armatures horizontales ; Armatures transversales).

V-3-3-1- Armatures verticales (Principales) : D'après RPA99/Version2003 :

Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles en tenant en compte des prescriptions imposées par le RPA99/Version2003.

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est : $A_{(Min)} = 0,2\% \times lt \times e$

Avec : (lt) : La longueur de la zone tendue.

(e) : L'épaisseur du voile.

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ($St < e$) → (e : L'épaisseur du voile).
- ❖ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- ❖ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V-3-3-2- Armatures horizontales (secondaires) : D'après RPA99/Version2003 :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Øl.

V-3-3-3- Armatures transversales : D'après RPA99/Version2003 :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

V-3-3-4- Règles communes : D'après RPA99/Version2003 :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :
 - $A_{(Min)} = 0,15\% (e \times l)$ → Dans la section globale de voile.
 - $A_{(Min)} = 0,10\% (e \times l)$ → Dans la zone courante.
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être : $St < \text{Min}(1,5e ; 30 \text{ cm})$
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile → $\phi l \leq \frac{e}{10}$
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 Ø : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20 Ø : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V-3-4- Disposition des voiles :

Dans notre structure, il y a 11 voiles plus un noyau d'ascenseur, la répartition des voiles est présentée dans la figure suivante :

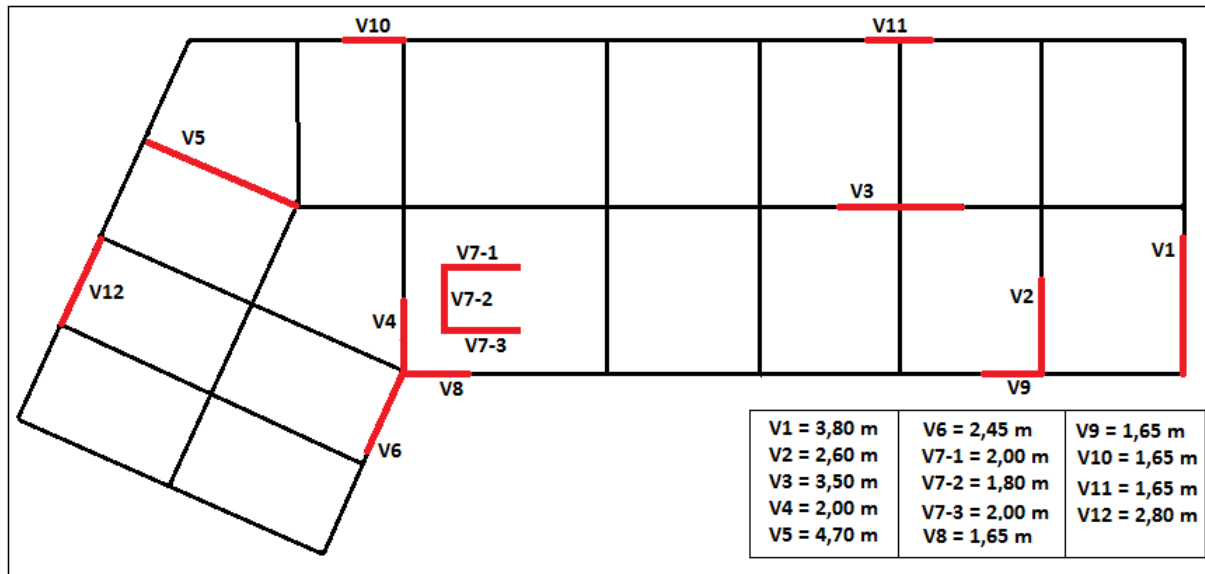


Figure V-7 : Disposition des voiles.

V-3-5- Calcul des armatures :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon les règlements (C.B.A.93) et (BAEL91) et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/Version 2003).

V-3-5-1- Armatures verticales :

Le ferrailage vertical des voiles se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{(max)}$; $M_{(correspondant)}$)
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant ($M_{(max)}$; $N_{(correspondant)}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{(min)}$; $M_{(correspondant)}$)

N: Sera compté négatif dans le cas d'une compression.

N : Sera compté positif dans le cas d'une traction.

❖ A) Méthode de calcul :

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

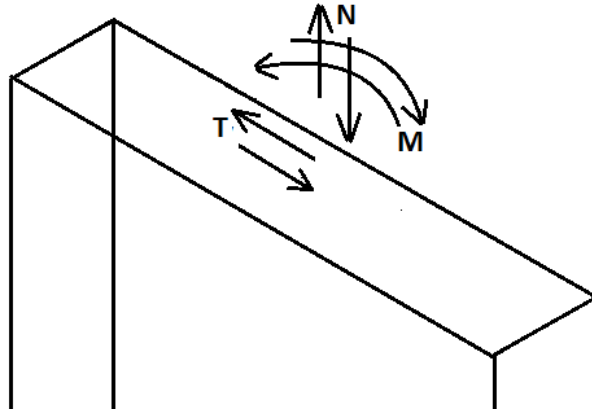


Figure V-8 : Voile soumis à la flexion composée.

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

(N) : L'effort normal appliqué.

(A) : La section transversale du voile.

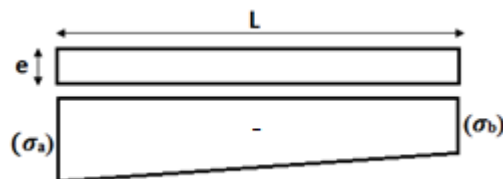
(M) : Le moment fléchissant appliqué.

(V) : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

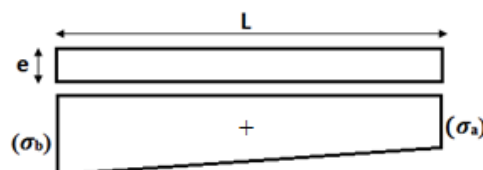
(I) : Le moment d'inertie du voile.

Remarque : On distingue trois cas :

- Si (σ_a) et (σ_b) sont des signes négatifs \rightarrow La section du voile est entièrement comprimée (SEC) \rightarrow Pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003.



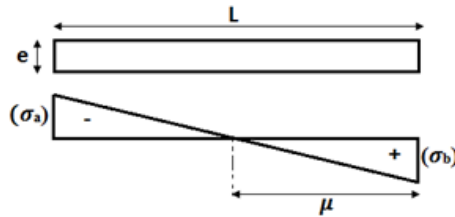
- Si (σ_a) et (σ_b) sont des signes positifs \rightarrow La section du voile est entièrement tendue, (SET)



L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

- Si (σ_a) et (σ_b) sont des signes contraires \rightarrow La section du voile est partiellement comprimée (SPC).



La longueur de la zone tendue : $\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right)}$

L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{\sigma_b \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

- ❖ **B) Exemple de calcul :** On va prendre deux exemples de calcul :

- **Le voile (V12) du sous sol à (0,8G±E) :** Avec $(N_{(max)} ; M_{(correspondant)})$

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant.

Sous Sol	(N _(max) ; M _(correspondant))	
	N _(max) (KN)/ml	M _(correspondant) (KN.m)/ml
0,8G±E	235,12	-1,1978

(e = 0,20 m) ; (Fe = 400 MPa) ; ($\gamma_s = 1,00$) ; ($\sigma_{st} = 400$ MPa)

N : Effort de traction.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml \rightarrow (l = 1 m)

$$V = \frac{l}{2} = \frac{1,00}{2} = 0,50 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times (l)^3}{12} = \frac{0,2 \times (1,00)^3}{12} = 0,01666 \text{ m}^4$$

$$A = e \times l = 0,2 \times 1,00 = 0,20 \text{ m}^2$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{235,12 \times 10^{-3}}{0,20} + \frac{-1,1978 \times 10^{-3} \times 0,50}{0,01666} = 1,1396 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{235,12 \times 10^{-3}}{0,20} - \frac{-1,1978 \times 10^{-3} \times 0,50}{0,01666} = 1,2115 \text{ MPa} > 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont des signes positifs → La section du voile est entièrement tendue, (SET)

- Calcul de l'effort de traction :

$$F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2} = \frac{(1,1396 + 1,2115) \times 1 \times 0,20}{2} = 0,2351 \text{ MN}$$

- Calcul de la section d'armature :

$$A_V \text{ (Calculée)} = \frac{F_T}{\sigma_{st}} = \frac{0,2351}{400} = 5,88 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 5,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/Version2003 :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

$$A_V \text{ (RPA)} = 0,002 \times e \times l = 0,002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2 / 1 \text{ ml}$$

$$A_V \text{ (Calculée)} = 5,88 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_V \text{ (RPA)} = 4 \text{ cm}^2 / 1 \text{ ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures vis-à-vis du C.B.A.93 :

$$A_V \text{ (C.B.A.93)} = 0,23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,20 \times 0,9 \times \frac{2,10}{400} \times 10^4 = 2,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_V \text{ (Calculée)} = 5,88 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_V \text{ (C.B.A.93)} = 2,18 \text{ cm}^2 / 1 \text{ ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'espacement $< \min(1,5 e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St < 30 \text{ cm}$

- **Le voile (V8) du RDC à (G+Q+E) :** Avec ($N_{(\min)}$; $M_{(\text{correspondant})}$)

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant.

	$(N_{(\min)} ; M_{(\text{correspondant})})$	
RDC	$N_{(\min)} \text{ (KN)/ml}$	$M_{(\text{correspondant})} \text{ (KN.m)/ml}$
G+Q±E	-1631,80	-1,058

($e = 0,20 \text{ m}$) ; ($F_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\gamma_s = 1,00$) ; ($\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$)

N : Effort de compression.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml → ($l = 1 \text{ m}$)

$$V = \frac{l}{2} = \frac{1,00}{2} = 0,50 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times (l)^3}{12} = \frac{0,20 \times (1,00)^3}{12} = 0,01666 \text{ m}^4$$

$$A = e \times l = 0,20 \times 1,00 = 0,20 \text{ m}^2$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-1631,80 \times 10^{-3}}{0,20} + \frac{-1,058 \times 10^{-3} \times 0,50}{0,01666} = -8,1907 \text{ MPa} < 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-1631,80 \times 10^{-3}}{0,20} - \frac{-1,058 \times 10^{-3} \times 0,50}{0,01666} = -8,1272 \text{ MPa} < 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont des signes négatifs → La section du voile est entièrement comprimée, (SEC). Pas de zone tendue, la zone courante est armé par le minimum exigé par le RPA99/Version2003.

$$A_{V(\text{min-RPA})} = 0,0015 \times e \times l = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / 1 \text{ ml}$$

$$L'espacement < \min(1,5 e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St < 30 \text{ cm}$$

V-3-5-2- Armatures horizontales :

- ❖ A) Vérification sous les sollicitations tangentés : D'après RPA99/Version2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25000 \rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5000 \text{ KPa}$$

$$\text{Avec: } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \rightarrow \bar{V} = 1,4 \times V$$

V : L'effort tranchant maximum.

b_0 : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile → $d = 0,9 h$

h : Hauteur totale de la section brute.

$$f_{c28} = 25000 \text{ KPa}$$

Tableau V-36 : Vérification des voiles au cisaillement.

Niveaux	Voile (1)		Voile (2)		Voile (3)		Voile (4)		< $\bar{\tau}_b$
	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	
SS+RDC	1,25	9,72	0,82	6,38	1,16	9,02	4,11	31,96	C.V
E(1,2,3,4)	0,68	7,06	0,32	3,32	0,95	9,86	1,92	19,91	C.V
E(5,6,7)	0,89	9,23	0,34	3,53	1,22	12,65	1,57	16,28	C.V
E(8,9,10)	1,42	14,73	0,48	4,99	1,99	20,64	1,8	18,66	C.V

Niveaux	Voile (5)		Voile (6)		Voile (7-1)		Voile (7-2)		$< \bar{\tau}_b$
	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	
SS+RDC	1,87	14,55	2,56	19,91	1,92	14,94	1,45	11,28	C.V
E(1,2,3,4)	1,42	14,73	0,91	9,44	0,91	9,44	0,53	5,50	C.V
E(5,6,7)	1,67	17,32	0,91	9,44	0,86	8,92	0,32	3,32	C.V
E(8,9,10)	1,97	20,43	1,9	19,70	1,38	14,31	0,45	4,66	C.V

Niveaux	Voile (7-3)		Voile (8)		Voile (9)		Voile (10)		$< \bar{\tau}_b$
	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	
SS+RDC	1,73	13,45	1,35	10,5	0,93	7,24	1,89	14,7	C.V
E(1,2,3,4)	1,08	11,2	0,56	5,81	0,25	2,59	0,63	6,54	C.V
E(5,6,7)	1,14	11,82	0,55	5,7	0,16	1,67	0,81	8,4	C.V
E(8,9,10)	1,72	17,84	1,02	10,58	0,29	3,01	1	10,37	C.V

Niveaux	Voile (11)		Voile (12)		$< \bar{\tau}_b$
	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	V (KN/ml)	τ_b (KPa)	
SS+RDC	2,27	17,65	1,91	14,85	C.V
E(1,2,3,4)	1,17	12,14	0,89	9,23	C.V
E(5,6,7)	1,57	16,28	1,18	12,24	C.V
E(8,9,10)	2,85	29,55	2,19	22,71	C.V

❖ **B) Méthode de calcul des armatures horizontales :**

$$\text{D'après le (C.B.A.93) : } A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0,3 \times k \times ft')}{0,9 \times fe \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) → Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci après.

($\gamma_s = 1,15$ → Cas général) ; ($fe = 400$ MPa) ; ($\alpha = 90^\circ$ → Armatures droites)

D'après le RPA99/Version2003 : $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$

❖ **C) Exemple de calcul :**

- **Le voile (V12) du sous sol :** D'après SAP2000, ($V_{(max)} = 1,91 \text{ KN/ml}$)

Avec : ($e = 0,20 \text{ m}$) ; ($l = 1 \text{ ml}$) ; ($d = 0,90 \text{ m}$)

$$\tau_b = 14,85 \text{ KPa} = 0,01485 \text{ MPa}$$

$$St \leq \min(1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St = 30 \text{ cm}$$

- **Calcul de la section d'armature horizontale :**

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_t')}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))} \rightarrow A_h \geq \frac{0,20 \times 1,15 \times 0,30 \times 0,01496}{0,9 \times 400} \times 10^4$$

$$A_{h(\text{calculé})} \geq 0,029 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/Version2003 :**

$$A_{h(\text{min-RPA})} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 > A_{h(\text{calculé})} = 0,029 \text{ cm}^2$$

V-3-5-3- Choix des armatures :

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- ❖ Zone 1 → Niveaux Sous sol et RDC.
- ❖ Zone 2 → Niveaux 1,2,3 et 4.
- ❖ Zone 3 → Niveaux 5,6 et 7.
- ❖ Zone 4 → Niveaux 8,9 et 10.

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Avec :

($A_v(\text{calculé}) \text{ cm}^2/\text{ml}$) : Ferrailage vertical calculé pour une bande de 1 ml.

($A_v(\text{RPA}) \text{ cm}^2/\text{ml}$) : Quantité minimale d'armature vertical pour une bande de 1 ml.

($A_v(\text{adopté}) \text{ cm}^2$) : Ferrailage vertical adopté pour toute la section du voile.

($St'_{(Av)}$) : Espacement entre les armatures verticales dans la zone extrême.

($L'_{(Av)}$) : Longueur de la zone extrême.

($St_{(Av)}$) : Espacement entre les armatures verticales dans la zone courante.

($A_h(\text{calculé}) \text{ cm}^2/\text{ml}$) : Ferrailage horizontal calculé pour une bande de 1 ml.

($A_h(\text{RPA}) \text{ cm}^2/\text{ml}$) : Quantité minimale d'armature horizontale pour une bande de 1 ml.

($A_h(\text{adopté}) \text{ cm}^2$) : Ferrailage horizontale adopté pour toute la section du voile.

($St_{(Ah)}$) : Espacement entre les armatures horizontales.

Tableau V-37 : Sollicitations et ferrillages calculés du voile (1).

		Voile (1) → (L = 3,80 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		747,78	155,35	-0,62	38,92
M_(corr) KN.m/ml		0,7947	0,3592	0,5788	0,2698
M_(max) KN.m/ml		5,9283	1,1183	-1,4978	-2,5909
N_(corr) KN/ml		-373,09	-256,64	-146,3	-32,41
N_(min) KN/ml		-1786,01	-673,82	-388,88	-248,68
M_(corr) KN.m/ml		-0,36	-0,0502	-0,0576	-0,0567
A_v (calculé) cm²/ml		18,69	3,88	0	0,97
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 24T14 = 73,92	2 × 24T10 = 37,92	2 × 24T10 = 37,92	2 × 24T10 = 37,92
Z.E	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	40	40	40	40
Z.C	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		1,25	0,68	0,89	1,42
τ_b KPa		9,72	7,04	9,26	14,74
A_h (calculé) cm²/ml		0,01863	0,00675	0,00887	0,01413
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St_(Ah) (cm)		30	20	20	20

Tableau V-38 : Sollicitations et ferrillages calculés du voile (2).

		Voile (2) → (L = 2,60 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		523,37	-101,86	-30,73	48,37
M_(corr) KN.m/ml		0,6626	0,0787	0,2258	0,2755
M_(max) KN.m/ml		5,3009	-0,5467	0,6088	-1,0414
N_(corr) KN/ml		-543,15	-440,43	-290,02	-72,57
N_(min) KN/ml		-1823,69	-690,41	-443,99	-294,05
M_(corr) KN.m/ml		-0,1553	-0,101	0,0379	-0,2601
A_v (calculé) cm²/ml		13,08	0	0	1,21
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 17T12 38,42	2 × 17T10 26,86	2 × 17T10 26,86	2 × 17T10 26,86
Z.E	St_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L_(Av) (cm)	30	30	30	30
Z.C	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		0,82	0,32	-0,34	0,48
τ_b KPa		6,39	3,33	3,56	4,96
A_h (calculé) cm²/ml		0,01225	0,00319	0,00341	0,00475
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-39: Sollicitation et ferrailages calculés du voile (3).

		Voile (3) → (L = 3,50 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		609,67	-149,31	-16,88	52,82
M_(corr) KN.m/ml		0,1998	-0,1488	-0,2507	-0,3434
M_(max) KN.m/ml		-5,5489	-1,5335	1,9417	3,6002
N_(corr) KN/ml		-863,84	-438,03	-204,17	-51,18
N_(min) KN/ml		-1962,5	-720,1	-516,35	-340,92
M_(corr) KN.m/ml		-0,7062	-0,1614	-0,2335	-0,4043
A_v (calculé) cm²/ml		15,24	0	0	1,32
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 23T14 = 70,84	2 × 23T10 = 36,34	2 × 23T10 = 36,34	2 × 23T10 = 36,34
ZE	St[']_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	40	40	40	40
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		-1,16	-0,95	-1,22	-1,99
τ_b KPa		9,00	9,85	12,67	20,68
A_h (calculé) cm²/ml		0,01725	0,00944	0,01214	0,01981
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-40: Sollicitation et ferrailages calculés du voile (4).

		Voile (4) → (L = 2,00 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		690,97	-47,83	37,65	78,95
M_(corr) KN.m/ml		0,8771	0,3994	0,4124	0,5712
M_(max) KN.m/ml		9,3327	-2,9391	2,4211	3,5961
N_(corr) KN/ml		-397,61	-417,74	-221,41	-77,92
N_(min) KN/ml		-1744,51	-591,04	-408,25	-295,36
M_(corr) KN.m/ml		-0,1162	-0,4977	-0,5123	-0,4132
A_v (calculé) cm²/ml		17,27	0	0,94	1,97
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 13T14 = 40,04	2 × 13T10 = 20,54	2 × 13T10 = 20,54	2 × 13T10 = 20,54
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	20	20	20	20
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		4,11	1,92	-1,57	-1,80
τ_b KPa		31,94	19,93	16,30	18,67
A_h (calculé) cm²/ml		0,06122	0,0191	0,01562	0,01789
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-41 : Sollicitation et ferrillages calculés du voile (5).

