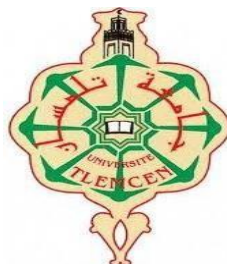


République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
Du MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures.

Thème :

**Etude technique et managériale d'un bâtiment R+9E à HENNAYA –
TLEMCEM**

Présenté le 25 Juin 2018 par :

Mr.SEFIANE MOHAMMED YASSINE

Mlle.DJEFFAL SABAH

Devant le Jury composé de :

Mr.BENYELLES.Z

Président

Mr.BEDJAOUI.M.C

Examineur

Mme.BENHACHLIF.S

Examinatrice

Mr.HOUTI .F.B

Encadreur

Mr.HAMZAOUI .F

Encadreur

Année universitaire : 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement nos encadreurs Mr HOUTI.F et Mr HAMZAOUI.F de nous avoir pris en charge, et pour leurs disponibilité, leurs aide et leurs précieux conseils durant ce travail.

Nous remercions le président Mr BENYELLES.Z ainsi que l'examineur BEDJAOUI.M.C et l'examinatrice Mme BENHACHLIF.S pour avoir acceptés d'examiner ce travail et pour leurs participations au jury.

Nous tenons à remercier Mme KARA DJAWIDA, de nous avoir aidé dans la collecte des informations managériale et pour l'expérience dont elle a pu nous faire part.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département Génie Civil qui ont participé à notre formation durant tous les cycles.

En fin, nous remercions tous les gens qui ont contribué de près ou de loin dans ce travail.

DEDICACE

D'abord je remercie Allah et un grand merci à vous mes chers et respectueux parents vraiment aucune dédicace ne saurait exprimer mon attachement, mon amour et mon affection. Je vous offre ce travail en témoignage de tous les sacrifices et l'immense tendresse dont vous m'avez toujours su me combler.

A mes sœurs Nadira, Amina. Pour leur patience, soutien et leurs sentiments d'amour aux moments les plus difficiles.

A ma sœur et mon binôme que j'oublie jamais 'Sabah', merci pour tous les sacrifices et les efforts que tu as fait pour moi, merci pour les bons moments qu'on a partagé ensemble, je te souhaite plein de succès, de joie et du bonheur. Que dieu te garde, illumine ton chemin et te protège.

Ma famille et mes amis et en spécifiant Yassine, Salim, Amine, Abdel Ilah, Zaki, Abdel Waheb, Faiçal, Oussama.

A toute la promotion sortante (2017/2018).

Pour ceux qui je n'ai pas cité bien sûr ne croyait pas que je vous ai Oublié, je vous porte toujours dans mon cœur.

SEFIANE MOHAMMED YASSINE

DEDICACE

D'abord je remercie Allah et un grand merci à vous mes chers et respectueux parents vraiment aucune dédicace ne saurait exprimer mon attachement, mon amour et mon affection. Je vous offre ce travail en témoignage de tous les sacrifices et l'immense tendresse dont vous m'avez toujours su me combler.

A mon cher frère Mohammed Islam et à mes sœurs. Pour leur patience, soutien et leurs sentiments d'amour aux moments les plus difficiles.

A mon binôme que j'oublie jamais 'Yassine', merci pour tous les sacrifices et les efforts que tu as fait pour moi, merci pour les bons moments qu'on a partagé ensemble, je te souhaite plein de succès, de joie et du bonheur. Que dieu te garde, illumine ton chemin et te protège.

Ma famille et mes amis et en spécifiant Rania, Fatiha, Bouchra.

A toute la promotion sortante (2017/2018).

Pour ceux qui je n'ai pas cité bien sûr ne croyait pas que je vous ai Oublié, je vous porte toujours dans mon cœur.

DJEFFAL SABAH

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée en technico-managériale d'un bâtiment à usage d'habitation, bureaux et commerce constitué d'un Rez-de-chaussée plus (09) étages, implanté à la commune de HENNAYA dans la wilaya de TLEMCEN. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose en plusieurs parties : présentation du l'ouvrage et caractéristiques des matériaux, pré-dimensionnement des éléments de la structure et la descente des charges, étude des planchers , étude des éléments secondaires , étude dynamique (en utilisant logiciel SAP2000), étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure et enfin l'étude managériale qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches et des risques de notre projet .

Tous les calculs sont faits en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99).

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, MS Project, management, séisme.

ABSTRACT

This project presents a detailed technical-managerial study of a residential building, offices and business consisting of a ground floor plus (09) floors, located in the town of HENNAYA in the wilaya of TLEMCEN. This region is classified as seismic zone I according to RPA99 version 2003. Using the new rules for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and BAEL91 modified99), this study is composed of several parts: presentation of the structure and characteristics of materials, pre-dimensioning of the elements of the structure and the descent of the loads, study of the floors, study of the secondary elements, dynamic study (using software SAP2000), study of the structural elements, study of the infrastructure and finally the managerial study regarding the identification of all the tasks and risks of our project.

All calculations are made taking into account the rules for calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003, BAEL91 modified 99).

Keywords: Building, Reinforced concrete, SAP2000, MS Project, management, earthquake.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تقنية وإدارية مفصلة لمبنى سكني ومكاتب وأعمال تتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى (09) طوابق، وتقع في بلدة الحناية في ولاية تلمسان. وتصنف هذه المنطقة في منطقة زلزالية I وفقا لنسخة RPA99 2003 باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 وBAEL91 modifié99)، وتتكون هذه الدراسة من عدة أجزاء: عرض لهيكل وخصائص المواد، قبل التحجيم من العناصر الهيكلية والأحمال خفض، ودراسة طوابق، ودراسة العناصر الثانوية والدراسة الديناميكية (باستخدام برنامج SAP2000)، ودراسة العناصر الهيكلية، ودراسة البنية التحتية ودراسة الإدارية أخيرا فيما يتعلق بتحديد جميع مهام ومخاطر مشروعنا. يتم إجراء جميع الحسابات مع الأخذ في الاعتبار قواعد حساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003، BAEL91 تعديل 99).

كلمات البحث: بناء، الخرسانة المسلحة، SAP2000، مرض التصلب العصبي المتعدد المشروع، وإدارة، والزلازل.

SOMMAIRE

Chapitre 1 : Présentation du projet

1.1 Historique	1
1.2 Introduction générale	1
1.3 Présentation du projet	2
1.3.1Présentation de l'ouvrage	2
1.3.2 Description géométrique :.....	2
1.4 Assiette de l'Ouvrage	2
1.4.1 Classification du Site	3
1.4.2 Ossature et Système Constructif Adopté	3
1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
1.5.1béton.....	4
1.5.1.1 Résistance à la compression	5
1.5.1.2 Résistance à la traction	5
1.5.1.3 Méthode de calcul	5
1.5.1.4 Module de déformation longitudinal du béton	7
1.5.1.5 Module de déformation transversale	8
1.5.2L'Acier	8
1.5.2.1 Contrainte de calcul d'acier	8
1.5.2.2 Contrainte admissible de cisaillement	9
1.5.2.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	10
1.5.2.4 Méthodes de calcul	10
1.6 Hypothèse de calcul	10

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

2.1 Introduction.....	11
2.2 Pré dimensionnement des éléments résistants	11
2.2.1 Pré dimensionnement des poutres	11
2.3 Pré dimensionnement des planchers	13
2.4 Pré dimensionnement des poteaux	14
2.5 Les voile	17
2.6 Evaluation des charges et surcharges	18
2.3.1 Les planchers	18
2.3.2 Maçonnerie	18

Chapitre 3 : Etude des planchers

3.1 Introduction.....	21
3.2 Etude des planchers à corps creux	21
3.2.1Calculs des poutrelles	22
3.2.1.1Type de poutrelles	22

3.2.1.2 Détermination des efforts internes	23
3.2.1.3 Détermination des armatures des poutrelles	29
3.2.1.4 Récapitulation du ferrailage des poutrelles	35
3.3 Etude du plancher dalle pleine	35
3.3.1 Pré-dimensionnement de la dalle pleine (plancher).....	35
3.3.2 Evaluation des charges	36
3.3.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants	37
3.3.4 Détermination du ferrailage	37
3.4 Etude des balcons.....	39
3.4.1 Introduction.....	39
3.4.2 Evaluation des charges	40
3.4.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	41
3.4.4 Détermination du Ferrailage.....	42

Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires

4.1 Introduction.....	45
4.2 Etude d'escalier	45
4.2.1 Définition	45
4.2.2 Dimensionnement des escaliers	45
4.2.3 Evaluation des charges d'escalier.....	46
4.2.3.1 Descente de charge du Palier	46
4.2.3.2 Descente de charge de la volée (paillasse)	47
4.2.4 Type d'escalier.....	48
4.2.5 Calcul des moments fléchissant et effort tranchant	48
4.2.6 Calcul de ferrailage	50
4.2.7 Récapitulatif du ferrailage d'escalier.....	53
4.3 Etude de la poutre palière	53
4.3.1 Pré dimensionnement.....	53
4.3.2 Descente des charges.....	53
4.3.3 Réaction des escaliers.....	53
4.3.4 Calcul des efforts internes.....	54
4.3.5 Calcul du Ferrailage.....	55
4.4 Etude de l'acrotère.....	60
4.4.1 Introduction	60
4.4.2 Poids propre de l'acrotère.....	61
4.4.3 Calcul des sollicitations.....	61
4.4.4 Calcul de l'excentricité	62
4.4.5 Calcul de ferrailage	62
4.5 Etude de la dalle d'ascenseur.....	65
4.5.1 Introduction	65
4.5.2 Type d'ascenseur.....	66
4.5.3 Etude de l'ascenseur.....	67
4.5.4 Vérification au poinçonnement.....	69
4.5.5 Détermination des sollicitations.....	70
4.5.5.1 Evaluation des moments dus aux charges concentrées	70
4.5.5.2 Les moments suivants les deux directions	71

4.5.5.3 Les moments dus aux charges concentrées	72
4.5.5.4 Les moments dus aux charges réparties du poids propre	72
4.5.5.5 Les moments appliqués à la dalle	72
4.5.6 Détermination du ferrailage de la dalle	73
4.5.7 Vérification a l'ELS	74

Chapitre 5 : Etude dynamique

5.1 Introduction	77
5.2 Modélisation de la structure	77
5.3 Combinaisons d'action	77
5.4 Choix de la méthode de calcul	77
5.4.1 Méthode statique équivalente	78
5.4.1.1 Principe	78
5.4.1.2 Domaine d'application	78
5.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale	78
5.4.2.1 Principe	78
5.4.2.2 Domaine d'application	78
5.4.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	78
5.5 Détermination de la force sismique	79
5.5.1 Coefficient d'accélération [A]	79
5.5.2 Coefficient de comportement global de la structure [R]	79
5.5.3 Facteur de qualité [Q]	79
5.5.3.1 Conditions minimales sur les files de contreventement	80
5.5.3.2 Redondance en plan	80
5.5.3.3 Régularité en plan	80
5.5.3.4 Régularité en élévation :	81
5.5.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux	81
5.5.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution	81
5.5.4 Facteur de correction d'amortissement [η]	82
5.5.5 Période fondamentale [T]	82
5.5.6 Facteur d'amplification dynamique moyen [D]	83
5.6 disposition des voiles	83
5.7 Vérification du coefficient de comportement [R]	87
5.8 Le poids total de la structure [W]	87
5.9 Spectre de réponse de calcul	88
5.10 Vérification des résultantes des forces par la méthode statique Équivalente	89
5.11 Vérification de la stabilité au renversement	92
5.12 Analyse des déplacements	93
5.13 Justification vis à vis de l'effet P-Δ	94
6. Conclusion.....	96

Chapitre 6 : Etude des éléments structuraux

6.1 Introduction.....	97
6.2 Les poteaux.....	97
6.2.1 Combinaisons des charges.....	97
6.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	97
6.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites	99
6.2.4 Ferrailage des poteaux	100
6.2.4.1 Calcul de l'espacement des cadres	104
6.2.4.2 Recouvrement	104
6.3 Les poutres.....	105
6.3.1 Combinaisons de calcul	105
6.3.2 Ferrailage des poutres	106
6.3.2.1 Ferrailage des poutres principales	107
6.3.2.2 Ferrailage des poutres secondaires console	113
6.3.2.3 Ferrailage des poutres secondaires	118
6.4 Les voiles	123
6.4.1 Introduction	123
6.4.2 Pré dimensionnement des voiles	123
6.4.3 Détermination des sollicitations	123
6.4.4 Vérification des contraintes tangentielles	124
6.4.5 Ferrailage des murs voiles	124