		Voile (5) → (L = 4,70 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		777,29	54,01	12,07	51,14
M_(corr) KN.m/ml		0,1207	0,8898	0,9753	0,9183
M_(max) KN.m/ml		-5,4772	-2,1649	2,6031	3,3844
N_(corr) KN/ml		-1121,21	-367,34	-170,44	-15,44
N_(min) KN/ml		-1722,74	-660,75	-418,07	-309,91
M_(corr) KN.m/ml		-0,037	-0,8656	-1,2405	-1,3454
A_v (calculé) cm²/ml		19,43	1,35	0,30	1,28
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 30T14 = 92,40	2 × 30T10 = 47,40	2 × 30T10 = 47,40	2 × 30T10 = 47,40
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	50	50	50	50
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		1,87	-1,42	-1,67	-1,97
τ_b KPa		14,56	14,74	17,33	20,44
A_h (calculé) cm²/ml		0,02791	0,01413	0,01661	0,01959
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-42 : Sollicitation et ferrillages calculés du voile (6).

		Voile (6) → (L = 2,45 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		732,8	95,17	-12,12	25,99
M_(corr) KN.m/ml		0,5701	-0,2223	-0,4334	-0,558
M_(max) KN.m/ml		6,6088	1,2443	-1,5179	-3,6325
N_(corr) KN/ml		-446,98	-319,16	-203,1	-57,97
N_(min) KN/ml		-1581,95	-611,4	-360,29	-196,08
M_(corr) KN.m/ml		-1,9178	-0,5885	-0,8278	-1,2646
A_v (calculé) cm²/ml		18,32	2,38	0	0,65
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 17T14 = 52,36	2 × 17T10 = 26,86	2 × 17T10 = 26,86	2 × 17T10 = 26,86
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	30	30	30	30
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		2,56	0,91	0,91	1,9
τ_b KPa		19,89	9,41	9,41	19,70
A_h (calculé) cm²/ml		0,03812	0,00902	0,00902	0,01888
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-43 : Sollicitation et ferrailrages calculés du noyau (7-1).

		Noyau (7-1) → (L = 2,00 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		601	-103,36	-54,05	31,04
M_(corr) KN.m/ml		0,9494	0,3706	0,3497	0,1988
M_(max) KN.m/ml		-5,6196	1,5961	1,3421	-2,6763
N_(corr) KN/ml		-1310,65	-124,93	-238,04	-80,29
N_(min) KN/ml		-1781,24	-720,95	-454,05	-268,09
M_(corr) KN.m/ml		0,1505	-1,1924	-0,1698	-0,6177
A_v (calculé) cm²/ml		15,03	0	0	0,78
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 13T14 = 40,04	2 × 13T10 = 20,54	2 × 13T10 = 20,54	2 × 13T10 = 20,54
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	20	20	20	20
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		-1,92	0,91	0,86	1,38
τ_b KPa		14,94	9,41	8,89	14,30
A_h (calculé) cm²/ml		0,02864	0,00902	0,00852	0,0137
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-44 : Sollicitation et ferrailrages calculés du noyau (7-2).

		Voile (7-2) → (L = 1,80 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		318,18	-103,36	-58,14	42,58
M_(corr) KN.m/ml		0,7563	0,2454	0,4093	0,2905
M_(max) KN.m/ml		5,6039	0,7347	-0,596	-1,0327
N_(corr) KN/ml		-338,21	-356,9	-326,19	-79,12
N_(min) KN/ml		-1334,34	-699,15	-419,21	-211,67
M_(corr) KN.m/ml		0,1444	-0,0602	0,3235	-0,1856
A_v (calculé) cm²/ml		7,95	0	0	1,06
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 12T10 = 18,96	2 × 12T10 = 18,96	2 × 12T10 = 18,96	2 × 12T10 = 18,96
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	20	20	20	20
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		-1,45	-0,53	-0,32	-0,45
τ_b KPa		11,28	5,48	3,33	4,67
A_h (calculé) cm²/ml		0,02162	0,00525	0,00319	0,00448
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-45: Sollicitation et ferrillages calculés du noyau (7-3).

		Voile (7-3) → (L = 2,00 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		603,02	-107,83	-54,06	42,58
M_(corr) KN.m/ml		0,3475	1,3137	1,4297	0,4126
M_(max) KN.m/ml		-5,8357	1,7286	-1,8119	-3,0376
N_(corr) KN/ml		-927,24	-311,52	-321,85	-61,75
N_(min) KN/ml		-1721,93	-714,51	-433,02	-243,41
M_(corr) KN.m/ml		-0,8379	-1,155	0,2216	-0,7996
A_v (calculé) cm²/ml		15,08	0	0	1,06
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 13T14 = 40,04	2 × 13T10 = 20,54	2 × 13T10 = 20,54	2 × 13T10 = 20,54
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	20	20	20	20
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		1,73	1,08	1,14	1,72
τ_b KPa		13,44	11,19	11,85	17,85
A_h (calculé) cm²/ml		0,02576	0,01072	0,01136	0,01711
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-46: Sollicitation et ferrailages calculés du voile (8).

		Voile (8) → (L = 1,65 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		508,46	-109,2	18,3	76,54
M_(corr) KN.m/ml		1,1708	0,413	0,4293	0,5048
M_(max) KN.m/ml		-5,3281	-0,8723	-0,8867	-1,7952
N_(corr) KN/ml		-595,31	-396,67	-218,78	-30,6
N_(min) KN/ml		-1631,8	-528,54	-392,52	-282,74
M_(corr) KN.m/ml		-1,058	0,3839	0,4867	0,5859
A_v (calculé) cm²/ml		12,71	0	0,46	1,91
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 11T12 = 24,86	2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	20	20	20	20
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		1,35	0,56	0,55	1,02
τ_b KPa		10,50	5,78	5,70	10,59
A_h (calculé) cm²/ml		0,02013	0,00554	0,00546	0,01015
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-47: Sollicitation et ferrailrages calculés du voile (9).

		Voile (9) → (L = 1,65 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		452,02	-69,02	-3,03	51,34
M_(corr) KN.m/ml		-0,1847	0,1096	0,0544	0,093
M_(max) KN.m/ml		4,888	-0,4299	-0,3218	-0,6592
N_(corr) KN/ml		-98,49	-613,14	-225,06	-64,25
N_(min) KN/ml		-1441,22	-613,14	-399,9	-255,04
M_(corr) KN.m/ml		-0,8321	-0,4299	-0,1385	-0,1152
A_v (calculé) cm²/ml		11,3	0	0	1,28
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 11T12 = 24,86	2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	20	20	20	20
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		0,93	-0,25	0,16	0,29
τ_b KPa		7,22	2,59	1,63	3,04
A_h (calculé) cm²/ml		0,01384	0,00248	0,00156	0,00291
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-48 : Sollicitation et ferrillages calculés du voile (10).

		Voile (10) → (L = 1,65 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		-40,66	-191,07	-62,15	51,08
M_(corr) KN.m/ml		0,8437	-0,0951	0,3941	0,6151
M_(max) KN.m/ml		6,3333	-1,0293	1,3506	-1,9917
N_(corr) KN/ml		-768,37	-495,67	-214,91	-24,15
N_(min) KN/ml		-1389,04	-700,11	-506,07	-279,02
M_(corr) KN.m/ml		0,8244	-0,2157	-0,3601	0,1668
A_v (calculé) cm²/ml		0	0	0	1,28
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	20	20	20	20
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		1,89	-0,63	-0,81	1,00
τ_b KPa		14,72	6,52	8,37	10,37
A_h (calculé) cm²/ml		0,02821	0,00625	0,00802	0,00994
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-49: Sollicitation et ferrillages calculés du voile (11).

		Voile (11) → (L = 1,65 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		62,28	-181,88	-74,61	26,65
M_(corr) KN.m/ml		1,4093	0,7877	1,0545	1,7584
M_(max) KN.m/ml		6,9341	1,8531	-2,5142	-5,1829
N_(corr) KN/ml		-675,02	-283,59	-224,83	-54,51
N_(min) KN/ml		-1327,94	-597,19	-438,51	-242,72
M_(corr) KN.m/ml		-3,2112	-1,1404	-1,657	-1,918
A_v (calculé) cm²/ml		1,56	0	0	0,77
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38	2 × 11T10 = 17,38
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	20	20	20	20
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		2,27	1,17	1,57	2,85
τ_b KPa		17,67	12,15	16,30	29,53
A_h (calculé) cm²/ml		0,03387	0,01164	0,01562	0,02833
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

Tableau V-50: Sollicitation et ferrillages calculés du voile (12).

		Voile (12) → (L = 2,80 m)			
		(Sous sol, RDC) (e = 0,20 m)	Etages (1,2,3,4) (e = 0,15 m)	Etages (5,6,7) (e = 0,15 m)	Etage (8,9,10) (e = 0,15 m)
N_(max) KN/ml		235,12	-77,93	-15,89	26,21
M_(corr) KN.m/ml		-1,1978	-0,2847	1,1895	1,4975
M_(max) KN.m/ml		5,9999	-1,4134	-1,9597	-3,9108
N_(corr) KN/ml		-109,88	-297,32	-178,04	-39,52
N_(min) KN/ml		-1271,02	-499,72	-338,08	-216,96
M_(corr) KN.m/ml		-2,6607	-0,6026	-0,863	-1,2017
A_v (calculé) cm²/ml		5,88	0	0	0,66
A_v (RPA) cm²/ml		4,00	3,00	3,00	3,00
A_v (adopté) cm²		2 × 18T10 = 28,44	2 × 18T10 = 28,44	2 × 18T10 = 28,44	2 × 18T10 = 28,44
ZE	St'_(Av) (cm)	10	10	10	10
	L'_(Av) (cm)	30	30	30	30
ZC	St_(Av) (cm)	20	20	20	20
V_(max) KN/ml		1,91	0,89	1,18	2,19
τ_b KPa		14,83	9,26	12,22	22,74
A_h (calculé) cm²/ml		0,02842	0,00887	0,01171	0,02179
A_h (RPA) cm²/ml		3,00	2,25	2,25	2,25
A_h (adopté) cm²		2 × 15T10 = 23,7	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28	2 × 16T10 = 25,28
St (cm)		30	20	20	20

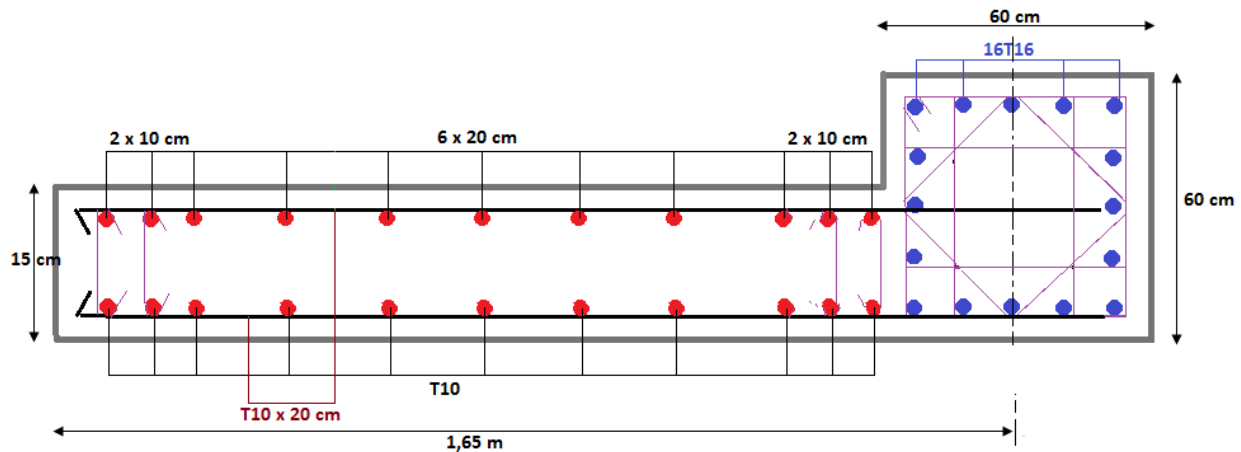


Figure V-9 : Ferrailage du voile (10) au niveau du 2ème étage.

V-4- Conclusion :

Ce chapitre a été consacré pour l'étude des éléments structuraux, (Poteaux ; Poutres ; Voiles). Les poteaux ont été calculés à la flexion composée sous un effort normal et un moment de fléchissant, et au cisaillement sous un effort tranchant, ils ont été ferrailés avec les sollicitations maximales à l'état limite ultime, combinaison fondamentale du C.B.A.93 et à l'état accidentel exigée par le RPA99/Version2003, le ferrailage adopté pour les poteaux est le maximum obtenu par le calcul manuel et celui donnée par le RPA/Version2003 et le C.B.A.93.

Les poutres ont été calculées à la flexion simple sous un moment de fléchissant, et au cisaillement sous un effort tranchant, en tenant en compte les sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentés par le C.B.A.93 et le RPA99/Version2003, le ferrailage adopté est le maximum obtenu par le calcul et celui exigé par les deux codes.

Les voiles ont été calcul dans les deux directions, verticalement pour résister à la flexion composée et horizontalement pour résister à l'effort tranchant, le calcul des voiles sera effectué suivant les règles du (C.B.A.93) et (B.A.E.L.91) et les vérifications selon le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003).

On remarque que pour les poteaux et les voiles, les sections des armatures calculées sont pratiquement toujours faibles, ce qui implique, que ces éléments sont surdimensionnés.

Enfin, On en déduit que le Règlement Parasismique Algérien favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre 6

Etude de
l'infrastructure

VI-1- Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol et limitent les tassements différentiels dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La transmission des charges au sol peut être directement (Semelles et radiers), ou par l'intermédiaire d'autres organes (Semelles sur pieux).

VI-2- Contrainte admissible du sol :

La capacité portante d'un sol est tributaire des performances mécaniques caractéristiques de la composition du sol (Terres végétales, Sables, Argiles, Roches). Elle se caractérise par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements internes et elle se mesure en bar.

La capacité portante d'un sol est une performance technique spécifique qu'il est indispensable de connaître pour établir le système de fondation d'un ouvrage. La mesure de cette performance s'acquiert par des essais de sol superficiels ou par des sondages.

D'après le rapport du sol qu'on a reçu, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (Filante ou Radier) à au moins (3m) de la cote du terrain naturel.

Le taux de travail de sol étant de 2,10 bars.

VI-3-Combinaisons des charges :

❖ **Selon (C.B.A.93)** : Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

❖ **Selon RPA99/version 2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm E(x,y)$
- $0,8 G \pm E(x,y)$

VI-4-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant quatre paramètres : (La nature du sol - La capacité portante du sol - Les Charges transmises au sol - La distance entre axes des poteaux).

Pour déterminer le choix de fondation pour notre structure, on propose tout d'abord des semelles isolées, puis des semelles filantes, si les deux ne vérifient pas les conditions, on passera à un radier général.

VI-5- Etudes des semelles isolée :

Les fondations superficielles sont dimensionnées à ELS, puis en vérifie les combinaisons accidentelles.

VI-5-1- Pré dimensionnement des semelles isolées :

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et $(a = b = 65 \text{ cm})$

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la

condition suivante : $\frac{N_s}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{admissible}$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec : (N_s) : Effort normal maximal à ELS $\rightarrow N_s = 2,851772 \text{ MN}$

$(a ; b)$: Les dimensions du poteau $\rightarrow (a = b = 65 \text{ cm})$

$(\bar{\sigma}_{Admissible})$: Contrainte admissible du sol $\rightarrow \bar{\sigma}_{Admissible} = 0,21 \text{ MPa}$

$(A ; B)$: Les dimensions de la semelle isolée $\rightarrow (A = B)$ Semelle carrée.

Les dimensions de la semelle isolée (A ; B) :

$$\frac{N_s}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{Admissible} \rightarrow \frac{2,851772}{A^2} \leq 0,21 \rightarrow A^2 \geq \frac{2,851772}{0,21} \rightarrow A \geq 3,685 \text{ m}$$

On adopté une semelle isolée de $(3,80 \times 3,80) \text{ m}^2$

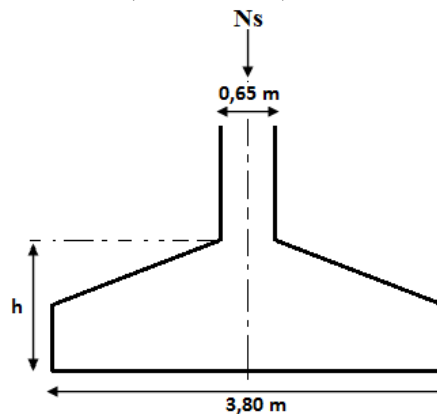


Figure VI-1 : Dimensions de la semelle isolée.

VI-5-2- Vérification de chevauchement entre semelles isolées :

Si on adopte les mêmes dimensions pour toutes les semelles de la structure, la surface totale des semelles égales à :

$$S_{(Semelles)} = (A \times B) \times n = (3,80 \times 3,80) \times 30 = 433,2 \text{ m}^2$$

(n) : Nombre des poteaux dans la structure.

La surface totale de la structure est de : $S_{(Bâtiment)} = 322,77 \text{ m}^2$

On remarque que la surface des semelles est supérieure à la surface totale de la structure.

$$S_{\text{(Semelles)}} = 433,20 > S_{\text{(Bâtiment)}} = 322,77 \text{ m}^2$$

❖ Conclusion :

Le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer à des semelles filantes.

VI-6- Etudes des semelles filantes :

On choisit une semelle filante située sous un portique central de six poteaux.

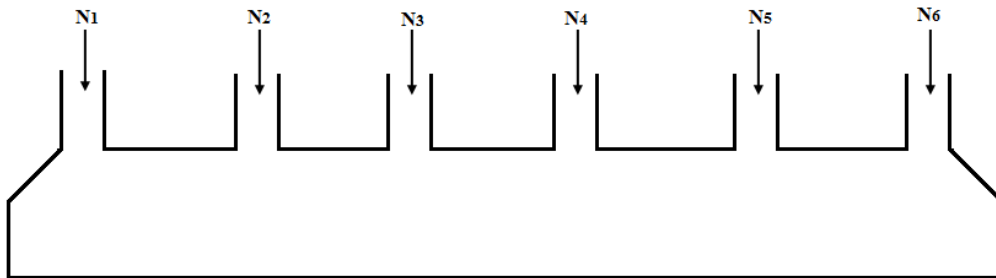


Figure VI-2 : Semelle filante sous portique central.

VI-6-1- Pré dimensionnement des semelles filantes :

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition

suivante :
$$\frac{\sum N_i}{(L \times B)} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$$

Avec : $(\sum N_i)$: La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

(L) : La longueur de la file considérée $\rightarrow L = 22,10 \text{ m}$

(B) : La largeur de la semelle filante.