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

7.1 Introduction.....	126
7.2 Critère de choix	126
7.3 Choix du type de fondation.....	126
7.3.1 Les surfaces nécessaires des semelles isolées.....	126
7.3.2 Les surfaces nécessaires des semelles filantes continues	128
7.3 Critère de choisir le radier	129
7.3.1 Définition	129
7.3.2 Sollicitations	129
7.3.3 Pré dimensionnement	129
7.3.4 Vérification au poinçonnement	130
7.3.5 Vérification de la contrainte du sol	130
7.3.6 Les sollicitations du radier	131
7.3.7 Calcul du ferrailage de la dalle	132
7.3.8 Calcul du ferrailage de la nervure	137

Chapitre 8 : Etude managériale

8.1 Introduction.....	141
8.2 Présentation de projet	142
8.3 Cycle de vie d'un projet de construction	143
8.4 Les acteurs de notre projet	143
8.5 Planification de notre projet.....	144
8.5.1 Works breakdown structure (WBS).....	145
8.5.2 Priorités du projet (PP)	145
8.5.3 Matrice des priorités du projet (MPP)	146
8.5.4 Matrice des responsabilités (RACI)	146
8.5.5 Diagramme de GANTT	147
8.5.5.1 MS Project	148
8.5.5.2 La notion tâche	148
8.5.5.3 Les 4 types de liaisons des tâches	148
8.5.6 Estimation du coût des travaux de réalisation « RDC+9étages ».....	149
8.5.6.1 Estimation par analogie (Top Down, Descendante, Macro).....	149
8.5.6.2 Détermination du taux de coût des ressources (Bottom up, Ascendante, Micro).....	149
8.5.6.3 Estimation paramétrique.....	149
8.5.6.4 Logiciels de gestion de projet.....	149
8.6 Management des risques.....	150
8.6.1 Caractéristiques du risque.....	150
8.6.2 La procédure de mise en place du management des risques de projet.....	151
8.6.2.1 Identification de risque.....	152
8.6.2.2 Evaluations des risques.....	152
8.6.2.3 Développement d'une réaction au risque.....	153
8.6.3 Classification des risques présentant dans notre projet.....	153
8.6.4 Matrice de criticité.....	154
8.7 Conclusion.....	155

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe A

Annexe B

Annexe C

Annexe D

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : Présentation du projet

Fig.1.1 : Vue satellite de notre projet.....	2
Fig.1.2 : Plancher à corps creux.....	3
Fig.1.3 : Corps creux (hourdis)	3
Fig.1.4 : Diagramme parabole-rectangle.....	6
Fig.1.5 : Diagramme contrainte déformation du béton (E.L.S)	7
Fig.1.6 : Diagramme contrainte – déformation de l’acier.....	9

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des Eléments et Descente des Charges

Fig.2.1 : Dimensions des poutres principales et secondaires.....	12
Fig.2.2 : Plancher à corps creux.....	13
Fig.2.3 : Section (s) de poutrelle (s)	14
Fig.2.4 : Section du poteau le plus sollicité.....	14
Fig.2.5 : Coupe des murs voile en élévation.....	17
Fig.2.6 : Coupe d’un mur double parois	19
Fig.2.7 : Coupe d’un mur simple parois.....	19

Chapitre 3 : Etude des planchers

Fig.3.1 : Disposition des poutrelles.....	22
Fig.3.2 : Poutrelle type 1 RDC (ELU)	23
Fig.3.3 : Diagrammes des moments et les efforts tranchant des Poutrelle type 1 RDC de la méthode des trois moments (ELU)	25
Fig.3.4 : Diagrammes des moments et les efforts tranchant des Poutrelles type 1 RDC SAP2000(ELU)	26
Fig.3.5 : Poutrelle type 1 RDC (E.L.S)	26
Fig.3.6 : Diagrammes des moments et efforts tranchant des Poutrelle type 1 RDC de la méthode des trois moments(ELS).	28
Fig.3.7 : Diagrammes des moments et les efforts tranchant des Poutrelle type 1 RDC SAP2000 (ELS)	29
Fig.3.8 : position du plancher dalle pleine.....	35
Fig.3.9 : Ferrailage du plancher dalle pleine.....	39
Fig.3.10 : position du balcon dalle pleine.....	40
Fig.3.11 : Balcon	41
Fig.3.12 : Ferrailage du balcon dalle pleine.....	44

Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires

Fig.4.1 : Schéma d’un escalier.....	45
Fig.4.2 : Vue en plan d’escalier.	48
Fig.4.3 : Schéma Statique de réaction d’appui.	48
Fig.4.4 : Dimension de l’acrotère.....	61
Fig.4.5 : Actions agissants sur l’acrotère.....	64
Fig.4.6 : Ferrailage de l’acrotère.....	65

Fig.4.7: Schéma d'ascenseur	66
Fig.4.8: Système à traction classique.....	67
Fig.4.9 Ascenseur à traction classique.....	67

Chapitre 5 : Etude dynamique

Fig.5.1 : La variante initiale (témoin).....	84
Fig.5.2 : La première disposition des voiles.....	84
Fig.5.3 : La deuxième disposition des voiles.....	85
Fig.5.4: La troisième disposition des voiles.....	85
Fig.5.5 : Spectre de réponse.....	89
Fig.5.6: Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	93
Fig.5.7 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.	93
Fig.5.8 : Déplacements horizontal dans les deux sens.....	94

Chapitre 6 : Etude des éléments structuraux

Fig.6.1 : L'emplacement de poteau le plus sollicitée.....	99
Fig.6.2 : Ferrailage des poteaux	105
Fig.6.3 : L'emplacement des poutres principales et secondaires.....	106
Fig.6.4 : L'emplacement de la poutre principale la plus sollicitée.....	107
Fig.6.5 : Ferrailage des poutres principales.....	112
Fig.6.6 : L'emplacement de poutre secondaire la plus sollicitée en très préjudiciable.....	112
Fig.6.7 : Calcul de ferrailage de la poutre secondaire selon SOCOTEC.....	115
Fig.6.8 : Vérification de la flèche selon SOCOTEC.....	115
Fig.6.9 : Ferrailage des poutres secondaires en console.....	117
Fig.6.10 : L'emplacement des poutres secondaire la plus sollicitée en peu préjudiciable.....	118
Fig.6.11 : Calcul de ferrailage de la poutre secondaire selon SOCOTEC.....	120
Fig.6.12 : Vérification de la flèche selon SOCOTEC.....	120
Fig.6.13: Ferrailage des poutres secondaire.....	122
Fig.6.14 : Voile soumit à la flexion composée.....	123

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Fig.7.1 : Dimensions du radier.....	130
Fig.7.2 : Déplacement UZ.....	131
Fig.7.3 : M_{11} à ELU.....	131
Fig.7.4 : M_{22} à ELU.....	132
Fig.7.5 : Dimension de la nervure.....	137
Fig.7.6 : Ferrailage de la nervure.....	140