$(\bar{\sigma}_{\text{Admissible}})$: Contrainte admissible du sol $\rightarrow \bar{\sigma}_{\text{Admissible}} = 0,21 \text{ MPa}$

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6$$

$$N_s = 1806,68 + 2851,77 + 2316,11 + 1291,78 + 1843,56 + 1317,69 = 11427,59 \text{ KN}$$

❖ La largeur de la semelle filante :

$$\frac{\sum N_s}{(L \times B)} \leq \bar{\sigma}_{\text{Admissible}} \rightarrow \frac{11,42759}{(22,10 \times B)} \leq 0,21 \rightarrow B \geq \frac{11,42759}{(22,10 \times 0,21)} \rightarrow B \geq 2,462 \text{ m}$$

On adopté une semelle filante de $(22,10 \times 2,50) \text{ m}^2$

VI-6-2- Vérification de chevauchement entre semelles filantes :

Si on adopte la même largeur ($B = 2,50 \text{ m}$) pour toutes les semelles filante de la structure, la surface totale des semelles filantes égales à :

$$S_{\text{(Semelles filantes)}} = (L_{\text{(Totale)}} \times B) = (103,40 \times 2,50) = 258,50 \text{ m}^2$$

$L_{\text{(Totale)}})$: La longueur totale des semelles filantes $\rightarrow L_{\text{(Totale)}} = 103,40 \text{ m}$

$$S_{\text{(Bâtiment)}} = 322,77 \text{ m}^2$$

Il faut vérifier que : $\frac{S \text{ (Semelles filantes)}}{S \text{ (Bâtiment)}} \leq 50 \%$

$$\frac{258,50}{322,77} = 80 \% > 50 \% \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépassent 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI-7- Etudes d'un radier général :

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonnée qui aura pour rôle de soutenir la construction. Ce système permet une bonne répartition des charges sur une surface plus grande du bâtiment et permet aussi une réduction des tassements différentiels.

Le radier général est en ce moment très courant, surtout pour la construction des grands édifices comme les bâtiments et les habitations résidentielles. Le radier est facile à utiliser, il donne de bons résultats en termes de stabilité de l'assise de la construction.

Le radier par simplification est toujours considéré comme infiniment rigide par rapport à sa superstructure .En d'autre terme, intersection des poteaux et les voiles avec le radier sont considérés comme des appuis à leur base.

VI-7-1- Modélisation du radier :

- Notre fondation de type radier a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000/Version2014), Ce logiciel permet l'analyse du radier par simple introduction de certaines données liées à la superstructure, (La charge appliquée) et liée aussi à la nature de sol et à la capacité portante de sole.
- Le radier a été modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- Les nervures ont été modélisé par des éléments type (Frame) à deux nœuds, chaque nœud possède Six degrés de libertés (trois translations et trois rotations).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant le radier est prise égale à celle du béton à savoir ($\gamma_{\text{(béton)}} = 25 \text{ KN/m}^3$).
- La taille moyenne des mailles est de 0,5 m, et le coefficient de raideur du sol.

VI-7-2- Radier dalle : On propose tout d'abord un radier dalle.

VI-7-2-1- Pré dimensionnement du radier dalle :

Le pré dimensionnement du radier dalle se fait par satisfaction des conditions suivantes :

❖ A) Condition forfaitaire : $\frac{L_{(max)}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{(max)}}{5}$

Avec : (hr) : La hauteur du radier dalle.

(L_(max)) : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Dans notre structure, la grande portée entre deux poteaux est de : L_(max) = 5,80 m

$$\frac{580}{8} \leq hr \leq \frac{580}{5} \rightarrow 72,50 \text{ cm} \leq hr \leq 116 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } hr = 75 \text{ cm}$$

❖ B) Calcul de la surface du radier : Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$S_{(radier)} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{(admissible)}} \quad \text{et} \quad S_{(B\hat{a}timent)} \geq S_{(radier)}$$

Avec : (Ns) : La charge totale de la superstructure à ELS.

(Ns) : Donné par logiciel de calcul (Sap2000) → N_s = 67,448789 MN

($\bar{\sigma}_{Admissible}$) : Contrainte admissible du sol → $\bar{\sigma}_{Admissible}$ = 0,21 MPa

(S_(Bâtiment)) : La surface du bâtiment → S_(Bâtiment) = 322,77 m²

$$S_{(radier)} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{(admissible)}} \rightarrow S_{(radier)} \geq \frac{67,448789}{0,21} \rightarrow S_{(radier)} \geq 321,185 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface du radier et la surface du bâtiment est presque la même, donc il faut ajouter des débords pour être en sécurité.

❖ C) Calcul de débordement : La dimension du débord est donnée comme suite :

$$L_d \geq \text{Max} \left(\frac{hr}{2} ; 20 \text{ cm} \right) \quad \text{Avec, (hr) : La hauteur du radier dalle} \rightarrow (hr = 75 \text{ cm})$$

$$L_d \geq \text{Max} \left(\frac{75}{2} ; 20 \text{ cm} \right) \rightarrow L_d \geq \text{Max} (37,5 ; 20) \text{ cm} \rightarrow \text{On adopté un débord de } (L_d = 1\text{m})$$

La surface globale du radier est : S' _(radier + débord) = S _(radier) + S _(débord)

$$S'_{(radier + Débor)} = (28,6 + 1 + 22,1) \times \frac{(9,4 + 2)}{2} + (12 + 1 + 5,6) \times \frac{(9,6 + 2)}{2} = 402,57 \text{ m}^2$$

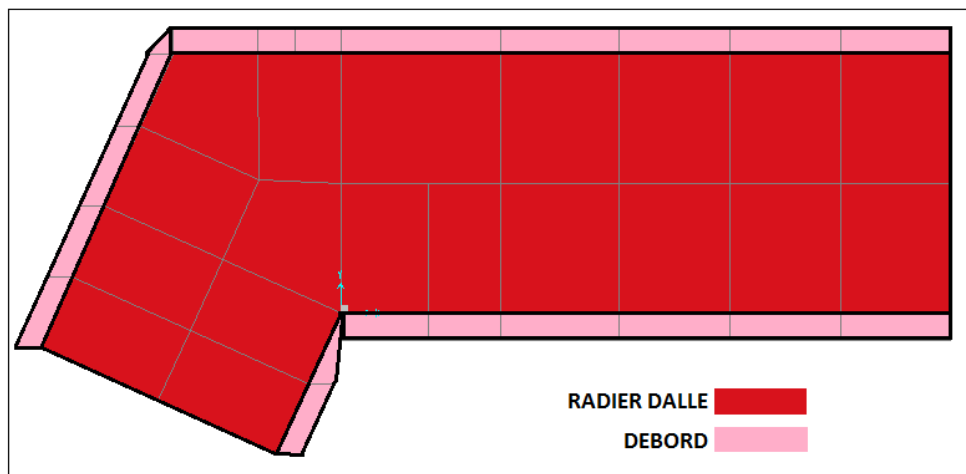


Figure VI-3 : Modèle initial du radier.

VI-7-2-2- Vérification nécessaire :**❖ A) Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma = \Delta_{(max)} \times K \leq \bar{\sigma}_{Admissible}$ à ELS

$$\sigma = \Delta_{(max)} \times K \leq 1,33 \bar{\sigma}_{Admissible} \text{ à ELU}$$

Avec : $(\Delta_{(max)})$: Tassement maximal au niveau du radier à ELS et ELU.

$$(\Delta s_{(max)}) = 0,00768 \text{ m (Donné par SAP2000 à ELS).}$$

$$(\Delta u_{(max)}) = 0,01044 \text{ m (Donné par SAP2000 à ELU).}$$

$$(K) : \text{Coefficient de raideur du sol. } \rightarrow K = 42 \text{ MN/m}^3$$

$$(\bar{\sigma}_{Admissible}) : \text{Contrainte admissible du sol } \rightarrow \bar{\sigma}_{Admissible} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{(ELS)} = 0,00768 \times 42 \leq \bar{\sigma}_{Admissible} = 0,21$$

$$\sigma_{(ELS)} = 0,3225 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{Admissible} = 0,21 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\sigma_{(ELU)} = 0,01044 \times 42 \leq 1,33 \bar{\sigma}_{Admissible} = 1,33 \times 0,21$$

$$\sigma_{(ELU)} = 0,4385 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{Admissible} = 0,2793 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Remarque : Nous avons augmenté la hauteur du radier dalle et nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau VI-1 : Pré dimensionnement du radier et vérification des contraintes.

hr (m)	ELS			ELU		
	$\Delta_{(max)}$ (m)	σ (MPa)	$\leq 0,21$	$\Delta_{(max)}$ (m)	σ (MPa)	$\leq 0,2793$
0,75	0,00768	0,3225	C.N.V	0,01044	0,4385	C.N.V
0,80	0,00732	0,3074	C.N.V	0,009973	0,4189	C.N.V
0,85	0,007248	0,3044	C.N.V	0,00987	0,4145	C.N.V

Conclusion : Malgré l'augmentation de la hauteur du radier, la contrainte dans le sol reste toujours supérieur à la contrainte admissible, donc on passera à un radier nervuré.

VI-7-3- Radier nervuré :

Puisque les contraintes dans le sol n'ont pas été remplies, nous passons à un radier nervuré au lieu d'augmenter la hauteur du radier dalle pour des raisons économiques.

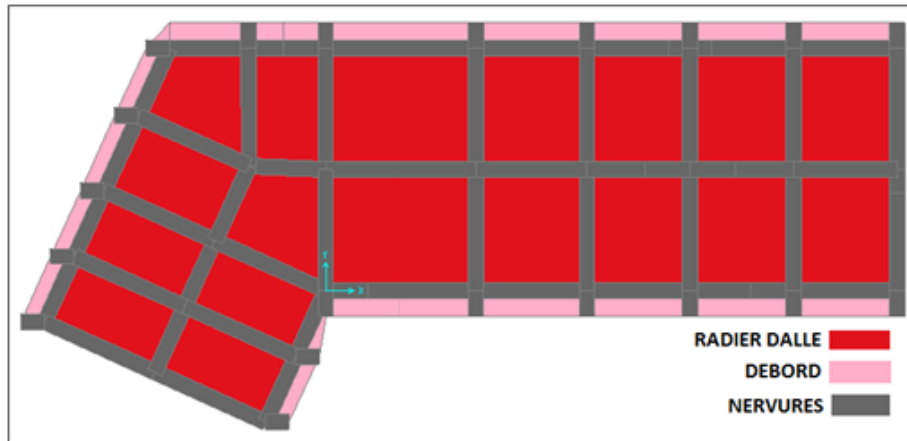


Figure VI-4 : Radier nervuré.

VI-7-3-1- Pré dimensionnement du radier nervuré :

Le pré dimensionnement du radier nervuré se fait par satisfaction des conditions suivantes :

❖ **A) Condition de coffrage :**

(hr) : Hauteur de la dalle du radier ; (ht) : Hauteur des nervures.

(L_(max)) : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (L_(max) = 5,80 m)

$$hr \geq \frac{L_{(max)}}{20} \rightarrow hr \geq \frac{580}{20} \rightarrow hr \geq 29 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{L_{(max)}}{10} \rightarrow ht \geq \frac{580}{10} \rightarrow ht \geq 58 \text{ cm}$$

- **Remarque :** Plusieurs choix des dimensions sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.

On opte pour une hauteur de la nervure (ht = 80 cm) et une largeur (bt = 100 cm).

On opte pour une hauteur du radier (hr = 75 cm).

❖ **B) Calcul de la surface du radier :** (Déjà calculé)

$$S_{(radier)} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{(admissible)}} \rightarrow S_{(radier)} \geq 321,185 \text{ m}^2$$

❖ **C) Calcul de débordement :** (Déjà calculé)

$$(L_d = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}) \rightarrow S'_{(radier + Débord)} = S_{(radier)} + S_{(débord)} = 402,57 \text{ m}^2$$

VI-7-3-2- Vérification de la stabilité du radier :

❖ **A) Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier la condition suivante sous les combinaisons fondamentales et accidentelles :

$$\sigma = \Delta_{(max)} \times K \leq \bar{\sigma}_{Admissible} \text{ à ELS}$$

$$\sigma = \Delta_{(max)} \times K \leq 1,33 \bar{\sigma}_{Admissible} \text{ à (ELU ; ACCIDENTEL)}$$

(K) : Coefficient de raideur du sol. → $K = 42 \text{ MN/m}^3$

($\bar{\sigma}_{Admissible}$) : Contrainte admissible du sol → $\bar{\sigma}_{Admissible} = 0,21 \text{ MPa}$

Tableau VI-2 : Vérification des contraintes.

Choix	$\Delta_{(max)}$ (m)	σ (MPa)	
ELS	0,004479	0,1881 < 0,21	C.V
ELU	0,006096	0,2560 < 0,2793	C.V
ACCIDENTEL	0,005470	0,2297 < 0,2793	C.V

❖ B) Vérification au poinçonnement : D'après C.B.A.93 :

Il faut vérifier la condition suivante : $Nu \leq 0,045 \times Uc \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \times hr$

Avec : (Nu_1) : Effort normal du poteau le plus sollicité à ELU. → ($Nu_1 = 3,27569 \text{ MN}$)

(Nu_2) : Effort normal du voile le plus sollicité à ELU. → ($Nu_2 = 1,18525 \text{ MN/ml}$)

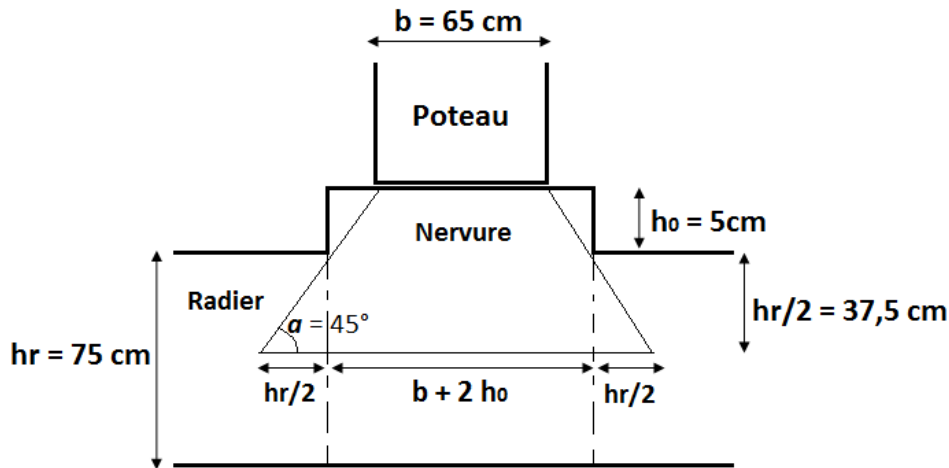


Figure VI-5 : La zone d'impact.

$$Uc_{(poteau)} = 4 \times (a + (2 \times h_0) + hr) = 4 \times (65 + (2 \times 5) + 75) = 600 \text{ cm}$$

$$Uc_{(voile)/ml} = 2 \times (e + (2 \times h_0) + hr) + 2 \times (L + (2 \times h_0) + hr)$$

$$Uc_{(voile)/ml} = 2 \times (20 + (2 \times 5) + 75) + 2 \times (100 + (2 \times 5) + 75) = 580 \text{ cm/ml}$$

▪ Vérification du poteau :

$$Nu_1 \leq 0,045 \times Uc \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \times hr \rightarrow 3,27569 \leq 0,045 \times 6,00 \times \frac{25}{1,50} \times 0,75$$

$$3,27569 \text{ MN} < 3,375 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Vérification du voile :

$$Nu_2 \leq 0,045 \times Uc \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \times hr \rightarrow 1,18525 \leq 0,045 \times 5,80 \times \frac{25}{1,50} \times 0,75$$

$$1,18525 \text{ MN/ml} < 3,2625 \text{ MN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Il y a aucun risque de poinçonnement.

❖ C) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement : D'après RPA99/Version2003

Il faut vérifier la condition suivante :
$$e = \frac{M}{N_s} < \frac{B}{4}$$

Avec : (M) : moment de renversement suivant chaque direction (D'après SAP2000)

(Ns) : Effort normal total (N_s (superstructure) + N_s (Radier) + N_s (Remblai))

(N_s (superstructure) = 67,4488 MN) ; (N_s (Radier) = 7,7090 MN) ; (N_s (Remblais) = 1,449 MN)

($N_s = 67,4488 + 7,7090 + 1,449 = 76,6068$ MN)

(B) : Les dimensions du bâtiment suivant les deux directions.

- **Sens X-X** : ($M_x = 68,500$ MN.m) ; ($N_s = 76,6068$ MN) ; ($B_x = 32,97$ m)

$$e_x = \frac{68,500}{76,6068} < \frac{B}{4} = \frac{32,97}{4} \rightarrow e_x = 0,90 \text{ m} < 8,24 \text{ m} \rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens Y-Y** : ($M_y = 73,429$ MN.m) ; ($N_s = 76,6068$ MN) ; ($B_y = 14,50$ m)

$$e_y = \frac{73,429}{76,6068} < \frac{B}{4} = \frac{14,50}{4} \rightarrow e_y = 0,959 \text{ m} < 3,625 \text{ m} \rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion : Il ya aucun risque de renversement.

❖ D) Vérification de la nécessité d'armatures d'âme :

D'après le (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures d'âme si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU donné par SAP2000/Version2014})$

(b = 1ml) ; (d = 0,9h = 0,675 m)

Calcul de la contrainte admissible : D'après (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

Tableau VI-3 : Les contraintes tangentes.

Sens	Tu (MN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
X-X	0,32315	0,4790	1,16
Y-Y	0,2767	0,4099	1,16

Conclusion : Les contraintes tangentes sont inférieures à la contrainte exigée par le (B.A.E.L) \rightarrow Pas d'armatures d'âme pour la dalle.

❖ E) Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut vérifier la stabilité du bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous pression,

$$N_{s(max)} \geq \gamma_w \times Sr \times H \times F_s$$

Avec: (γ_w) : Poids volumique de l'eau → $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

(Sr) : La surface totale du radier → $Sr = 402,57 \text{ m}^2$

(F_s) : C'est un coefficient de sécurité → $F_s = 3$

(H) : La hauteur d'ancrage du bâtiment → $H = 4,08 \text{ m}$

$$(N_s = 67,4488 + 7,7090 + 1,449 = 76,6068 \text{ MN})$$

$$\gamma_w \times Sr \times H \times F_s = 10 \times 10^{-3} \times 4,08 \times 402,57 \times 3 = 49,275 \text{ MN}$$

$$N_{s(max)} = 76,6068 \text{ MN} \geq 49,275 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'effort normal est supérieur à la poussée hydrostatique.

VI-7-3-3- Moments fléchissant du radier nervuré :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol. D'après SAP2000 :

Tableau VI-4 : Moment fléchissant du radier.

-Sens-	ELU		ELS	
	M (Travée) (KN.m)/ml	M (Appui) (KN.m)/ml	M (Travée) (KN.m)/ml	M (Appui) (KN.m)/ml
x-x	197,04	340,93	144,22	220,07
y-y	173,55	246,62	127,60	181,47

VI-7-3-4- Armatures longitudinales du radier nervuré : D'après le C.B.A.93 :

Le radier est une dalle pleine, les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est donné par le

$$(C.B.A.93) : A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,675 \times \frac{2,10}{400}) \rightarrow A_{st} \geq 8,16 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul du ferrailage : On calcul pour une bande de 1ml

Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,75 m) ; (d = 0,9 × 0,75 = 0,675 m) ; ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$) ; ($f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$) ; ($\mu_R = 0,392$)

En travée (Sens x-x) :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,19704}{1 \times (0,675)^2 \times 14,17} = 0,030519 < \mu_R = 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,030519)}) = 0,03874 \rightarrow Z = 0,675 \times (1 - 0,4 \times (0,03874)) = 0,6645 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,19704}{0,6645 \times 348} = 8,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 8,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui (Sens x-x) :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,34093}{1 \times (0,675)^2 \times 14,17} = 0,0528 < \mu_R = 0,392 \rightarrow Asc = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,0528)}) = 0,06784 \rightarrow Z = 0,675 \times (1 - 0,4 \times (0,06784)) = 0,6567 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{0,34093}{0,6567 \times 348} = 14,92 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 14,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.