Chapitre 8 : Etude managériale

Fig.8.1 : La réforme du logement.....	141
Fig.8.2 : Processus simplifié d'élaboration d'un projet.....	142
Fig.8.3 : Cycle de vie du notre projet.....	143
Fig.8.4 : Les acteurs de notre projet	143
Fig.8.5 : Les outils nécessaires de planification	145
Fig.8.6 : Priorités du projet (PP).....	146
Fig.8.7 : Schéma de diagramme de Gantt	147
Fig.8.8 : Les conséquences du risque projet	150
Fig.8.9 : Le processus de management des risques selon L'iso 31000.....	151
Fig.8.10 : Matrice de criticité.....	154

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2 : Descente des charges et pré-dimensionnement

Tableau 2.1 : Récapitulatif des sections des poteaux.....	16
Tableau 2.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	18
Tableau 2.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	18
Tableau 2.4 : Charge du mur extérieur.....	19
Tableau 2.5 : Charge du mur extérieur.....	20

Chapitre 3 : Etude des planchers

Tableau 3.1 : charges supportés par les poutrelles.....	21
Tableau 3.2 : Récapitulation des moments fléchissant et efforts tranchant.....	29
Tableau 3.3 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles.....	35
Tableau 3.4 : Descente des charges de la dalle.....	36
Tableau 3.5 : Descente des charges du balcon.....	40

Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires

Tableau 4.1 : Charge du palier.....	46
Tableau 4.2 : Charge de la volée.....	47
Tableau 4.3 : Combinaisons d'actions.....	47
Tableau 4.4 : Récapitulatif des sollicitations.....	50
Tableau 4.5 :Récapitulatif du ferrailage d'escalier.....	53
Tableau 4.6 : Tableau des résultats obtenus par SAP2000.....	55
Tableau 4.7 : les différents moments des rectangles à L' ELU.....	71
Tableau 4.8 : les différents moments des rectangles à L' ELS.....	74

Chapitre 5 : Etude dynamique

Tableau 5.1 : Pénalité en fonction du critère de qualité.....	81
Tableau 5.2 : Paramètres sismiques de l'ouvrage.....	83
Tableau 5.3 : Tableau de vérification des masses modales.....	86
Tableau 5.4 : Vérification du coefficient de comportement R.....	87
Tableau 5.5 : Poids de chaque niveau.....	88
Tableau 5.6 : Les différentes caractéristiques de la structure.....	89
Tableau 5.7 : La vérification de la résultante des forces sismique.....	90
Tableau 5.8 : La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.....	91
Tableau 5.9 : La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.....	91
Tableau 5.10 : La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	92

Tableau 5.11 : Vérification de la stabilité au renversement.....	93
Tableau 5.12 : Les déplacements inter étages.....	94
Tableau 5.13 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ Sens longitudinal.....	95
Tableau 5.14 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ Sens transversal.....	95

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

Tableau 6.1 : Tableau de section minimale et maximale des éléments structuraux.....	97
Tableau 6.2 : Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.....	98
Tableau 6.3 : Vérification spécifique sous sollicitation normales.....	100
Tableau 6.4 : Les différents efforts internes.....	100
Tableau 6.5 : Ferrailage longitudinale des poteaux.....	103
Tableau 6.6 : Longueur de recouvrement.....	104
Tableau 6.7 : Ferrailage transversal des poteaux.....	104
Tableau 6.8 : Les Moment max selon les combinaisons en travée.....	107
Tableau 6.9 : Les Moment max selon les combinaisons en appuis.....	108
Tableau 6.10 : Ferrailage des poutres principales.....	111
Tableau 6.11 : Les Moment max pour la poutre secondaire console.....	114
Tableau 6.12 : Ferrailage des poutres secondaire en console.....	117
Tableau 6.13 : Les Moment max pour la poutre secondaire (En appuis).....	118
Tableau 6.14 : Les Moment max pour la poutre secondaire (En travée).....	119
Tableau 6.15 : Ferrailage des poutres secondaire.....	122
Tableau 6.16 : Les différentes sollicitations des voiles.....	124
Tableau 6.17 : Vérifications des contraintes tangentielles.....	124

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Tableau 7.1 : Les différentes surfaces des semelles sous poteaux.....	127
Tableau 7.2 : Les différentes surfaces des semelles filantes sous mur voile.....	128
Tableau 7.3 : Les différentes sollicitations du radier.....	132
Tableau 7.4 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle	136
Tableau 7.5 : Récapitulatif du ferrailage de la nervure.....	140

Chapitre 8 : Etude managériale

Tableau 8.1 : Matrice des priorités du projet (MPP).....	146
Tableau 8.2 : Matrice des responsabilités (RACI).....	147
Tableau 8.3 : Coût estimatif de notre projet	150
Tableau 8.4 : Liste des risques	152
Tableau 8.5 : Classification des risques.....	154

LISTE DES NOTATIONS

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique à 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité
Θ	Coefficient d'application d'acier
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_y, i_x	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduite
α	Position relative de la fibre neutre
z	Bras de levier
d	Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
Br	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
β	Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui prend les valeurs
E_{vj}	Module d'élasticité longitudinal différé
E_{ij}	Module d'élasticité longitudinal instantané
λ	L'élanement mécanique
W_p	Poids propre
\emptyset	Diamètre des barres
P_m	Poids mort
P_p	Poids de contrepoids
S_t	Espacement
C_t	Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage
T_{emp}	Période empirique
T_{dyn}	Période dynamique
l_f	Longueur de flambement du poteau
K	coefficients de Ballast (Raideur de sol)

Chapitre 1 :
Présentation De l'Ouvrage
Et
Caractéristiques Des Matériaux

1.1 Historique :

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre survenu à **BOUMERDES le 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. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort et esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

1.2 Introduction générale :

Toute étude d'un projet de bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale traduit par le besoin constant de gain d'espace pour répondre au développement démographique des populations urbaines. Cependant, le choix de ce type de construction à ça part de risque, lié aux dégâts qui sont occasionnés par les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) aux différentes sollicitations (compression, flexion) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**CBA 93, RPA 99 version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure. Cette étude se compose en plusieurs parties : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux, le pré dimensionnement des éléments de la structure et la descente des charges, étude des planchers, étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine), étude dynamique (en utilisant logiciel SAP2000), étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure, en fin étude managériale.

1.3 Présentation du projet :

1.3.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+9) à usage multiple constitué de :

Un Rez de chaussée à usage commercial
1^{er} au 9^{ème} étages à usage d'habitation et des bureaux

1.3.2 Description géométrique :

La terrasse de ce bâtiment étant inaccessible.