Sens	Calculé		Adopté		CBA
	Ast (Appui) (cm ²)	Ast (Travée) (cm ²)	Ast (Appui) (cm ²)	Ast (Travée) (cm ²)	Ast (Min) (cm ²)
X-X	14,92	8,52	9T16=18,10	9T16=18,10	8,16
Y-Y	10,71	7,49	8T16=16,08	8T16=16,08	8,16

Remarque :

Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions. On a augmenté la section des armatures en appuis et en travée a fin de satisfaire la condition à l'état limite de service (ELS)

❖ Calcul des espacements : D'après le C.B.A.93 :

Tableau VI-6 : Espacement minimal.

Direction	Charge répartie
(X-X)	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm
(Y-Y)	Min (4h ; 44 cm) = 44 cm

$$St_{(//Lx)} = \frac{100 - (9 \times 1,6)}{8} = 10,70 \text{ cm} < (3 \times 20 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$St_{(//Ly)} = \frac{100 - (8 \times 1,6)}{7} = 12,45 \text{ cm} < (4 \times 20 ; 44 \text{ cm}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-7-3-5- Vérification à l'état limite de service (ELS) du radier nervuré :

D'après (C.B.A.93), Le radier est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{St} < \bar{\sigma}_{St} \rightarrow \bar{\sigma}_{St} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

❖ Exemple de calcul : On va prendre comme exemple de calcul, la travée (X-X) (b = 1 m) ; (h = 0,75 m) ; (d = 0,675 m) ; (d' = 0,075m) ; (Ms (Travée) = 0,14422 MN.m) (Fe=400MPa) ; (n = 15 coefficient d'équivalence) ; (Asc = 0) ; (Ast = 9T16 = 18,10 cm²)

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 - n \times Ast \times (d - x) = \frac{100}{2} \times (x)^2 - 15 \times 18,10 \times (67,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1933,64 \rightarrow x = \frac{-271,5 + 1933,64}{2 \times 50} = 16,62 \text{ cm}$$

▪ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times (x)^3 + (n) \times (Ast) \times (d - x)^2 \rightarrow I = \frac{100}{3} \times (16,62)^3 + (15) \times (18,10) \times (67,5 - 16,62)^2$$

$$I = 855880,563 \text{ cm}^4 = 85,5880563 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

▪ Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{0,14422 \times 0,1662}{85,5880563 \times 10^{-4}} = 2,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

▪ Contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times Ms \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,14422 \times (0,675 - 0,1662)}{85,5880563 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 128,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-7 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

					Béton		Aciers		
Position	Ms (MN.m)	Ast (cm ²)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	σbc (MPa)	< 15 (MPa)	σst (MPa)	< 201,6 (MPa)	
X-X	Travée	0,14422	18,10	16,62	855880,563	2,801	C.V	128,6	C.V
	Appui	0,22007	18,10	16,62	855880,563	4,274	C.V	196,23	C.V
Y-Y	Travée	0,1276	16,08	15,79	776178,056	2,596	C.V	127,5	C.V
	Appui	0,18147	16,08	15,79	776178,056	3,692	C.V	181,33	C.V

Conclusion : Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

La disposition des armatures est présentée dans la figure suivante :

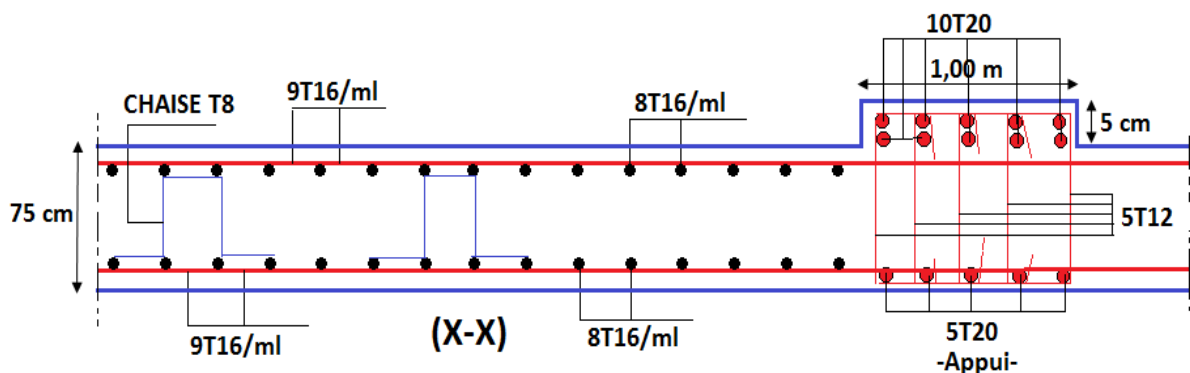


Figure VI-6 : Ferrailages longitudinales du radier (coupe-XX).

VI-7-3-6- Armatures de la nervure :

❖ Armatures longitudinales :

D'après le logiciel de calcul (SAP2000), les sollicitations maximales au niveau des nervures sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI-8 : Sollicitations maximales au niveau des nervures.

Position	ELU		ELS	
	Mu (KN.m)	Vu (KN)	Ms (KN.m)	Vs (KN)
Travée	490,203		359,920	
Appui	478,029	426,871	351,451	313,541

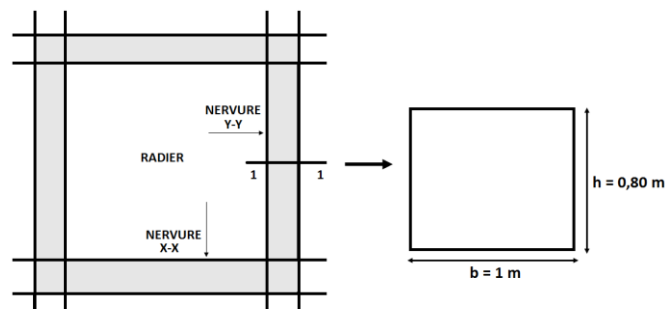


Figure VI-7 : Dimensions des nervures.

Les nervures sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la nervure est donné par le (C.B.A.93) :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,72 \times \frac{2,10}{400}) \rightarrow A_{st} \geq 8,694 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul de ferrailage : On calcul pour une bande de 1ml

Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,80 m) ; (d = 0,9 × 0,80 = 0,72 m) ; (f_{c28} = 25 MPa)

(f_e = 400 MPa) ; (σ_{st} = 348 MPa) ; (f_{bc} = 14,17 MPa) ; (μ_R = 0,392)

En travée : $\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,490203}{1 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,06673 < \mu_R = 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,06673)}) = 0,0864 \rightarrow Z = 0,72 \times (1 - 0,4 \times (0,0864)) = 0,6950 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,490203}{0,6950 \times 348} = 20,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 20,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui : $\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,47803}{1 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,06507 < \mu_R = 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,06507)}) = 0,0841 \rightarrow Z = 0,72 \times (1 - 0,4 \times (0,0841)) = 0,696 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,47803}{0,696 \times 348} = 19,74 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 19,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau VI-9 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.

Calculé		Adopté		CBA
Ast (Appui) (cm ²)	Ast (Travée) (cm ²)	Ast (Appui) (cm ²)	Ast (Travée) (cm ²)	Ast (Min) (cm ²)
19,74	20,27	10T20=31,42	10T20=31,42	8,694

Remarque : Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions. On a augmenté la section des armatures en appuis et en travée a fin de satisfaire la condition à l'état limite de service (ELS)

❖ Armatures transversales :

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutres donnée par :

$$\phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \text{ min} \right) \rightarrow \phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{800}{35} ; \frac{1000}{10} ; 20 \text{ mm} \right)$$

On adopte $A_t = 5\phi_{12} = 5,65 \text{ cm}^2$ (HA) \rightarrow (Cadre entourant les barres des angles, plus deux cadres pour ceux du milieu).

❖ Calcul des espacements des cadres :

- D'après le (C.B.A.93) : $St = \text{min} [(1) ; (2)]$

$$St_{(1)} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t'})} \rightarrow (1)$$

$$St_{(2)} \leq \text{min} (0,9d ; 40\text{cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}) \rightarrow (2)$$

- D'après les règles de RPA99/version2003 :

Zone nodale $\rightarrow St \leq \text{min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_{l(\text{min})} ; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow L(\text{zone nodal}) = (2 \times h) + St_0$

$St_0 = 5 \text{ cm}$ (Selon RPA99/V2003).

Zone courante $\rightarrow St' \leq (h/2)$

Avec : (k = 1 Pour fissuration préjudiciable) ; (τ_u : contrainte tangentielle).

$f_{t'} = \text{min} (f_{t28} ; 3,3\text{MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$; ($\gamma_s = 1,15$) ; ($Fe = 400 \text{ MPa}$) ; ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$)

(h = 80 cm) ; (b = 100 cm) ; ($\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,426871}{0,72} = 0,593 \text{ MPa}$)

Tableau VI-10 : Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.

Types	(RPA99/V2003)				Adopté
	(C.B.A.93)	Zone Nodale		Zone courante	
	St _(min) (cm)	L (cm)	St (cm)	St (cm)	
Nervure	40	160	20	40	15

- D'après le RPA99/version 2003 : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{t (min)} = 0,003 \times St \times b$

$$A_{t (min)} = 0,003 \times 15 \times 100 = 4,50 \text{ cm}^2 < A_{t (adopté)} = 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

VI-7-3-7- Vérification de la nervure :

- ❖ Vérification à l'tat limite de service (ELS) de la nervure :

D'après (C.B.A.93), la nervure est soumise à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

- $\sigma_{St} < \bar{\sigma}_{St} \rightarrow \bar{\sigma}_{St} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

- ❖ Exemple de calcul : On va prendre comme exemple de calcul, la travée de la nervure

(b = 1 m) ; (h = 0,80 m) ; (d = 0,72 m) ; (d' = 0,08m)

(Ms (Travée) = 0,35992 MN.m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15 coefficient d'équivalence)

- Position de l'axe neutre : (Asc = 0) ; (Ast = 10T20 = 31,42 cm²)

$$\frac{100}{2} \times (x)^2 - 15 \times 31,42 \times (72 - x) = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 2647,4221 \rightarrow x = 21,76 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{100}{3} \times (21,76)^3 + (15) \times (31,42) \times (72 - 21,76)^2 \rightarrow I = 1533032 \text{ cm}^4 = 0,01533032 \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{0,35992 \times 0,2176}{0,01533032} = 5,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

- Contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times Ms \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,35992 \times (0,72 - 0,2176)}{0,01533032} = 176,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{St} = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-11 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

Position	Ms (MN.m)	Ast (cm ²)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	Béton		Aciers	
					σbc (MPa)	< 15 (MPa)	σst (MPa)	< 201,6 (MPa)
Travée	0,35992	31,42	21,76	1533032	5,11	C.V	176,93	C.V
Appui	0,35145	31,42	21,76	1533032	4,99	C.V	172,76	C.V

Conclusion : Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

❖ Vérification au cisaillement : D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,426871}{0,72} = 0,593 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

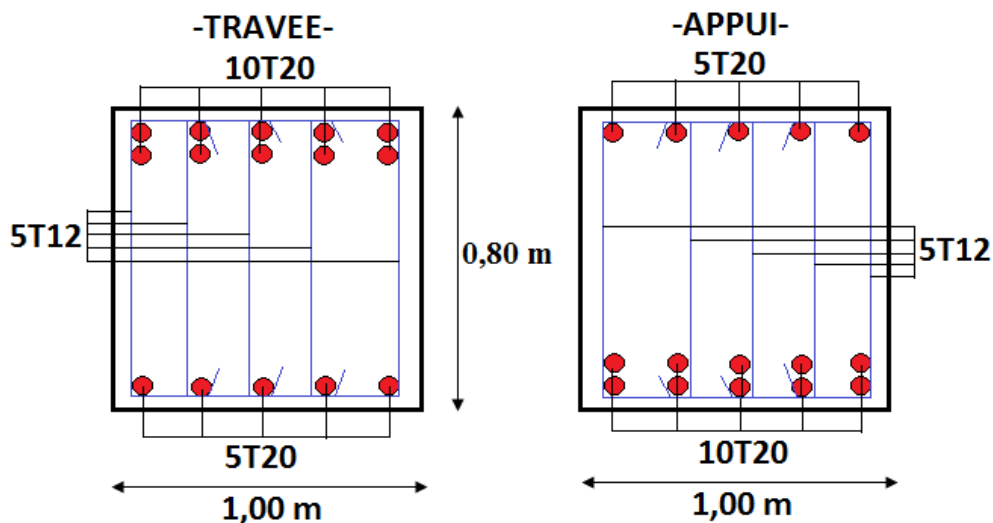


Figure VI-8 : Ferrailage des nervures.

VI-8- Mur de soutènement :

VI-8-1- Introduction :

Afin de donner plus de sécurité à la partie enterrée de la construction (Sous-sol) et donner une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé qui travaille comme obstacle.

On adopte pour notre structure un mur rigide cantilever en béton armé.

VI-8-2- Pré-dimensionnement du mur :

Le pré dimensionnement du mur se fait par satisfaction des conditions suivantes :

- L'épaisseur d'âme (e_0) : $e_0 \geq \frac{H}{12}$ Avec : (H) la hauteur du mur $\rightarrow H = 4,30 \text{ m}$

On prend une épaisseur de 0,35 m.

- Largeur de la semelle : $B \geq 0,20 + 0,45 H \rightarrow$ On prend une largeur de 2,50 m.

- L'épaisseur de la semelle : On prend : ($e_1 = 0,40$ m)
- Largeur de patin : $b \geq \frac{H}{5}$ → On prend une largeur de 1,00 m
- Largeur de talon : $P = B - (b + e)$ → On prend une largeur de 1,15 m.

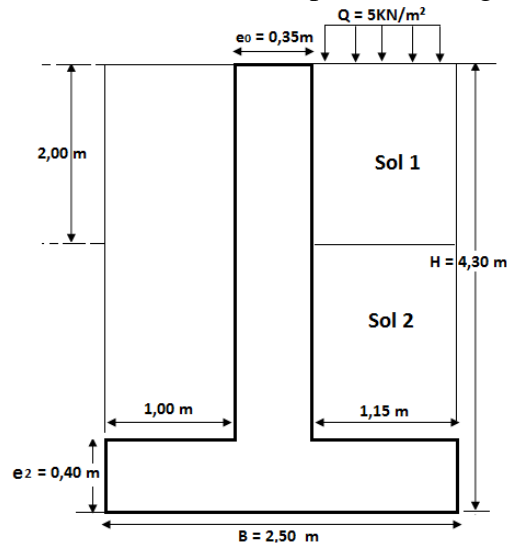


Figure VI-9 : Les dimensions du mur.

VI-8-3- Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport du sol, il y a deux types de sol :

Tableau VI-14 : Caractéristiques géotechniques du sol.

	γ (KN/m ³)	ϕ	H (m)	C (KN/m ²)
Sol (1)	17	30	2,00	0
Sol (2)	18	32	2,30	4,00

Avec : (γ : Poids volumique des terres humides) ; (ϕ : L'angle de frottement interne).
 (H : La profondeur) ; (C : La cohésion).

VI-8-4- Evaluation des charges et des surcharges : Le mur est soumis à deux charges :

- Charge permanente (G) : due à la poussée des terres et le poids propre.
- Surcharge d'exploitation (Q) : due aux passagers → $Q = 5$ KN/m²

VI-8-4-1- Forces et moments de renversement :

Le renversement se fait à cause de la poussée des terres et de la surcharge (Q).

❖ A) Calcul des contraintes :

La contrainte verticale du sol → $\sigma_{sv} = \gamma \times h - (2 \times C \times \sqrt{Ka})$

La contrainte verticale de la surcharge (Q) → $\sigma_{qv} = Q$

La contrainte horizontale du sol → $\sigma_{sh} = Ka \times \sigma_v$

La contrainte horizontale de la surcharge (Q) → $\sigma_{qh} = K_a \times Q$

Avec : (Ka) : Coefficient de poussée → $K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$

- Exemple de calcul : Si (H ≤ 2 m) → $K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = \frac{1 - \sin(30)}{1 + \sin(30)} = 0,33$

$$\sigma_{sh} (h = 0) = \sigma_{sv} (h = 0) \times K_a = 0$$

$$\sigma_{qh} (h = 0) = \sigma_{qv} (h = 0) \times K_a = 5 \times 0,33 = 1,65 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{sh} (h = 2^-) = \sigma_{sv} (h = 2) \times K_a = 17 \times 2 \times 0,33 = 11,22 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{qh} (h = 2^-) = \sigma_{qv} (h = 2) \times K_a = 5 \times 0,33 = 1,65 \text{ KPa}$$

Tableau VI-13 : Contrainte dues au sol et surcharges.

H (m)	C (KPa)	γ (KN/m ³)	ϕ	Ka	σ_{sh} (KPa)	σ_{qh} (KPa)
0	0	17	30	0,33	0	1,65
2 ⁻	0	17	30	0,33	11,22	1,65
2 ⁺	4	18	32	0,31	6,08	1,55
4,30	4	18	32	0,31	18,91	1,55

❖ B) Calcul des forces :

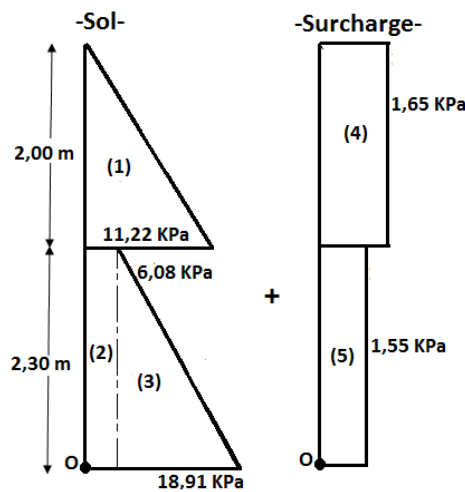


Figure VI-10 : Diagramme des contraintes.

- Exemple de calcul :

$F_1 =$ La surface du diagramme → $M_1 = F_1 \times$ Point d'application

$$F_{1(ELS)} = (11,22 \times 2,00) / 2 = 11,22 \text{ KN/ml} \rightarrow M_{1(ELS)} = (11,22 \times 2,96) = 33,21 \text{ KN.m/ml}$$

$$F_{1(ELU)} = (1,35 \times 11,22 \times 2,00) / 2 = 15,15 \text{ KN/ml} \rightarrow M_{1(ELU)} = (15,15 \times 2,96) = 44,84 \text{ KN.m/ml}$$

$$F_{4(ELS)} = (1,65 \times 2,00) = 3,30 \text{ KN/ml} \rightarrow M_{4(ELS)} = (3,30 \times 3,30) = 10,89 \text{ KN.m/ml}$$

$$F_{4(ELU)} = (1,50 \times 1,65 \times 2,00) = 4,95 \text{ KN/ml} \rightarrow M_{4(ELU)} = (4,95 \times 3,30) = 16,33 \text{ KN.m/ml}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-14 : Forces et moments de renversement à ELU et à ELS.

	P.A/O (m)	ELS		ELU	
		Force (KN)/ml	Mr (KN.m)/ml	Force (KN)/ml	Mr (KN.m)/ml
1	2,96	11,22	33,21	15,15	44,84
2	1,15	13,98	16,08	18,87	21,70
3	0,77	14,75	11,31	19,91	15,33
4	3,30	3,30	10,89	4,95	16,33
5	1,15	3,56	4,10	5,35	6,15
		$\Sigma = 46,81$	$\Sigma = 75,59$	$\Sigma = 64,23$	$\Sigma = 104,35$

VI-8-4-2- Forces et moments stabilisants :

La stabilité du mur est assurée par le poids propre du mur et le poids du remblai.

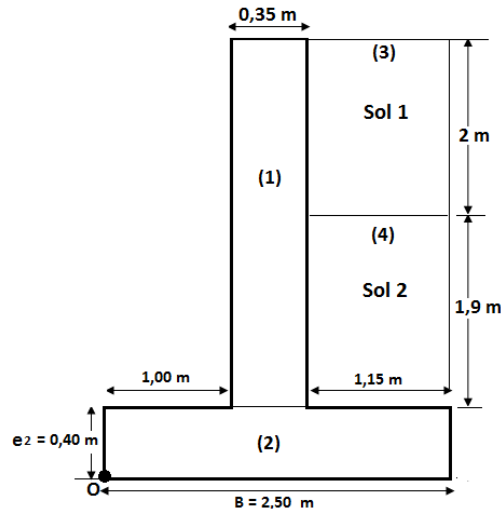


Figure VI-11 : Les charges stabilisantes.

- Exemple de calcul : $\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

$$F_1 \text{ (ELS)} = 0,35 \times 3,9 \times 25 = 34,125 \text{ KN/ml}$$

$$M_1 \text{ (ELS)} = 34,125 \times \left(1 + \frac{0,35}{2}\right) = 40,10 \text{ MN.m/ml}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-15 : Forces et moments stabilisants à ELU et à ELS.

	P.A/O (m)	ELS		ELU	
		Force (KN)/ml	Mr (KN.m)/ml	Force (KN)/ml	Mf (KN.m)/ml
1	1,175	34,125	40,10	46,06	54,13
2	1,25	25,00	31,25	33,75	42,18
3	1,925	39,10	75,26	52,78	101,61
4	1,925	39,33	75,71	53,09	102,21
		$\Sigma = 137,55$	$\Sigma = 222,32$	$\Sigma = 185,68$	$\Sigma = 300,13$

VI-8-5- Vérification de la stabilité du mur :**VI-8-5-1- Vérification au glissement :** Il faut vérifier la condition suivante :

$$F = \frac{\sum \text{Forces stabilisants} \times \text{Tg}(\delta)}{\sum \text{Forces provoquent le glissement}} > 1,50 \rightarrow \text{Butée négligée.}$$

$$\text{Avec : } \text{Tg}(\delta) = \text{Tg}(\emptyset) \rightarrow \text{Tg}(32) = 0,62$$

$$\text{❖ } \text{ELS : } F = \frac{137,55 \times 0,62}{46,81} = 1,82 > 1,50 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{❖ } \text{ELU : } F = \frac{185,68 \times 0,62}{64,23} = 1,79 > 1,50 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Il y a aucun risque de glissement.**VI-8-5-2- Vérification au renversement:** Il faut vérifier la condition suivante :

$$F = \frac{\sum \text{Moments stabilisants/O}}{\sum \text{Moments de renversement/O}} > 1,50 \rightarrow \text{Butée négligée.}$$

$$\text{❖ } \text{ELS : } F = \frac{222,32}{75,59} = 2,94 > 1,50 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{❖ } \text{ELU : } F = \frac{300,13}{104,35} = 2,87 > 1,50 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Il y a aucun risque de renversement.**VI-8-5-3- Vérification au poinçonnement:** Il faut vérifier la condition suivante :

$$x = \frac{|\sum \text{Moments de renversement} - \sum \text{Moments stabilisants}|}{\sum \text{Forces verticales}}$$

$$(e) : \text{L'excentricité} \rightarrow e = \frac{AB}{2} - x$$

$$\text{❖ } \text{ELS : } x = \frac{|75,59 - 222,32|}{137,55} = 1,06 \text{ m}$$

$$e = \frac{2,50}{2} - 1,06 = 0,19 \text{ m} < \frac{AB}{6} = \frac{2,50}{6} = 0,41 \text{ m} \rightarrow \text{La résultante des forces est située dans}$$

le noyau centrale, donc la répartition des contraintes est trapézoïdale.

$$\sigma_{(\max)} = \frac{\sum F_V}{AB} \times \left(1 + \frac{6e}{AB}\right) = \frac{137,55}{2,50} \left(1 + \frac{6 \times 0,19}{2,50}\right) = 80,11 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{(\min)} = \frac{\sum F_V}{AB} \times \left(1 - \frac{6e}{AB}\right) = \frac{137,55}{2,50} \left(1 - \frac{6 \times 0,19}{2,50}\right) = 29,93 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{(\text{moy})} = \frac{3 \sigma_{(\max)} + \sigma_{(\min)}}{4} = \frac{3(80,11) + 29,93}{4}$$

$$\sigma_{(\text{moy})} = 67,57 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{(\text{admissible})} = 210 \text{ KPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **ELU :** $x = \frac{|104,35 - 300,13|}{185,68} = 1,05 \text{ m}$

$e = \frac{2,50}{2} - 1,05 = 0,20 \text{ m} < \frac{AB}{6} = 0,41 \text{ m} \rightarrow$ La résultante des forces est située dans le noyau centrale, donc la répartition des contraintes est trapézoïdale.

$\sigma_{(max)} = \frac{185,68}{2,50} \left(1 + \frac{6 \times 0,20}{2,50}\right) = 109,93 \text{ KPa}$

$\sigma_{(min)} = \frac{185,68}{2,50} \left(1 - \frac{6 \times 0,20}{2,50}\right) = 38,63 \text{ KPa}$

$\sigma_{(moy)} = \frac{3(109,93) + 38,63}{4} = 92,11 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{(admissible)} = 210 \text{ KPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion : Il y a aucun risque de poinçonnement

VI-8-5-4- Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le mur de soutènement est stable.

VI-8-6- Moments fléchissant et efforts tranchant :

Le Murs de soutènement a été modélisé par le logiciel de calcul (SAP2000).

Tableau VI-16 : Moment fléchissant et efforts tranchant.

	ELU		ELS	
	Mu (KN.m)/ml	Tu (KN)/ml	Ms (KN.m)/ml	Ts (KN)/ml
L'âme	93,48	60,59	67,53	44,02
Talon	71,01	117,03	52,85	89,17
Patin	68,69	84,87	50,31	63,59

VI-8-7- Ferrailage du mur de soutènement :

VI-8-7-1- Armatures longitudinales :

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la dalle est donné par le (C.B.A.93) :

$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ et On calcul pour une bande de 1ml

Tableau VI-17 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.

	b (m)	d (m)	Mu (MN.m)	μu	α	Z (m)	Calculé	C.B.A	Adopté
							Ast (cm²)	Ast (cm²)	Ast (cm²)
L'âme	1,00	0,315	0,09348	0,06648	0,086	0,304	8,84	3,81	8T14=12,32
Talon	1,00	0,36	0,07101	0,03867	0,0493	0,3529	5,79	4,35	7T12=7,92
Patin	1,00	0,36	0,06869	0,0374	0,0476	0,3531	5,59	4,35	7T12=7,92

VI-8-7-2- Armatures de répartition :

L'âme : $A_r = 12,32 / 4 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

→ On prend : $A_r = 5T10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Talon et Patin : $A_r = 7,92 / 4 = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

→ On prend : $A_r = 5T10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI-8-8- Vérification à l'état limite de service (ELS) :

D'après (C.B.A.93), Le mur de soutènement est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{St} < \bar{\sigma}_{St} \rightarrow \bar{\sigma}_{St} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

Tableau VI-18 : Les contraintes dans le béton et dans les armatures.

	Ms (MN.m)	Ast (cm ²)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	σbc (MPa)	< 15 (MPa)	σst (MPa)	<201,63 (MPa)
L'âme	0,06753	12,32	9,099	117844,3	5,21	C.V	192,55	C.V
Talon	0,05285	7,92	8,137	110188,6	3,71	C.V	200,46	C.V
Patin	0,05031	7,92	8,137	110188,6	3,90	C.V	190,83	C.V

VI-8-9- Vérification de la nécessité d'armatures d'âme :

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), Le mur ne nécessite aucun armatures d'âme si la contrainte tangente vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

Tableau VI-19 : Vérification au cisaillement.

	Tu (MN/ml)	d (m)	τu (MPa)	< τ _u
L'âme	0,06059	0,315	0,1923	C.V
Talon	0,11703	0,360	0,3250	C.V
Patin	0,08487	0,360	0,2357	C.V

Conclusion : Les contraintes tangentes sont inférieures à la contrainte exigée par le (C.B.A.93) et (B.A.E.L) → Pas d'armatures d'âme pour le mur.

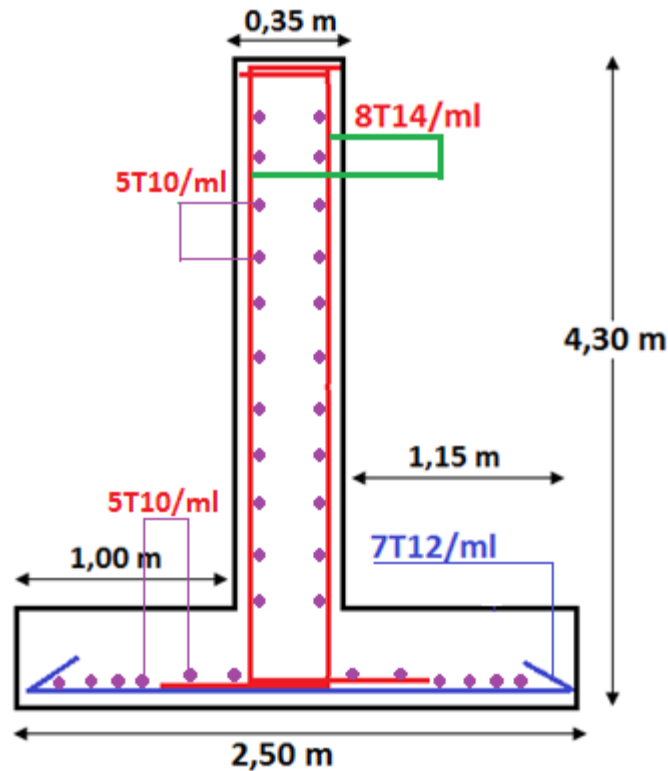


Figure VI-12 : Ferrailage de mur de soutènement.

VI-9- Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon plusieurs critères comme la capacité portante du sol, la distance entre axes des poteaux, l'importance des charges transmises et la profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes et ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général, ensuite sur radier nervuré, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Le calcul du mur de soutènement a aussi fait l'objet de ce chapitre, notre mur est en béton armé, il reprend les efforts de poussées des terres et il travaille comme obstacle, il est calculé à la flexion simple sous un moment fléchissant, on a déterminé les armatures nécessaires pour chaque partie de mur (L'âme, le talon et le patin).

Chapitre 7

Etude Managériale

VII-1- Introduction :

Après l'indépendance, l'État algérien pris en charge la production du logement avec ses propres ressources financières et matérielles et devant la persistance de la crise du logement, l'État a avoué son incapacité à répondre, seul, à cette demande.

A partir des années 1990 et avec la mondialisation, le gouvernement a fixé de nouveaux objectifs et lancé des nouveaux programmes (LSP ; LV ; LR), il a adopté une nouvelle stratégie, mieux élaborée et plus pragmatique, celle-ci passe par la mise en place de nouveaux moyens de financement et la participation de la société civile qui devrait permettre la gestion décentralisée des projets. Avec tout ça, le problème du logement en Algérie a augmenté et il a pris des proportions considérables au fil du temps car, confronté à un rythme d'urbanisation effréné et une croissance démographique trop élevée. Cette poussée démographique, conjugué à un exode rural massif vers les centres urbains, constituent un obstacle majeur face aux multiples efforts fournis par l'état afin d'alléger les retards accusés dans la réalisation des programmes et le non-respect des délais qui n'ont fait qu'aggraver la situation. Concernant les retards, il y a plusieurs raisons qui peuvent être avancées, mais reste que pour l'essentiel, c'est la gestion des projets. Pour de nombreux acteurs du secteur, les raisons des retards dans la réalisation des grands projets d'investissements qui ont subi des réévaluations de coûts sont notamment les mauvaises études managériales et économiques, qui ont souvent donné lieu à de mauvaises estimations des travaux à effectuer et des quantités des matériaux de construction nécessaires à la réalisation.

Selon les experts locaux ayant beaucoup fait de la sous-traitance dans de grands projets, le grand mal réside dans les études, et le problème en Algérie c'est que la plupart des grands projets n'ont pas bénéficié d'études bien ficelées.

Au cours des dernières années, les entreprises de construction en Algérie ont pris conscience des problèmes qui empêchent leur secteur de se développer et ont commencé à travailler avec une nouvelle discipline du management des projets qui comporte plusieurs volets tels que (management des délais et des couts, management des risques et de qualité et management des ressources) pour éviter les retards ou les dépassements de budget.

Dans ce contexte, on va consacrer ce chapitre pour faire appel aux notions de management pour définir le délai et le coût global du projet, et le management des risques.

VII-2- Discipline du management des projets :

VII-2-1- Le projet :

Selon la norme ISO 9000, Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques, incluant les contraintes de délais, de coûts et de ressources. [2]

Un projet est généralement considéré comme réussi s'il atteint les objectifs prédéfinis dans les délais et avec le budget convenu. Souvent un triangle, appelé la (triple contrainte), est utilisé pour résumer ce que représente un management de projet.

Les trois facteurs les plus importants dans le management du projet sont :

- ❖ La performance (le projet doit être réalisé dans des bonnes conditions).
- ❖ Le coût (le budget alloué doit être respecté).
- ❖ Le délai (le projet doit être livré à temps).

Le thème central qui relie ces trois composantes est le terme (Qualité) puisque le projet doit répondre aux exigences de qualité du ou des clients.



Figure VII-1 : Triangle d'Or du projet.

VII-2-2- Management de projet :

Le management de projet est l'application de connaissances, de compétences, d'outils et de techniques aux activités d'un projet afin d'en satisfaire les exigences. Le management de projet est effectué en appliquant et en intégrant, de manière appropriée, les processus de management de projet groupés logiquement dans les groupes de processus suivants :

(Démarrage ; Planification ; Exécutions ; Surveillance et maîtrise et enfin la Clôture). [1]

En résumé, le management de projet fournit à la fois :

- ❖ Une plus grande probabilité d'obtenir un résultat souhaité,
- ❖ L'efficacité du groupe de travail à satisfaire les différents besoins des parties prenantes du projet.
- ❖ La garantie d'une bonne utilisation des ressources.

VII-2-3- Rôle du gestionnaire de projet (Le manager) :

Le rôle du chef de projet est en effet d'une grande importance. Ce dernier a une responsabilité non négligeable puisqu'il doit diriger, superviser et contrôler le projet du début à la fin.

Voici quelques exemples de ce qu'un gestionnaire de projet doit accomplir :

- ❖ Il doit définir le projet, le réduire à un ensemble de tâches à gérer, obtenir des ressources appropriées et construire une équipe pour effectuer le travail.
- ❖ Il doit aussi définir l'objectif final du projet et motiver l'équipe de projet afin qu'elle termine le travail à temps.
- ❖ Il doit informer régulièrement toutes les parties prenantes des progrès du projet.
- ❖ Il doit sans cesse évaluer les risques car, aucun projet ne se déroule jamais tout à fait comme prévu.

VII-2-4- Cycle de vie d'un projet de construction :

Un projet de construction se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Le nombre de phases ainsi que leur degré de difficulté peuvent varier d'une application à une autre. L'ingénieur responsable d'un projet devra définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet.

Notre projet a un début et une fin déterminée et entre les deux il y a un ensemble des phases qui sont regroupés dans le schéma suivant :

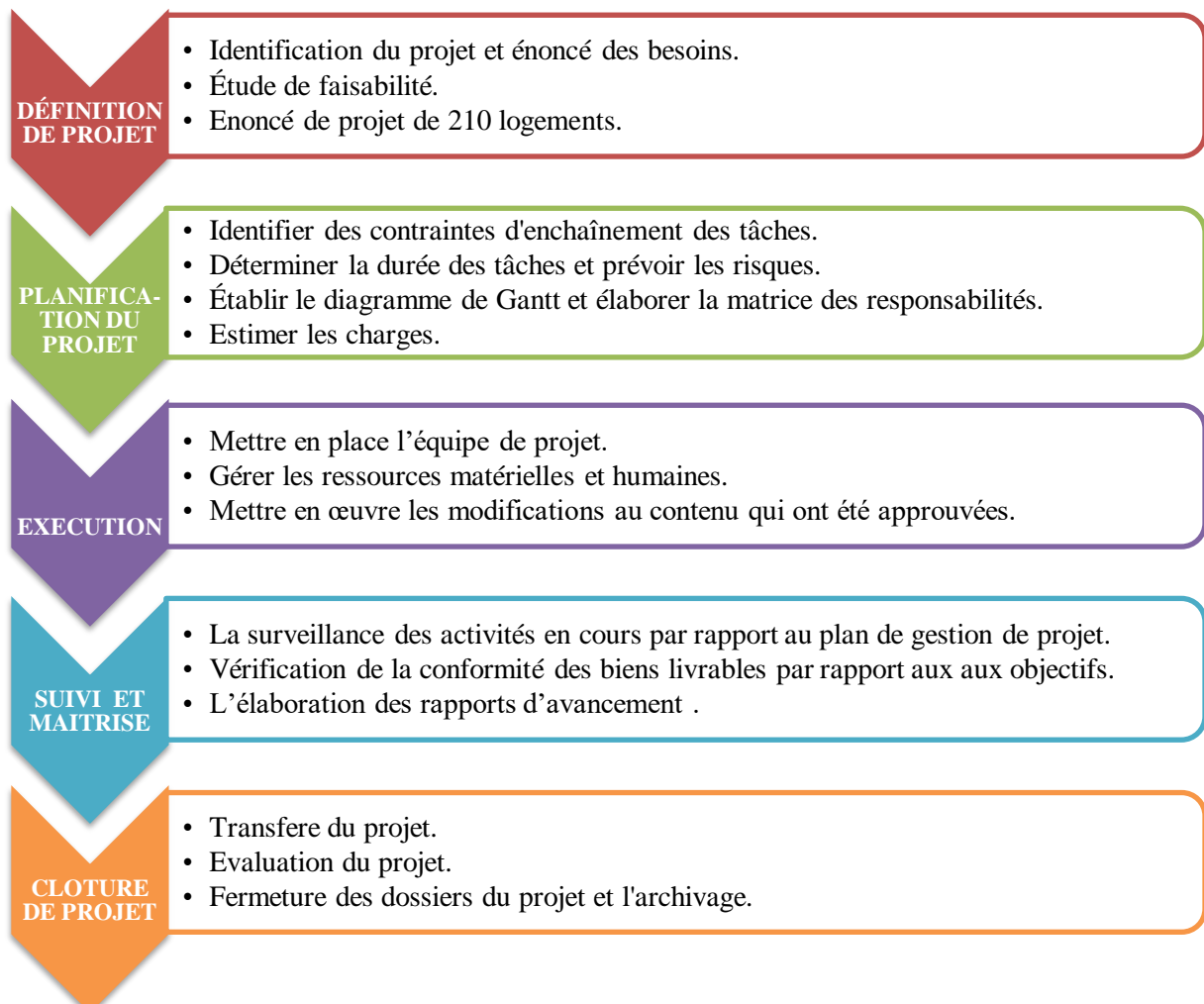


Figure VII-2 : Les phases de notre projet.