- Hauteur RDC : 4,08 m.
- Hauteur étage courant : 3,06 m.
- Longueur du bâtiment considéré : 26,85 m.
- Largeur du bâtiment considéré : 21,09 m.
- Hauteur total de structure : 32,22 m (y compris acrotère 0,6 m).

1.4 Assiette de l'Ouvrage :

L'assiette du terrain d'assise recevant le bâtiment est localisé dans la commune de Tlemcen « HENNAYA » → (Voir figure 1.1) se situant en « Zone de faible sismicité (zone I) », suivant la classification des zones sismiques par le **R.P.A 99 Version 2003**.



Figure 1.1 : Vue satellite de notre projet.

1.4.1 Classification du Site :

D'après les résultats des essais effectués in-situ donnons élaboration du rapport géotechnique établi par le laboratoire L.T.P.O., il en résulte que le sol est de nature rocheux « Catégorie S1 » dont ça contrainte admissible est de **2,4 bar**.

1.4.2 Ossature et Système Constructif Adopté :

➤ Ossature :

C'est une ossature auto-stable réalisée avec un système portique. (poteau-poutre).

➤ Plancher :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment, dans le cas de notre bâtiment c'est des planchers à corps creux (**Voir figure 1.1**) qui sont composés de trois éléments principaux : les corps creux ; les poutrelles et les dalle de compression (**Voir figure 1.2**).

- Corps creux « entrevous » ou hourdis de 20 cm, ils servent de coffrage perdu.
- Poutrelle (s) en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Dalle de compression de 5 cm armée, coulée en œuvre sur les entrevous qui reprend les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

✓ Rôle des planches :

- Résistance et stabilité (supporter les charges d'exploitations, durabilité... etc.).
- Etanchéité et protection (à l'air, au feu, aux effractions... etc.).
- Isolation thermique et acoustique.
- Fonction architecturale (aspect décoratif en sous face).
- Fonctions techniques (facilité de mise en œuvre, liaisons avec les porteurs verticaux, passage de gaines (électricité... etc.).

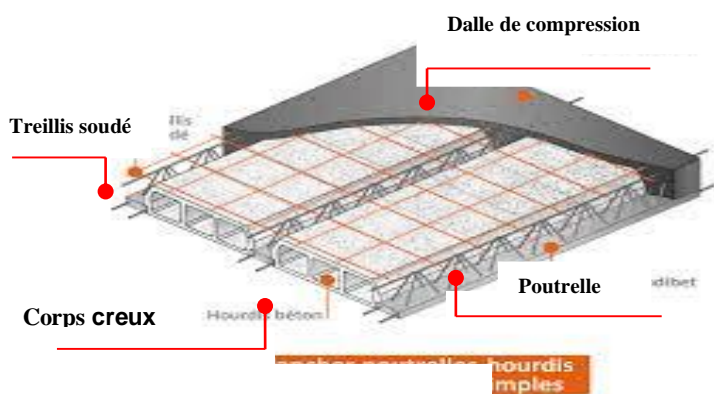


Figure 1.2 : Plancher à corps creux.

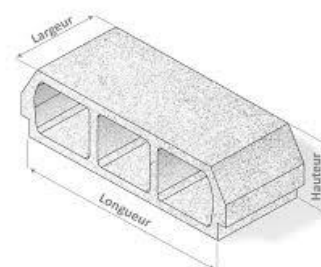


Figure 1.3 : Corps creux (hourdis).

Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- **Escalier :** Les escaliers permettent l'accès d'un étage à un autre, dans le cas de notre projet nous avons un seul type d'escalier à deux volés et un seul palier intermédiaire.
- **Maçonnerie :**
 - Les murs extérieurs : Généralement constitué par deux parois séparées par une lame d'air, ce dernier offre un meilleur coefficient d'isolation.
 - Les murs intérieurs : Ce sont des murs légers destinés à séparer, ils sont réalisés en brique creuse ($e_p = 10$ cm).
- **Revêtement :**
 - Les enduits extérieurs :** réalisé en mortier afin d'assurer les revêtements des murs extérieurs.
 - Les enduits intérieurs :** réalisés en plâtre destiné aux revêtements des cloisons.
 - Les plafonds :** des éléments qui constituent les surfaces des planchers réalisé en plâtre.
 - Revêtement en carrelage :** regroupant l'ensemble des carreaux d'une surface.
 - Le plancher terrasse inaccessible :** couvert par une étanchéité multicouche couverte par du gravillon afin d'éviter toute pénétration d'eau.
- **Ascenseur :** C'est un dispositif mobile qui assure le déplacement en hauteur, dans le cas de notre bâtiment l'ascenseur est à traction à câble.
- **Acrotères :** C'est un élément utilisé dans le cas des terrasses inaccessibles, réalisé en béton armé de hauteur variante entre 60 cm et 80 cm et d'épaisseur 10 cm.

1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.5.1 béton :

C'est une pierre artificiel obtenu en mélangeant :

- * Un liant (ciment).
 - * Des granulats (sable et gravier).
 - * Eau (eau de gâchage).
- Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours dite valeur requise. Elle est notée f_{c28} , cette résistance définit comme suite est :
- ✓ **f_{c28}** : résistance à la compression simple à 28 jours.
 - ✓ **R** : résistance à la traction simple à 28 jours.

1.5.1.1 Résistance à la compression :

Le béton résiste à la compression (f_{cj}) elle est déterminée à partir d'essai sur éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur à j (Jour /âge de l'éprouvette).

(C.B.A 93 Art A.2.1.1.1).

$$f_{cj} = \frac{j}{a + b_j} \cdot f_{c28}$$

Pour: $f_{c28} \leq 40\text{MPa} \rightarrow (a = 4,76 ; b = 0,95)$.

Pour: $f_{c28} \geq 40\text{MPa} \rightarrow (a = 1,40 ; b = 0,95)$.

Pour: $j \geq 60 \text{ j} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

Dans le cas de notre étude: f_{c28} est de 25 MPa .

1.5.1.2 Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton « j » jour notée f_{tj} est défini conventionnellement par les relations suivante :

(C.B.A 93 Art A.2.1.1.2).

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \rightarrow$ si: $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$.

$f_{tj} = 0,275 \cdot (f_{cj})^{2/3} \rightarrow$ si: $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$.

1.5.1.3 Méthode de calcul :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

- Les états limite sont classés en deux classes :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

Dans cas l'ouvrage est à la limite de la ruine il doit résister aux charges mais il subit des déformations irréversible

État limite ultime d'équilibre statique ; Non renversement de la structure.

État limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple ; Non Rupture par écrasement du béton

État limite ultime de stabilité de forme ; Non flambement d'un poteau.

Le diagramme utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

(C.B.A 93 Art A.4.3.4.1).

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} .$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰} \rightarrow \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} .$$

$$\text{Min } (4,5 ; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} \rightarrow \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} .$$

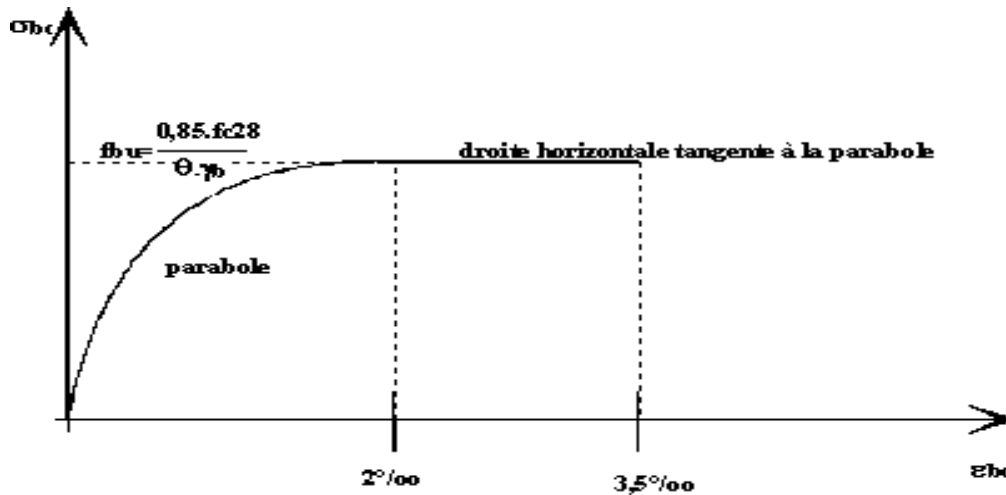


Figure 1.4 : Diagramme parabole-rectangle.

σ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul $2\text{‰} \leq \sigma_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jour.

γ_b : Coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} 1,5 & \text{cas général} \\ 1,15 & \text{cas accidentel} \end{cases}$

Donc σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement :

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

$$2\text{‰} \leq \sigma_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement il est fixé à :

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée $> 24\text{h}$.

$\theta = 0,9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ Lorsqu'elle est $< 1\text{h}$.

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

Aux delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (déformation ; ouverture des fissures).

σ_{bc} : la contrainte de compression du béton à ELS est limitée à $\rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

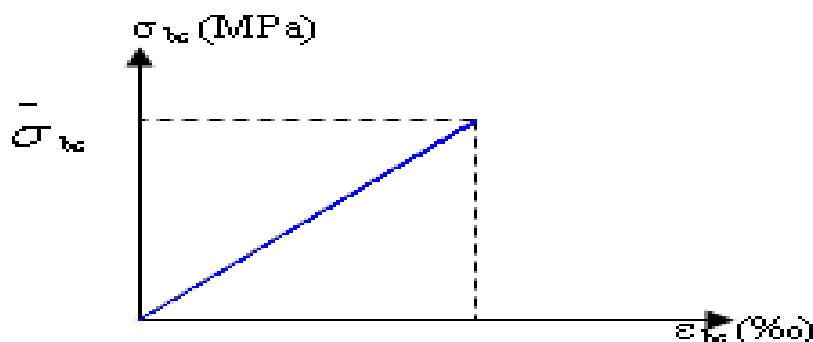


Figure 1.5 : Diagramme contrainte déformation du béton (E.L.S)

La contrainte limite de service en compression du béton est limité par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **Contrainte admissible de cisaillement :**

$\tau_u = \min(0,2 f_{cj}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) \rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0,15 f_{cj}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) \rightarrow$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \rightarrow \text{avec } \begin{cases} b: \text{ largeur de la pièce} \\ h: \text{ hauteur de la pièce} \end{cases}$$

1.5.1.4 Module de déformation longitudinal du béton :

a- Module de déformation instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours ; le module de déformation longitudinale instantanée du Béton « E_{ij} » est égale à : (C.B.A 93 Art A.2.1.2.1).

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \rightarrow E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

b- Module de déformation différée :

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

(C.B.A 93 Art A.2 .1.2.2).

$$E_{vj} = \begin{cases} 3700 (f_{cj}^{1/3}) \rightarrow \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ 4400 (f_{cj}^{1/3}) \rightarrow \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.} \\ 6100 f_{cj} \rightarrow \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.} \end{cases}$$

1.5.1.5 Module de déformation transversale :

➤ **Coefficient de poisson : (C.B.A 93 Art A.2.1.3).**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L); \text{ avec } \rightarrow \begin{cases} (\Delta d / d) \text{ déformation relative transversale.} \\ (\Delta L / L) \text{ déformation relative longitudinale.} \end{cases}$$

$$\nu \text{ pris égale à } \rightarrow \begin{cases} 0,2 \text{ pour l'ELS (béton non fissuré).} \\ 0,0 \text{ pour l'ELS (béton fissuré).} \end{cases}$$

1.5.2 L'Acier :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces, leur rôle est de résister à l'effort de traction ; de cisaillement et de torsion.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

*Acier naturel FeE 215 → Limite élastique FeE 235

*Acier à haute adhérence FeE 400 → Limite élastique FeE 500

*Treillis à soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\phi = 5$ mm de dimension

1.5.2.1 Contrainte de calcul d'acier :

Suivant les règles B.A.E.L on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance ELU.
- Etats limite de service ELS.

➤ **Etats limite ultime (ELU) :**

Pour le calcul on utilise le diagramme déformation- contrainte de **Figure 1.6**

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.

Avec $E_s = 200000$ MPa. [Module d'élasticité].

f_e : la résistance caractéristique de l'acier.

Pour notre étude on utilise des aciers **Fe E400**.