❖ **Remarque :**

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous intervenons spécialement dans la première phase de définition pour le contenu technique du projet (Partie étude et calcul), puis nous intervenons dans la phase planification pour déterminer le calendrier, le budget et les ressources nécessaires pour la réalisation de notre projet, et pour identifier quelque risque probable au cours de la réalisation de notre projet et proposer des actions de préventions, des stratégies de réponse et des plans de substitution.

VII-3- Présentation de notre projet :

Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un projet de construction de logements promotionnel aidé (LPA) en béton armé, Ce projet contient neuf blocs séparés par un joint parasismique et il se compose de 210 logements à usage d'habitation, un sous-sol parking de 100 places et un RDC de 50 locaux commerciaux. Il est réalisé à Hai El Yamine, commune de BIR EL DJIR, wilaya d'ORAN.

Nous sommes chargés d'étudier spécialement le bloc d'angle (A1) qui occupe une surface de (322,77 m²) sur terrain, il est composé d'un parking sous terrain, huit locaux aux niveaux du RDC et 40 logements répartis sur dix étages, ces derniers sont classés en quatre catégories :

- ❖ F3a : Surface habitable : 69,03m².
- ❖ F3b : Surface habitable : 58,78m².
- ❖ F4a : Surface habitable : 79,54m².
- ❖ F4b : Surface habitable : 77,18m².

VII-3-1- Le acteurs de notre projet :

Un projet de construction est composé de multiples acteurs dont les missions sont bien définies. Le tableau ci-dessous reprend chaque acteur(s) concerné(s) dans notre projet, sa mission et ses responsabilités.

Les acteurs de notre projet sont représentés dans la figure suivante :

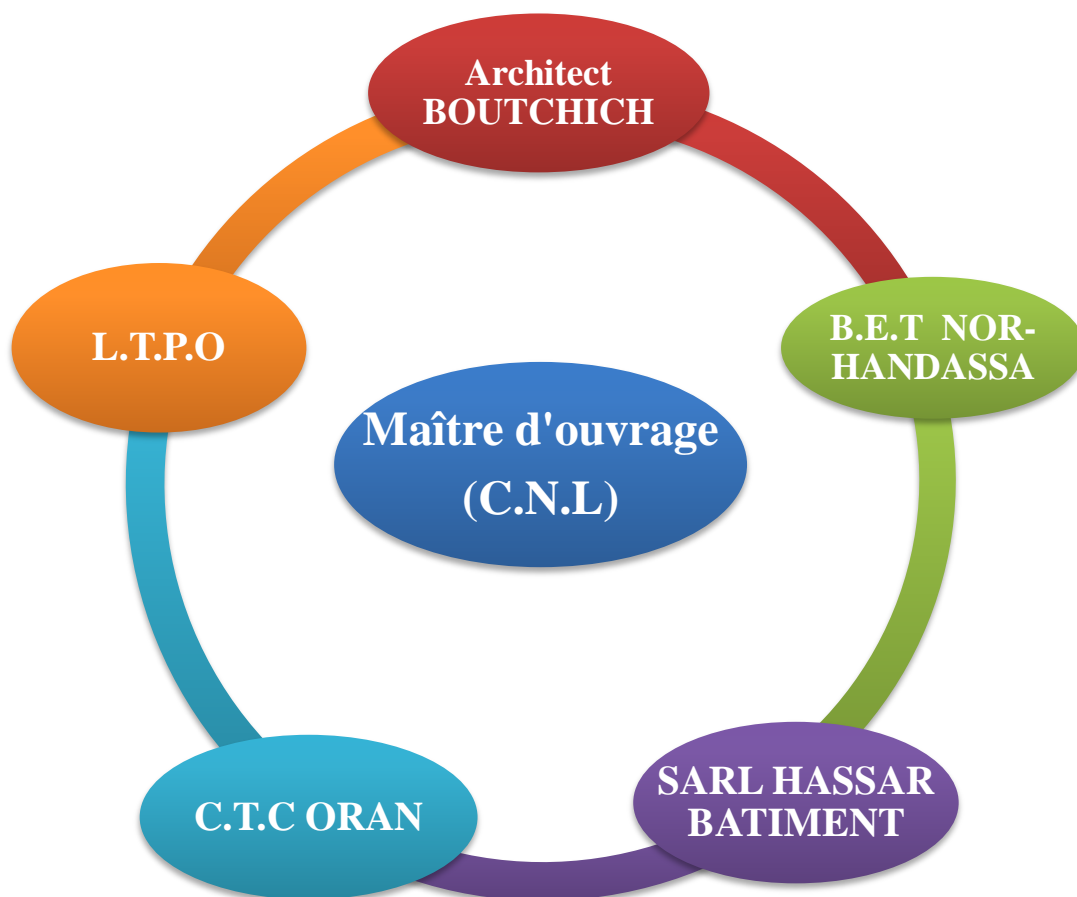


Figure VII-3 : Les acteurs de notre projet.

Il faut noter que le nombre des intervenants est en fonction de la taille et de la complexité du projet, pour cela, les divers intervenants doivent être identifiés, avec leurs rôles et les fonctions qu'ils doivent remplir, ils doivent connaître ses parts de responsabilité. [2]

Tableau VII-1 : Les missions des acteurs du projet.

ACTEUR	L'AUTORITE	MISSIONS
Maître d'ouvrage	La Caisse Nationale du Logement (C.N.L)	Ils assurent les moyens pour faire aboutir le projet (financement des travaux, disponibilité du terrain, autorisations..). Ils définissent l'objectif, les délais et le budget du projet, c'est les donneurs des ordres.
Architecte	L'Architecte BOUTCHICHE MOHAMED	Il est souvent le premier interlocuteur du Maître d'ouvrage. En fonction de son budget, il conçoit et dessine le bâtiment pour répondre au cahier des charges (fonctionnalité, esthétique).
Bureau d'études techniques	B.E.T NORHANDASSA	Il dimensionne les éléments conformément au projet et aux réglementations et il calcule et dessine les plans de structure qui seront vérifiés par le bureau de contrôle, puis utilisés par l'entreprise de gros œuvre.
	Le laboratoire des travaux public de l'Ouest (L.T.P.O),	Il détermine la qualité du sol, ses caractéristiques mécaniques et les dispositions à prendre en fondations.
Maître d'œuvre	SARL HASSAR BATIMENT	Il est le chef d'orchestre du projet de construction. Il réalise les travaux selon leur corps d'état suivant le cahier des charges et il s'assure du respect des délais, du budget, assure la bonne direction des travaux et en est responsable devant le Maitre d'ouvrage.
	B.E.T NORHANDASSA	Ils suivent l'avancement du chantier.
Bureau de contrôle	L'organisme national de contrôle de la construction de l'Ouest (C.T.C)	Il s'assurer du respect des normes en phase conception et travaux. Il vérifie les calculs, les plans d'architecte et du BET. Le bureau de contrôle est le référent technique du Maitre d'Ouvrage, s'il y a un doute, le CTC ne dira pas juste (c'est bon, c'est bon).

VII-3-2- Matrice des responsabilités (RACI) :

La réussite d'un projet repose sur une définition claire et précise des rôles et des responsabilités de chacun des acteurs. Cet outil apporte une réponse très opérationnelle pour visualiser d'un coup d'œil la répartition des rôles.

Le nom de cette matrice est un acronyme des mots anglais suivants :

- ❖ **(R)** : Responsable → Il fait l'action.
- ❖ **(A)** : Accountable → Il supervise et rend des comptes.
- ❖ **(C)** : Consulted → Il conseille et donne des informations.
- ❖ **(I)** : Informed → Il doit être informé.

Tableau VII-2 : La matrice RACI.

Les Acticités	Personnes				
	Maître d'ouvrage	Architecte	B.E.T	Maître d'œuvre	CTC
Définition du projet	R	/	/	/	/
Conception architectural de projet	A	R	C	/	A
Etude technique du projet	A	C	R	/	A
Choix d'entreprise	R	A	/	I	/
Planning de projet	I	C	C	R	/
L'exécution de projet	I	C	C	R	A
Suivi de l'avancement de projet	I	/	R	A	A
Clôture	R	/	C	C	A

VII-4- Planification de notre projet :

La gestion de projet est une démarche visant à structurer, assurer et optimiser le bon déroulement d'un projet. Le chef projet est le premier responsable pour compléter cette mission, il doit être savoir en négocier l'objectif mais aussi prévoir. Pour cela, il faut savoir mettre en œuvre les outils de l'analyse fonctionnelle, de planification (WBS, Gantt), gérer un budget, motiver et animer l'équipe du projet, maîtriser les risques. Tout cela en conciliant les intérêts du propriétaire et des parties prenantes.

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons fixé comme objectifs de définir le délai et le coût. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons utilisé les outils suivants :

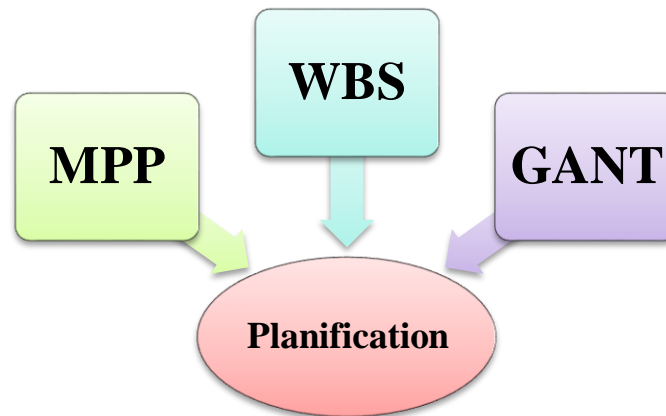


Figure VII-4 : Outils utilisés planifier.

VII-4-1- La matrice des priorités (MPP) :

Les chefs de projet sont confrontés en permanence à des choix dans leurs actions ou leurs décisions :

- ❖ Réaliser le projet dans les délais, mais avec un coût supplémentaire.
- ❖ Faire moins cher mais peut être au détriment de la qualité.
- ❖ Gagner sur les coûts ou les délais mais en dégradant les conditions de travail.

Pour notre étude, nous avons fixé la performance du projet comme contrainte, et nous avons optimisé le coût et le délai.

Tableau VII-3 : Matrice des priorités.

	Contenue	Délai	Coût
Restriction			
Optimisation			
Acceptation			

VII-4-2- Works breakdown structure (WBS):

La WBS est une approche systémique, elle consiste en un découpage technique du projet. Elle apparaît sous forme de représentation graphique du projet, le découpant par niveaux successifs jusqu'au degré de détail nécessaire à une planification et un contrôle adéquats. [2]

La WBS permet de visualiser l'ensemble du projet et d'éviter les oublies et permet aussi d'achever le projet dans le temps voulu.

Pour notre WBS, nous avons utilisé le jugement des experts (des gens spécialisés dans le domaine de la planification et nos encadreurs) pour définir les activités et déterminer un séquençement logique de ces dernières. Le jugement d'expert peut apporter des informations de projets similaires antérieurs.

On a utilisé le logiciel (MINDVIEW 70) pour la réalisation de la WBS, il est spécialisé dans la conception des organigrammes.

La WBS est représenté dans l'Annexe (B). Et voici la partie des livrables de notre projet.

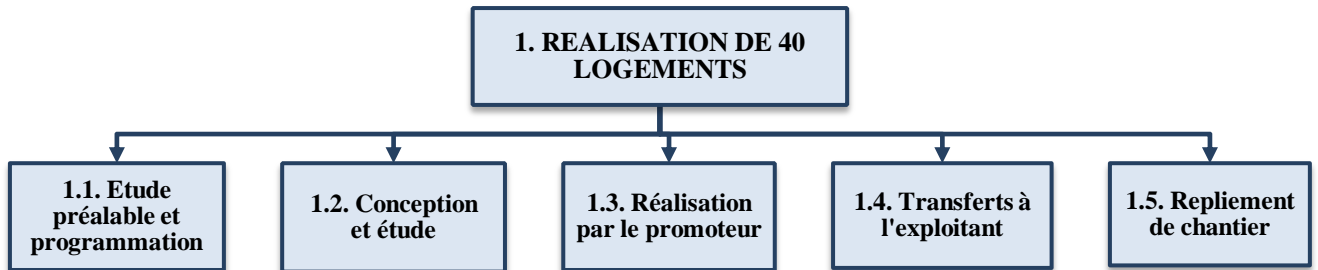


Figure VII-5 : Livrables de notre projet.

VII-4-3- Diagramme de Gantt :

Le diagramme de GANTT permet de réaliser une représentation graphique du déroulement d'un projet et de rendre compte de son avancement. [2]

VII-4-3-1- Détermination des ressources humaines :

Les ressources humaines sont les ressources les plus importantes d'un projet. Après la détermination des tâches nécessaires à la réalisation de notre projet (WBS), on a déterminé les différentes qualifications et compétences nécessaires à l'accomplissement des différentes tâches. On a dressé une liste de tous les savoir-faire et compétences dont nos besoins, (Compétences métiers, Techniques, Managériales, etc.)

Cette opération a été validée par un ancien chef de projets et par un spécialiste de planification de projet. Le nombre des effectifs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-4 : Nombre des effectifs.

Effectifs	Nombre des personnes
Chef de chantier	1
Groupe des coffreurs	8
Groupe des ferrailleurs	8
Groupe des maçons	8
Groupe des ouvriers	6
Groupe des carreleurs	4
Groupe des électriciens	2
Groupe des plombiers	2
Groupe des menuisiers	2
Groupe des peintres et plâtriers	6
Groupe des gardiens	2

VII-4-3-2- Détermination des ressources matérielles :

Les ressources matérielles englobent tout ce que possède déjà l'entreprise, mais également tout ce qui sera nécessaire à la réalisation du projet, matériels et équipements (Outils, machines, matériaux de construction, etc.). Cela implique différents types d'investissements comme l'achat ou la location de matériels, d'outils ou de lieux que l'entreprise ne possède pas.

Dans notre étude, on a déterminé les ressources matérielles en fonction des différentes tâches, mais aussi en fonction du budget alloué au projet, des délais et de la qualité souhaitée et on se consultant avec des experts qui ont une grande expérience dans le domaine du bâtiment.

On résume dans ce tableau quelques ressources matérielles.

Tableau VII-5 : Ressources matérielles.

Matérielles	Achat	Location
Pelle hydraulique		
Camions 10 Tonnes		
Compacteur		
Bétonnières		
Vibreux à Béton		
Grue fixe 40 Tonnes		
Citerne eau		
Coudeuse de fer		
Coffrage métallique		
Groupe électrogène		
Outillage de la maçonnerie		

VII-4-3-3- Estimation de la durée des activités :

La durée des activités est souvent difficile à estimer en raison du nombre de facteurs qui peuvent l'influencer. Pour estimer la durée de réalisation des activités ou des tâches du projet, il existe plusieurs méthodes notamment :

- ❖ Le jugement d'expert.
- ❖ L'utilisation de l'information historique.
- ❖ Le chronomètre des tâches.

Dans notre cas, la durée des tâches est déterminée on se rapprochant d'experts du domaine de bâtiment et on se consultant avec nos encadreurs.

La durée d'une tâche va dépendre du nombre de ressources humaines qui lui est affecté.

On résume la durée de quelque tâche dans le tableau suivant :

Tableau VII-6 : La durée de quelque tâche.

Les tâches	La durée (jours)
Installation du chantier.	5
Terrassement en excavation.	20
Coulage de radier.	1
Façonnage de ferrailage des poteaux.	3
Pose de coffrage métallique des poteaux.	3
Coulage des poteaux.	1
Construction des murs en double paroi pour un étage.	10
Pose des revêtements (Carrelage et faïence) pour un étage.	14
Nettoyage pour un étage	2
Installation de l'ascenseur.	20

VII-4-4-4- Utilisation de logiciel de la planification (MS Project) :

Le MS Project est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données de projet.

Nous avons déjà déterminé les durées des activités, donc ils nous restent que d'identifier et documenter les liens logiques entre les activités de l'échéancier, il existe plusieurs types des liens :

- ❖ **Liaison fin-début** : Le démarrage de l'activité successeur dépend de l'achèvement de l'activité antécédente. [2]
- ❖ **Liaison fin-fin** : L'achèvement de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente. [2]
- ❖ **Liaison début-début** : Le démarrage de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente. [2]
- ❖ **Liaison début-fin** : L'achèvement de l'activité successeur dépend du démarrage de l'activité antécédente. [2]

Nous avons introduit toutes les informations sur logiciel MS Project et on obtient les résultats suivants :

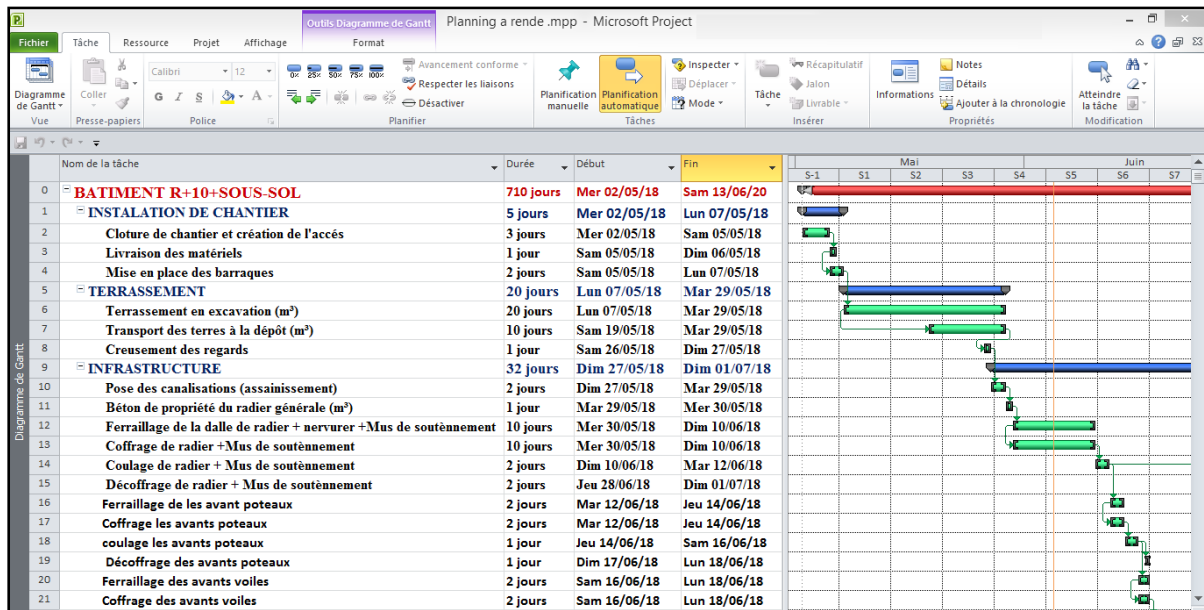


Figure VII-6 : Le planning de notre projet.

- ❖ Le début du projet est prévu le : 02/05/2018.
- ❖ La fin du projet est prévu le : 13/06/2020.
- ❖ La durée du projet est de 710 jours de travail.
- ❖ La durée du projet en mois est d'environ 24 mois.

VII-5- Le devis quantitatif - estimatif de notre projet :

Le devis quantitatif estimatif est le document par lequel il est possible d'estimer le coût des travaux pour la réalisation de notre bâtiment (ou une partie de celui-ci).

VII-5-1- Méthode de calcul :

Pour réaliser l'ouvrage prévu en respectant le budget contractuel, il est nécessaire de planifier, d'estimer, de budgétiser et de bien maîtriser les coûts du projet. [2]

Pour l'estimation des coûts, il existe plusieurs moyens et plusieurs méthodes :

❖ Méthode analytique (Ascendante) :

Cette méthode permet d'évaluer le coût de notre projet à partir de la décomposition du travail à réaliser en tâches élémentaires (WBS). C'est à la fois la plus ancienne, la plus classique et la plus répandue de toutes les méthodes rationnelles d'estimation de coût. [3]

Elle nécessite la connaissance des taux de coût ou les coûts unitaires de chaque ressource (Salaire horaire du personnel, Prix d'un matériau au mètre cube).