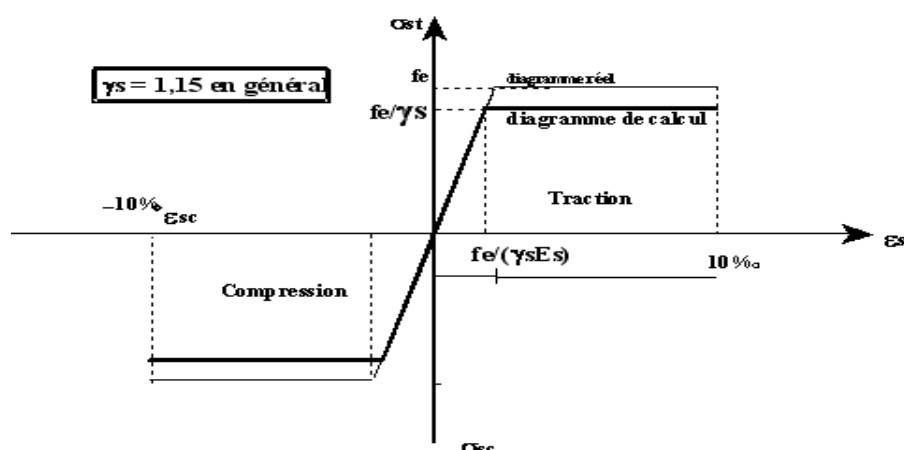


Figure 1.6 : Diagramme déformation- contrainte.
(CBA 93 Art A.2.2.2)

➤ **Etats limite de service (ELS) :**

Contrainte limite de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} \leq Fe$ pas de limitation.

Fissuration préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} Fe ; 110 \sqrt{(\eta \cdot f_{tj})} \right)$.

Fissuration très préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 Fe ; 90 \sqrt{(\eta \cdot f_{tj})})$.

η : Coefficient de fissuration → $\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les hautes adhérence, avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm (HA)} \end{cases}$

1.5.2.2 Contrainte admissible de cisaillement :

▪ **Cas d'armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) :**

$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

▪ **Cas d'armatures inclinées ($\alpha = 45^\circ$) :**

$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,27 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right\}$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u . → $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$

Avec : b: largeur de la pièce.

d : hauteur utile

γ_b : Poids volumique

Béton armé → $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

1.5.2.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

➤ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
 $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

➤ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

➤ **Etat limite accidentel :**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, le **RPA** a prévu les combinaisons d'action suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \cdot E \\ 0,8 G + E \end{array} \right. ; \text{avec} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation.} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$$

1.5.2.4 Méthodes de calcul :

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le **RPA** :

a. Méthode statique équivalente :

Seuls les coefficients D et R (coefficients de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

b. Méthode dynamique modale spectrale :

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

1.6 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression du béton à **28** jours : $f_{c28}=25\text{MPa}$.
- ✓ La résistance à la traction du béton : $f_{t28}=2,1\text{MPa}$.
- ✓ Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} =10818,865\text{MPa}$.
- ✓ Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} =33164,19\text{MPa}$.
- ✓ Limite d'élasticité des armatures longitudinales : $F_e=400\text{MPa(HA)}$.
- ✓ Limite d'élasticité des armatures transversales : $F_e=235\text{MPa(RL)}$.

Chapitre 2 :

***Pré dimensionnement Des Eléments
Structuraux
Et Descente Des Charges***

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges**2.1 Introduction :**

La phase de Pré dimensionnement des éléments résistants (planchers, poutres principales et secondaires, poteaux, voiles) est une phase qui représente un point de départ et une base justificatif à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

- ✓ Le Pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature doit être conforme aux règles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B. A. E. L 91} \rightarrow \text{Béton armé aux états limites 91} \\ \mathbf{R. P. A} \rightarrow \text{Règles parasismiques Algériennes.} \end{array} \right.$$

2.2 Pré dimensionnement des éléments résistants :**2.2.1 Pré dimensionnement des poutres :**

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

a) Poutres Principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On applique la formule suivant **B.A.E.L 91** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{L} \rightarrow \text{distance entre axes et on choisit la plus grande portée} \Rightarrow L = 5,15 \\ \mathbf{h} \rightarrow \text{hauteur de la poutre.} \end{array} \right.$$

$$\frac{5,15}{15} \leq h \leq \frac{5,15}{10} \rightarrow 0,34 \leq h \leq 0,51 \rightarrow \text{on prend: } h = 45 \text{ cm}$$

$$0,3 * 0,5 \leq b \leq 0,7 * 0,50 \rightarrow 0,15 \leq b \leq 0,35 \rightarrow \text{on prend: } b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1) :

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4,0 \rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4,0 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

On prend le **Min RPA** $b=20 \text{ cm}$; $h= 30\text{cm}$ pour tous les poutres principales.... **CV**

b) Poutres Secondaires (Chainages) :

Ils ont pour rôle d'accroître la résistance, aussi un moyen de liaison en reliant les portiques entre eux pour éviter tout basculement de ce dernier.

D'après les règles de **B.AE.L 91** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \text{avec: } L = 4,75 \text{ m}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$\frac{4,75}{15} \leq h \leq \frac{4,75}{10} = 0,31 \leq h \leq 0,47 \rightarrow \text{On prend: } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3 * 0,4 \leq b \leq 0,70 * 0,4 \rightarrow 0,12 \leq b \leq 0,28 \rightarrow \text{On prend: } b = 30 \text{ cm}$$

Conditions du **R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1)** :

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,167 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

On prend le **Min RPA 30 cm** pour toutes les poutres secondaires. ... **CV**

✚ Récapitulatif →

- ✓ **Poutres principales :** $\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$
- ✓ **Poutres secondaires :** $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

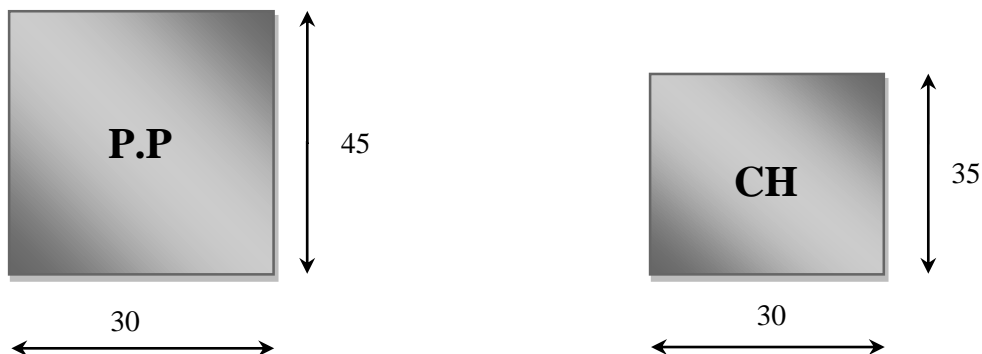


Figure 1.1 : Dimensions des poutres principales et secondaires.

2.3 Pré dimensionnement des planchers :**a) Planchers à Corps Creux (Poutrelles) :**

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, associant des dalles horizontales à un système de poutres formant des nervures (poutres principales, poutres secondaires et poutrelles).