❖ Estimation par analogique (Descendante) :

L'estimation des coûts par analogie consiste à utiliser le coût réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du coût du projet actuel. Cette technique est souvent utilisée pour estimer les coûts lorsqu'on ne dispose que d'informations limitées sur le projet, notamment dans ses premières phases. L'estimation des coûts par analogie utilise le jugement d'expert. [2]

❖ Estimation paramétrique :

L'estimation paramétrique est une technique partant d'une relation statistique entre des données historiques et d'autres variables (exemple : (la construction d'une maison coûtera un certain prix au mètre carré habitable). [2]

La figure suivante nous montre les modèles d'estimation des coûts et leur application :

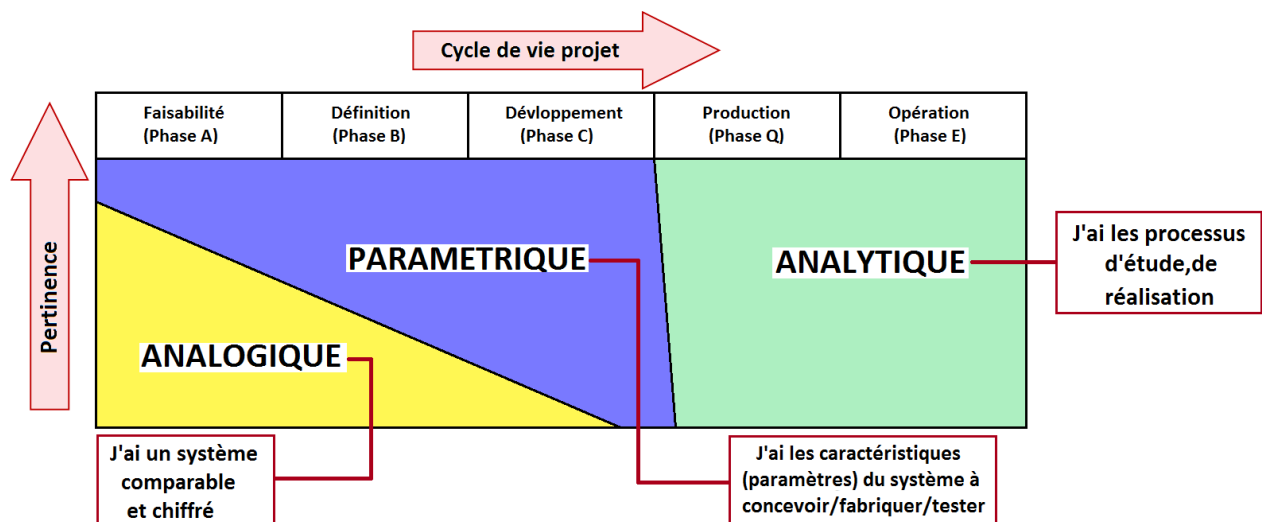


Figure VII-7 : Modèles d'estimation des coûts et leur application. [4]

L'estimation du coût de notre projet à été faite par la méthode la plus fiable, la méthode analytique, c'est-à-dire on détermine les taux de coût des ressources.

Afin de calculer le coût des activités de l'échéancier, nous avons consulté un chef de projet et un conducteur des travaux expérimenté qui ont une connaissance complète des prix unitaires réels de chaque ressource (Salaire horaire du personnel ; Prix d'un matériau au mètre cube ; Prix horaire d'une location d'un engin et etc.)

Remarque :

- On va faire une comparaison avec la méthode paramétrique.

Pour calculer le devis de notre projet, on doit suivre une séquence logique résultante des phases suivantes :

- ❖ **Classification des travaux** : Dans différents groupes de travail homogènes.
- ❖ **Mesure des travaux** : Consiste à évaluer la juste quantité pour chaque élément du métré nécessaire à la mise en œuvre du projet.

VII-5-2- Calcul de devis quantitatif :

Le devis quantitatif ne comporte que les descriptions des prestations vendues, ainsi que les quantités à réaliser. [3]

VII-5-2-1- Devis quantitatif des armatures :

La quantité des armatures est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau VII-7 : Quantité des armatures.

Ø (mm)	Longueurs (m)	Poids de 1 ml (KG)	Poids total (KG)	Poids total (Q)
T20	5506,05	2,45	13489,82	134,8982
T16	32701,3	1,568	51275,64	512,7564
T14	15169	1,201	18217,97	182,1797
T12	29347,55	0,882	25884,54	258,8454
T10	211562,15	0,613	129687,6	1296,876
T10	9207	0,613	5643,89	56,4389
T8	70943,19	0,392	27809,73	278,0973
T6	13167,6	0,222	2923,21	29,2321
			$\Sigma = 274932,4$	$\Sigma = 2749,324$

VII-5-2-2- Devis quantitatif du béton :

Tableau VII-8 : Quantité du béton.

Lots	Eléments	Volume (m ³)
Infrastructure	Radier général	409,0255
	Mur de soutènement	94,84
Superstructure	Poteaux	406,191
	Poutres	265,94
	Voiles	222,9034
	Escalier	23,556
	Plancher (16+5)	224,82
	Plancher dalle pleine	162,7835
	Acrotère	6,91
		$\Sigma = 1816,9694$

VII-5-2-3- Devis quantitatif de la maçonnerie :**Tableau VII-9** : Quantité de la maçonnerie.

Niveaux	Briques de (10 cm)	Briques de (15 cm)
Sous sol	4315	4315
RDC	6106	6255
Etage 1- Etage 10	10 × 6810	4682
	$\Sigma = 78521$	$\Sigma = 57390$

VII-5-2-4- Devis quantitatif du hourdis :**Tableau VII-10** : Quantité du hourdis.

Niveaux	Hourdis
RDC	2180
Etage 1- Etage 10	10 × 2476,67
Terrasse	2477
	$\Sigma = 29427$

VII-5-3- Calcul de devis quantitatif - estimatif de notre projet :

Après la détermination des quantités nécessaires pour la réalisation du bâtiment, on passe à un calcul de devis estimatif, on applique les prix unitaire aux quantités calculées.

Le devis quantitatif-estimatif est résumé dans le tableau suivant :

Avec :

(PU (DA) en H.T) : Le prix unitaire en Dinar Algérien et en hors taxe.

(Totale (DA) en H.T) : Le montant total en Dinar Algérien et en hors taxe.

Le taux de TVA est de 19% en 2018.

Tableau VII-11 : Devis quantitatif et estimatif.

N	Désignations des ouvrages	Unité	Quantité	P.U (DA) en H.T	Totale (DA) en H.T
I) Lot Terrassement					
1	Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiment compris de réglage de paroi et le nettoyage de fond et toute sujétion d'exécution.	M ³	2249	500	1124500
2	Evacuation de la terre à la décharge publique. Compris de chargement et déchargement et toutes sujétions d'exécution.	M ³	2249	400	899600
Sous total Terrassement					2024100

II) Lot Infrastructure					
1	Béton de propreté dosé à 250 kg/m ³ 10cm d'épaisseur.	M ³	40,3	8000	322400
2	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour le radier générale et la nervure. Compris coffrage façonnage des aciers et coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	94,9	42000	3985800
3	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour le mur de soutènement. Compris coffrage façonnage des aciers et coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	308,4	42000	12952800
4	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour les avants poteaux. Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	12,7	42000	533400
5	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour voile. Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	7	42000	294000
6	Hérissone en pierre sèche y compris le remplissage et le compactage et l'arrosage d'épaisseur 10cm et toutes sujétions d'exécution.	M ²	80,5	1200	96600
7	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour plateforme. Compris coffrage treillis soudé coulage décoffrage nettoyage et toutes sujétion d'exécution.	M ³	60,4	35000	2114000
Sous total Infrastructure					20299000
III) Lot Assainissement					
1	Exécution de regard de chute en béton armé dosé 350kg/m ³ compris de coffrage ferrailage coulage décoffrage et toutes sujétion.				
1-1	60×60	U	8	15000	120000
1-2	80× 80	U	8	20000	160000
1-3	100×100	U	8	25000	200000
2	Assainissement en PVC Ø60 (ml) fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétion.	MI	41	5000	205000
3	Assainissement en PVC Ø40 (ml) fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétion.	MI	38	4500	171000

4	Exécution de caniveau en béton armé 0,4 × 0,5 compris de coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage.	MI	20	20000	400000
Sous total Assainissement					1256000
IV) lot Superstructure					
1	Béton armé dosé à 350kg/m ³ . Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration				
1-1	Poteaux.	M ³	393,6	42000	16531200
1-2	Voiles.	M ³	215,9	42000	9067800
1-3	Poutre (principale, chainage).	M ³	266	42000	11172000
1-4	Escalier.	M ³	23,6	42000	991200
1-5	Dalle pleine.	M ³	162,8	45000	7326000
1-6	Acrotère.	M ³	6,9	40000	276000
2	Plancher en corps creux de (16+5) cm comporte de poutrelle en béton armé dosé à 350kg/m ³ et dalle de compression et hourdis et treillis soudé de (15×15) compris de coffrage ferrailage des poutres et poutrelles coulage décoffrage vibration et nettoyage.	M ²	2676,5	3500	9367750
Sous total Superstructure					54731950
V) Lot Maçonnerie					
1	Mur extérieur en double parois de 30cm en brique de 15cm plus brique en 10cm avec une lame d'air de 5cm avec un joint vertical et horizontal en ciment entre les briques.	M ²	2496,5	2400	5991600
2	Mur intérieur simple paroi en brique creuse d'épaisseur (ep=15cm) avec joint de ciment verticale et horizontale.	M ²	984,3	1800	1771740
3	Mur intérieur simple paroi en brique creuse d'épaisseur (ep=10cm) avec joint de ciment verticale et horizontale.	M ²	2214,1	1500	3321150
4	Enduits extérieurs des murs doubles parois en 3 couches et sujétions d'exécution.	M ²	2496,5	1000	2496500

5	Enduits intérieurs des murs simples parois et plafond en 2 couches et toutes sujétions d'exécution.	M ²	12833,3	800	10266640
Sous total Maçonnerie					23847630
VI) Lot Evacuation intérieure					
1	Fourniture et posé tuyauterie en PVC de Ø110 pour des eaux pluviale et usées compris des pièces, colliers toutes sujétions d'exécution.	ML	310	1800	558000
2	Fourniture et posé de conduite de raccordement en PVC de Ø40 y compris accessoires, colliers toutes sujétions d'exécution.	ML	216	750	162000
3	Fourniture et posé de conduite de raccordement en PVC de Ø80 pour compris des pièces, colliers toutes sujétions d'exécution.	ML	300	1500	450000
4	Fourniture et posé de siphon de sol complet de Ø40.	U	80	1000	80000
Sous total Evacuation intérieure					1250000
VII) Lot Ouvrages divers					
1	Exécution d'un potager de cuisine compris de paillasse en béton armé et une plaque de marbre et jambage en brique avec réservation d'évier et enduit extérieur et intérieur et pose de cadre en bois et toutes sujétion d'exécution.	U	40	50000	2000000
2	Exécution de conduite de fumé type shunt compris enduis en ciment et branchement de chauffage et toutes sujétion d'exécution.	ML	152	3000	456000
3	Exécution de conduite d'aération et toute sujétion d'exécution.	ML	152	2500	380000
4	Fourniture et pose de grille d'aération pour ventilation de la cuisine en PVC.	U	80	5000	400000
5	Fourniture et pose d'ascenseur compris des équipements, installation et réglage et toutes sujétions d'exécution.	U	1	4800000	4800000
Sous total Ouvrage divers					8036000
VIII) Lot Revêtement					

1	Fourniture et pose de la dalle de sol de qualité (logements, locaux, placard, cage escalier) compris de mortier en ciment et joint de ciment blanc et nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	M ²	3853	2500	9632500
2	Fourniture et pose de faïence de qualité pour cuisine et salle de bain compris de mortier en ciment et joint de ciment blanc et nettoyage et toutes sujétion d'exécution.	M ²	1600	2000	3200000
3	Fourniture et pose plinthes de terre cuite et frises en partie haute de faïence compris de mortier en ciment et joint de ciment blanc et nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	ML	4170	500	2085000
4	Fourniture et pose la chape en béton dosé à 250 kg/m ³ compris toutes sujétions d'exécution.	M ²	3820	2000	7640000
Sous total Revêtements					22557500
IX) Lot Electricité					
1	Fourniture et pose de tableau de distribution type boîtier en en plastique encastré aux murs composé de disjoncteur différentiel et divisionnaire.	U	49	12000	588000
2	Fourniture et pose des interrupteurs simple et double et les prises de courant compris des gains et le fils 1,5mm et 2,5mm et les boîtes dérivation + appareillage + capteur.	U	945	400	378000
3	Fourniture et pose de point lumineux à vis pour lampe compris des gains, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	654	350	228900
4	Fourniture et pose de réglette appliquée à 0,6m au-dessus du potager, compris des gains, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement toutes sujétion d'exécution.	U	40	1200	48000
5	Fourniture et pose de câble d'alimentation des différents appartements et des locaux.	ML	325	300	97500
6	Fourniture et pose de sonnerie compris de bouton poussoir, gains, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, et branchement.	U	40	1200	48000
Sous total Electricités					1388400
X) Plomberie					

1	Fourniture et pose de siège anglais encastré en porcelaine vitrifiée compris de branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	49	9500.00	465500
2	Fourniture et pose Baignoire encastré en porcelaine vitrifiée compris de branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	40	25000	1000000
3	Fourniture et pose de lavabo en porcelaine compris de siphon d'évacuation, branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	49	10000	490000
4	Fourniture et pose d'évier de cuisine en inox à un bac compris d'un siphon, PVC Ø40 mm, branchement et toutes sujétions d'exécution.	U	40	8000	320000
5	Faire et pose réservoirs de douche avec toutes sujétions d'exécution.	U	40	8500	340000
6	Fourniture et pose de tuyauterie de multicouche pour alimentation des eaux froid et chaud avec toutes sujétions d'exécution.	ML	1645	2000	3290000
7	Fourniture et pose des robinets de barrage pour compteur.	U	49	1200	58800
8	Fourniture et pose de robinet d'arrêt générale compris de toute sujétion d'exécution.	U	1	4500	4500
9	Fourniture et pose des Robinets de puisage compris de toute sujétion d'exécution.	U	40	800	32000
10	Fourniture et pose des mélangeurs pour évier et salle de bain compris de toute sujétion d'exécution.	U	129	4500	580500
11	Fourniture et pose des tuyauteries en cuivre qualité GAZ compris raccorde de branchement, soudure et toute sujétion d'exécution.	ML	500	3500	1750000
12	Fourniture et pose des robinets de barrage pour compteur et pour appartement agréent par SONELGAZ. Compris de toute sujétion d'exécution.	U	80	2000	160000
13	Fourniture et pose de robinet d'arrêt agréé par SONALGAZ pour cuisinier, chauffe-eau et chauffage y compris de toute sujétion d'exécution.	U	120	2500	300000
Sous total Plomberies					8791300
XI) Lot Menuiserie Bois					

1	Fourniture et pose porte salon (1,2× 2,5) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	100	20000	2000000
2	Fourniture et pose des portes des chambres et de balcon (0,9× 2,2) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	100	15000	1500000
3	Fourniture et pose des portes de (0,9× 2,2) m ² pour cuisine compris de toute sujétion d'exécution.	U	40	15000	600000
4	Fourniture et pose des portes de (0,75× 2,2) m ² pour sanitaire des appartements et des locaux compris de toute sujétion d'exécution.	U	92	14000	1288000
5	Fourniture et pose de toutes les fenêtres (1,4× 1,4) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	160	25000	4000000
6	Fourniture et pose de chasser vitrer pour sanitaire (0,5×0,5) m ² compris de toutes sujétion d'exécution.	U	6	5000	30000
7	Fourniture et pose de porte (0,6 ×2) m ² pour placard et compris de toute sujétion d'exécution.	U	40	9000	360000
Sous total Menuiserie Bois					9778000
XII) Lot Menuiserie Métallique					
1	Fourniture et pose des portails de (4×4,5) m ² pour sous-sol compris de cadre et quincaillerie et toutes sujétions.	U	2	100000	200000
2	Fourniture et pose des rideaux (3×3) m ² pour les locaux des commerces compris toutes sujétions.	U	9	80000	720000
3	Fourniture et pose la porte d'accès du bloc à 2 vantaux avec grille d'aération de (1,5×2,5) m ² compris de quincaillerie et toutes sujétions.	U	1	55000	55000
4	Fourniture et pose les portes d'accès de logement de dimension (1,1 × 2,5) m ² compris de quincaillerie et toutes sujétions.	U	40	30000	1200000
5	Fourniture et pose des fenêtres métalliques d'escalier de (0,5×1,3) m ² y compris toutes sujétions.	U	20	18000	360000
6	Fourniture et pose de portillon métallique de (0,8×0,8) m ² y compris de toutes sujétions.	U	1	15000	15000
7	Fourniture et pose des boites aux lettre à clef de type métallique au niveau de RDC de dimension (0,25×0,25) m ² y compris de toutes sujétions.	U	40	2500	100000

8	Fourniture et pose de porte métallique (0,6 ×2) m ² type SONALGAZ pour armoire électrique y compris de toutes sujétions.	U	1	25000	25000
Sous total Menuiserie Métallique					2675000
XIII) Lot Etanchéité					
1	Forme de pente en béton dosé à 250kg/m ³ compris de polystyrène et flue polyane sur 2 faces et repérages de pente d'écoulement des eaux pluviales.	M ²	322,8	2500	807000
2	Fourniture et pose l'étanchéité en 36 st 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	645,6	1500	968400
3	Fourniture et pose de Paxalumin sur l'acrotère y compris de toutes sujétions.	ML	102,4	1200	122880
4	Fourniture et pose de protection de l'étanchéité en gravillon roulé.	M ²	322,8	1000	322800
5	Fourniture et pose de gargouille en plombe Ø110 y compris de crapaudine et de toutes sujétions.	U	6	4000	24000
Sous total Etanchéité					2245080
IVX) Lot Peinture – Vitrierie					
1	Fourniture et pose de peinture vinylique sur mur extérieur en 3 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	2496,5	400	998600
2	Fourniture et pose de peinture vinylique intérieur pour les murs et sous plafond en 2 couche y compris de toutes sujétions.	M ²	3985,7	350	1394995
3	Fourniture et pose de peinture laquée pour les murs et sous plafond en 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	3985,7	350	1394995
4	Fourniture et pose de peinture de l'huile sur menuiserie métallique en 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	214,6	320	68672
5	Fourniture et pose de peinture de l'huile sur menuiserie bois en 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	1567,8	320	501696
6	Fourniture et pose de verre de 4 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	M ²	145	2000	290000
7	Fourniture et pose de verre martelé de 6 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	M ²	30	5000	150000

8	Fourniture et pose de verre armé de 6 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	M ²	18	10000	180000
Sous total Peinture – Vitrierie					4978958
MONTANT TOTAL EN -H.T-					163858918
Le taux de TVA est de 19% en 2018					
MONTANT TOTAL AVEC -T.V.A-					194992112

Après le calcul du devis quantitatif-estimatif, on obtient les résultats suivants :

- ❖ Montant de réalisation du bâtiment (H.T) → 163 858 918 DA
- ❖ Montant de réalisation du bâtiment (Avec T.V.A de 19%) → 194 992 112 DA
- ❖ Montant de réalisation des locaux (H.T) → 10 712 400 DA
- ❖ Montant de réalisation des locaux (T.V.A 19%) → 12 747 756 DA
- ❖ Montant de réalisation du parking (H.T) → 7 583 400 DA
- ❖ Montant de réalisation du parking (T.V.A 19%) → 9 024 246 DA
- ❖ Montant de réalisation de 40 logements (H.T) → 145 563 118 DA
- ❖ Montant de réalisation de 40 logements (T.V.A 19%) → 173 220 110 DA
- ❖ Montant de réalisation d'un mètre carré d'habitation (H.T) → 51 159,20 DA
- ❖ Montant de réalisation d'un mètre carré d'habitation (T.V.A 19%) → 60 879,40 DA
- ❖ Montant de réalisation d'un mètre carré de commerce (H.T) → 33 196,20 DA
- ❖ Montant de réalisation d'un mètre carré de commerce (T.V.A. 19%) → 39 503,50 DA
- ❖ Montant de réalisation d'un mètre carré de parking (H.T) → 23 499,90 DA
- ❖ Montant de réalisation d'un mètre carré de parking (T.V.A 19%) → 27 964,80 DA

Tableau VII-12 : Le prix de chaque catégorie des logements.

Catégories	Surfaces (m ²)	Prix de 1 m ² H.T (DA)	Prix de 1 m ² A.T (DA)	Prix de logement H.T (DA)	Prix de logement A.T (DA)
F3a	69,03	51 159,20	60 879,40	3 531 519,60	4 202 505,00
F3b	58,78	51 159,20	60 879,40	3 007 137,80	3 578 491,20
F4a	79,54	51 159,20	60 879,40	4 069 202,80	4 842 347,50
F4b	77,18	51 159,20	60 879,40	3 948 467,10	4 698 672,10

Dans notre bâtiment, il y a trois catégories des locaux au niveau du RDC, dépend la superficie, le prix de chaque catégorie est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII-13 : Le prix de chaque catégorie des locaux.

Catégories	Surfaces (m ²)	Prix de 1 m ² H.T (DA)	Prix de 1 m ² A.T (DA)	Prix de local H.T (DA)	Prix de local A.T (DA)
A	30,00	33 196,20	39 503,50	995 886,00	1 185 105,00
B	35,00	33 196,20	39 503,50	1 161 867,00	1 382 622,50
C	40,00	33 196,20	39 503,50	1 327 848,00	1 580 140,00

VII-5-4- Calcul du coût des logements par la méthode paramétrique :

Cette approche est très répandue dans le secteur de BTP, elle a été prise à partir des informations donnée par des intervenants dans le secteur de bâtiment, qui ont des prix de marché actuel.

Notre bâtiment est classé en catégorie du LPA (Logement promotionnel aidé).

D'après le Site du ministère du logement (mhuv.gov.dz), le Ministre Temmar a donné en détails les prix d'un nouveau programme des logements LPA. Ainsi le prix de F2 Avec Taxe coûtera environ de 2500 000 DA, F3 de 3 500 000 Da et F4 coûtera environ 4 400 000 DA.

Et D'après un promoteur qui est entrain de réalisé un programme de 210 logements promotionnels aidés à Oran :

- ❖ Le prix du mètre carré d'habitation à Oran avec Taxe est entre 45 000 DA et 65 000 DA, dépend de la qualité de logement.
- ❖ Le prix du mètre carré de commerce avec Taxe est environ les 30 000 DA.
- ❖ Le prix du mètre carré de parking avec Taxe est environ les 25 000 DA.

Pour l'estimation de notre projet, on considère que le mètre carré avec Taxe nous coûtera 60 000 DA.

Alors, le coût de réalisation de notre projet avec Taxe sera représenté comme suit :

Tableau VII-14 :Le prix de chaque catégorie du notre logement par la méthode paramétrique.

Catégories	Surfaces (m ²)	Prix de 1 m ² A.T (DA)	Prix de logement A.T (DA)
F3a	69,03	60 000,00	4 141 800,00
F3b	58,78	60 000,00	3 526 800,00
F4a	79,54	60 000,00	4 772 400,00
F4b	77,18	60 000,00	4 630 800,00

Tableau VII-15 : Le montant total du bâtiment par la méthode paramétrique.

Niveaux	Usage	Prix de 1 m ² A.T (DA)	Prix de logement A.T (DA)
Parking	Parking	25 000,00	8 067 500
Commerce	Commerce	30 000,00	9 681 000
Habitation	Habitation	60 000,00	170 718 000
			$\Sigma = 188\ 466\ 500$

On remarque que le montant calculé par la méthode analytique est supérieur au montant calculé par la méthode paramétrique, mais la différence n'est pas importante.

Conclusion : Pour le budget de notre étude, on prend en considération le montant calculé par la méthode analytique, parce qu'il est plus fiable et plus exacte.

VII-6- Le management des risques :

VII-6-1- Définition de management des risques :

Le management des risques du projet comprend les processus de conduite de la planification du management des risques, leur identification, leur analyse, la planification des réponses aux risques, ainsi que leur surveillance et maîtrise dans le cadre du projet. Les objectifs du management des risques du projet sont d'accroître la probabilité et l'impact des événements positifs, et de réduire la probabilité et l'impact des événements négatifs dans le cadre du projet. [1]

VII-6-2- Définition de risque :

D'une façon générale, le risque est la possibilité de survenue d'un événement indésirable, il peut être défini par deux paramètres principaux :

- ❖ La gravité (G) de l'effet produit par cet événement. [2]
- ❖ La probabilité (P) pour que cet événement se produise. [2]

Le produit de ces deux paramètres caractérise l'importance du risque, ce qu'on appelle la criticité du risque.

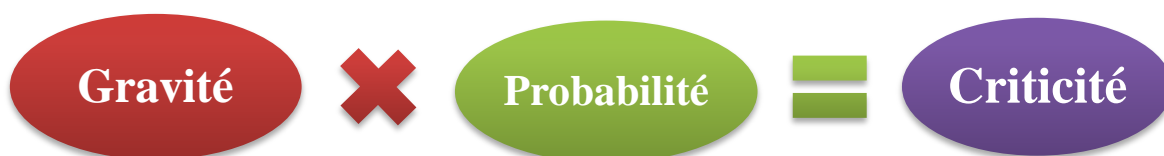


Figure VII-8: Les paramètres d'un risque.

Dans un projet de construction, les risques sont toujours présents. Dans les premières phases du projet (Conception, planification et démarrage), la probabilité de rencontrer des risques est importante, mais les coûts dus aux risques ne sont pas influents parce qu'il est facile de faire des changements ou faire des réactions au début, mais à la fin du projet (Fin de la réalisation), ça sera le contraire, les risques ne sont pas importants, mais les coûts dus aux risques sont très influents et très importants.

La figure suivante montre le développement de risque pendant les phases du projet.

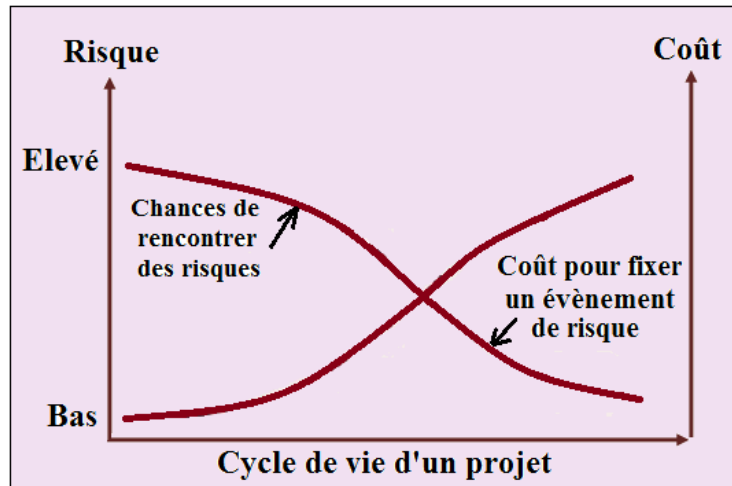


Figure VII-9 : Les risques pendant les phases du projet. [2]

VII-6-4- Stratégie de réponse aux risques :

Le processus de gestion ou maîtrise des risques comporte quatre grandes phases, et la communication relie ces quatre phases :

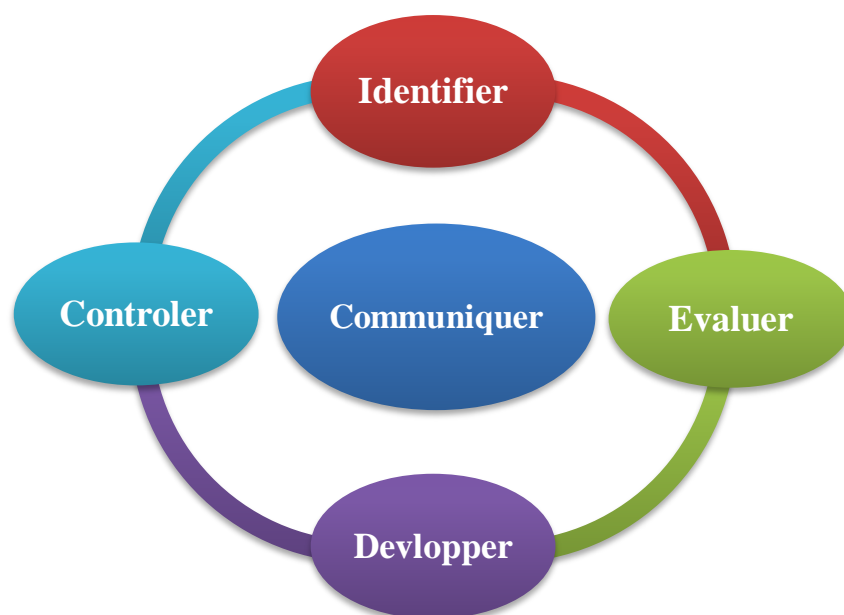


Figure VII-10 : Processus de gestion des risques.

VII-6-4-1- Identification du risque :

L'objectif de cette phase est d'identifier les éléments redoutés. Cette phase consiste à :

- ❖ Générer une liste de tous les risques possibles qui peuvent affecter notre projet, et il ne faut pas concentrer uniquement sur les conséquences mais plutôt sur les causes. [2]
- ❖ Établir un ensemble de questions touchant les zones d'incertitudes des projets, et il faut garder un esprit critique. Loi de Murphy (Chaque chose qui peut tourner mal-tournera mal). [2]

VII-6-4-2- Évaluation du risque :

Ce processus permet de cerner le danger et d'analyser et de catégoriser le risque, l'évaluation du risque consiste à :

- ❖ Faire un tri des différents points soulevés dans la liste des risques. [2]
- ❖ Analyse du scénario, cette technique est la plus utilisée pour analyser un risque, l'analyse se fait en termes de :
 - L'événement indésirable. [2]
 - Toutes les conséquences d'un évènement. [2]
 - La magnitude de l'impact d'un évènement. [2]
 - Les probabilités de l'évènement. [2]
 - L'interaction avec les autres parties du projet. [2]

VII-6-4-3- Développement d'une réaction au risque :

Le développement d'une réaction au risque consiste à choisir plusieurs options :

- ❖ Réduire le risque, soit diminuer la probabilité, soit réduire l'impact de l'évènement défavorable sur notre projet. [2]
- ❖ Passer le risque à une autre partie (Le montant est inclus dans la soumission globale).[2]
- ❖ Partager le risque avec une autre partie, généralement les coûts et les bénéfices du risque sont partagé 50/50. [2]
- ❖ Garder le risque et maintenus s'il y a un plan d'urgence bien établi. [2]

VII-6-4-4- Contrôle de la réponse au risque :

- ❖ Etablir un nouveau système managérial qui s'adapte aux changements dus à l'apparition de risque. [2]

- ❖ L'équipe doit être en alerte permanent quand à l'apparition de risque imprévus. [2]

VII-6-5- Classification des risques présentant dans notre projet :

Classer ou hiérarchiser les risques permet de déterminer quels sont les risques graves qu'il faut maîtriser en premier.

Notre projet de construction est soumis à de nombreux risques, et pour les identifier et les classer, on se rapprochant d'experts du domaine de bâtiment et on se consultant avec nos encadreurs.

Dans le tableau suivant, on identifie quelque risques probables au cours de la réalisation de notre projet et on propose des actions de préventions, des stratégies de réponse et on propose des plans de substitution.

Tableau VII-16 : Risques probables et action à entreprendre.

Evènements	P	G	C	Actions à entreprendre		
				Préventives	Stratégie de réponse	Plan de substitution
1- Géotechnique (Cavités)	2	4	8	-Etude du sol avant la construction. -Respect de mesures décrites dans le rapport géotechnique.	-Réalisation des fondations profondes(Pieux). -Injection du béton.	- Changer la localisation du projet
2-Manque de matériaux	3	2	6	- Conserver un grand volume de stocks.	-Utiliser les stocks.	- Identifier un niveau minimal de stocks et commander à nouveau lorsque les stocks atteignent ce niveau.
3- Risques contractuelles	2	2	4	-Déterminer les responsabilités. -Définir clairement les articles de contrat.	-Favoriser la communication.	- Prévoir un service contentieux fort.
4- Chutes de hauteur.	2	5	10	- Installation des filets de sécurité, des garde-corps, des plateformes élévatoires.	-Les éléments de sécurité devraient être mis en place.	- la prévention est suffisante.
5- Séisme	3	5	15	-Suivre la réglementation du RPA.	-Les moyens d'évacuation devraient être accessibles en tout temps.	-Préparation à la gestion de crise.
6- Intempérie	1	4	4	-Souscrire une assurance des catastrophes.	- Partager le risque.	- la prévention est suffisante.

❖ Matrice de gravité :Tableau VII-17 : Matrice de gravité des risques.

Aléa/Probabilité d'occurrence.	> 90%	5)- Quasiment certain					
	50 à 90%	4)- Probable					
	30 à 50%	3)- Possible		R2			R5
	10 à 30%	2)- Peu probable		R3		R1	R4
	< 10%	1)- Rare				R6	
	Probabilité		1)- Non significatif	2)- Mineur	3)- Modéré	4)- Majeur	5)- Très significatif
	Gravité						
			Impact/Vulnérabilité.				

VII-7- Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons constaté que la planification du projet par le diagramme de Gantt permet de rendre un projet plus simple et plus clair à travers la (WBS) et facilite le suivi du projet au fur et à mesure de son avancement.

D'autre part, l'utilisation de la matrice des responsabilités (RACI) nous a facilité la détection des rôles de chaque intervenant de notre projet.

L'estimation du coût global de notre projet a été faite par un calcul analytique et une comparaison paramétrique.

Pour atteindre les objectifs d'un projet et assurer sa continuité, on doit lui associer le management des risques, cette gestion permet d'apporter à l'entreprise une vision plus réaliste de son environnement et d'identifier les risques majeurs qui pourraient toucher l'organisation afin de mettre en place des actions dans le but de réduire leur impact.

Pour la détermination des (Tâches, Durées, Ressources humaines - matérielles, Responsabilités, Prix unitaires, Risques), nous nous sommes appuyés sur le jugement d'expert, nous avons consulté nos encadreurs, des chefs de projet et des gens spécialisés en planification).

Enfin, la bonne gestion permettra le bon déroulement de projet et assurera le bon pilotage.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur, par ailleurs il nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), et de calcul (SAP2000) pour l'analyse de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorables, et aussi le logiciel de gestion des projets (MS Projet) pour planifier et gérer les coûts et les délais.

Cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ❖ Concernant le choix du plancher, nous avons opté à des planchers en corps creux aux niveaux du RDC, étage courant et étage terrasse, et nous avons opté à des dalles pleines pour des panneaux de forme triangulaire et trapézoïdale pour faciliter la mise en œuvre et dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales.
- ❖ Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des planchers en corps creux est le critère de la flèche, par contre pour les dalles pleines est de coup feu.
- ❖ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- ❖ La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- ❖ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques vis-à-vis des charges verticales et horizontales nous a conduits à disposer les voiles sous les chaînages pour qu'ils ne supportent pas des charges verticales importantes.
- ❖ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- ❖ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux et les voiles sont ferrailés avec le minimum du RPA99/Version2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ❖ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la structure, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix des fondations qui respectent les

mesures de préventions et recommandations. Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

- ❖ L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans les délais et les coûts, ainsi nous avons identifié les risques de notre structure.

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.

[BAEL, 91] Jean-pierre Mougine, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation,

[R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne, version 2003.

[PRATIQUE DU BAEL 91] Jean Percha, Jean Roux, Cours avec exercices corrigés, quatrième Édition.

[1] PMBOK, Guide du corpus des connaissances en management de projet. Quatrième édition, ANSI/MPI 99-001-2008.

[2] DR. HAMZAOU, F. Cours de management des projets, Management des délais, Management des coûts et management des risques.

[3] Gaël Chatelain, Le management par la bienveillance, l'avenir du management, Consulté le 04/06/2018, Publié le 1 mars 2016, Disponible à l'adresse <https://fr.linkedin.com/pulse/la-bienveillance>

[4] PH. GASTINEL / J FRANCK, Approche paramétrique d'estimation des coûts.

[5] RAFIK Taleb, Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version2003 pour les structures de bâtiments en béton armé, Interprétation et Proposition, 24/09/2017

[6] Dr BENMANSOUR-MEDDANE Nassima, Cours de génie parasismique, Justification de la sécurité.

[7] Dr HOUTI FARID BRAHIM, Cours de Béton Armé, Flexion Simple, Flexion composée et Vérification nécessaire de la stabilité.

[8] Dr MEDJAHED LAKHDAR, Cours de Béton Armé, Les éléments structuraux et non structuraux.

ANNEXE A

ANNEXE B

RESUME

Ce projet présente une étude technique et managériale d'une structure en béton armé à usage d'habitation, commerce et parking, constitué d'un Sous sol, Rez-de-chaussée plus dix étages, elle est implantée à la Wilaya d'ORAN. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le Règlement Algérien Parasismique (RPA99/Version2003). Ce travail qui nous a été confié d'un coté il est constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93 et RPA99/V2003) et d'un autre côté managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de défini le délai et le coût global du projet pour en déduire le prix unitaire par appartement.

Mots clefs : Béton Armé ; Bâtiment ; Séisme ; RPA99/V2003 ; Management

ABSTRACT

This project presents a technical managerial study of a structural for residential, office, commercial and parking consists of one basement and ground floor addition (10) floors, located in the Wilaya of ORAN. This region is classified as seismic zone (IIa) according to the (RPA99/Version2003). This work which was entrusted to us is constituted by a technical study, which is the analysis and the sizing of the building while applying the rules of current construction (C.B.A.93 and RPA99/V2003) and another managerial part, which concerns the global cost of the project to deduct the unit price per apartment.

Key Words: Reinforces concrete; Building; Seism; RPA99/V2003; Management.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة تقنية و إدارية لمنشأة من الخرسانة المسلحة بغرض إنجاز بناية ذات طابع سكني تجاري و موقف للسيارات و تتألف من طابق تحت الأرض و طابق أرضي و عشرة طوابق علوية بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 ألف حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. هذا العمل الذي كلفنا به يهدف من الجانب التقني إلى تحليل و قياس البناية مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومة الزلازل 2003 و قواعد و حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993 . و من الجانب الإداري يهدف الى دراسة تسييرية لمشروعنا بغرض تحديد الأعمال و تحديد الأجل و التكلفة الإجمالية للمشروع و لحساب سعر كل وحدة سكنية
الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة ; البناية ; الزلازل ; نظام مقاومة الزلازل 2003 ; التسيير.