Les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

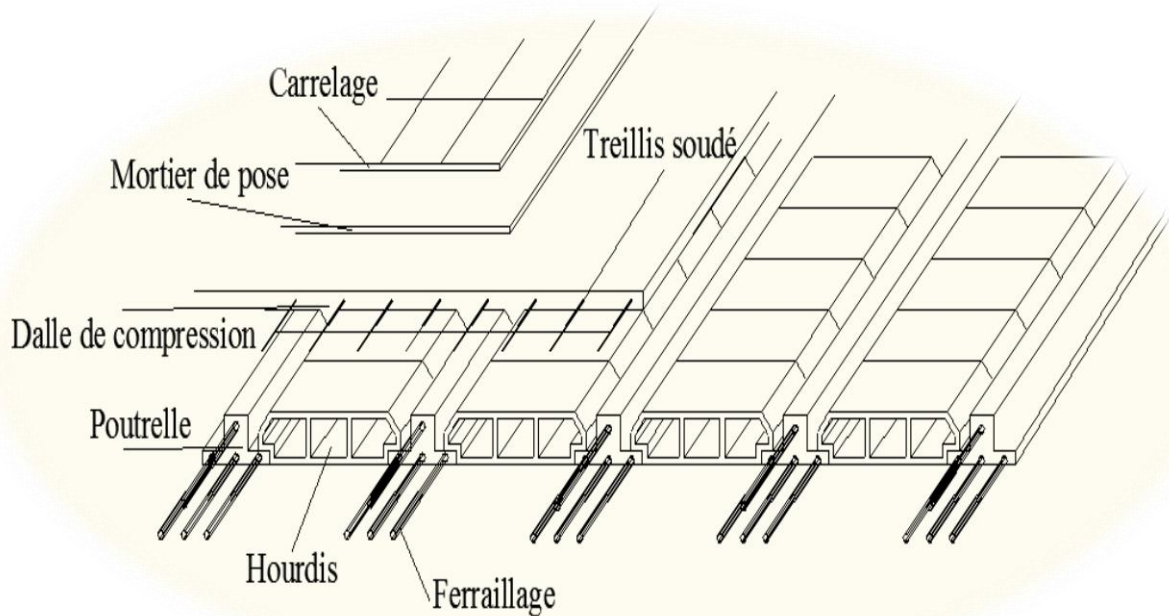


Figure 2.2 : Plancher à corps creux.

$$\frac{L}{22,5} \leq h_t \rightarrow \begin{cases} h_t: \text{hauteur de la poutrelles} \\ L: \text{la portée max entre nus d'apuis} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \frac{4,45}{22,5} \leq h_t \Rightarrow 0,198 \leq h_t \rightarrow \text{On prend } h_t = 0,25 \text{ m} > 0,198 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = (20 + 5) \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 20 \text{ cm: corps creux} \\ 5 \text{ cm: dalle de compression} \end{cases}$$

Pour raison de pratique le choix se porte sur $b = 65 \text{ cm}$ → distance entre axe des poutrelles.

$$0,30 \cdot h \leq b_0 \leq 0,40 \cdot h \Rightarrow 7,3 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

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

$$\text{On a : } b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 = (b - b_0)/2 \rightarrow \text{avec } b = 65 \text{ cm} \Rightarrow b_1 = (65 - 12)/2 = 26,5 \text{ cm}$$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

✚ Récapitulatif →

$$\begin{aligned} h &= 25 \text{ cm} \\ h_0 &= 5 \text{ cm} \\ b &= 65 \text{ cm} \\ b_0 &= 12 \text{ cm} \\ b_1 &= 26,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

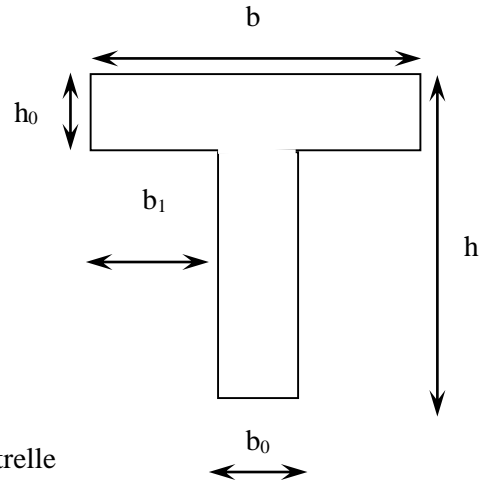


Figure 2.3 : Section de poutrelle

ht : Hauteur de la nervure (5cm+20cm)

h₀ : Hauteur de la dalle de compression (h₀= 5 cm)

b₀ : Largeur de la nervure (12cm)

b : Largeur de la dalle $b=2b_1+b_0$ (65 cm)

ht : La hauteur du plancher (25cm)

2.4 Pré dimensionnement des poteaux :

- Le pré-dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.
- La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.
- La surface afférente est : $S = L * l = 16,908 \text{ m}^2$

$$L : \text{longueur du plancher } L = \left(3,2 \cdot \frac{1}{2} + 5,15 \cdot \frac{1}{2} \right) = 4,175 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{2} = 2,087 \text{ m}$$

$$l : \text{largeur du plancher } l = \left(4,75 \cdot \frac{1}{2} + 3,35 \cdot \frac{1}{2} \right) = 4,05 \text{ m} \rightarrow \frac{l}{2} = 2,025 \text{ m}$$

h_e : Hauteur d'étage **h_{e RDC}** = 4,08 m

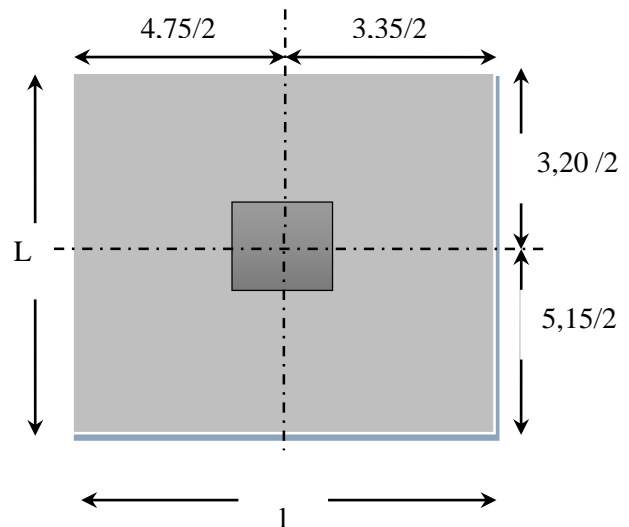
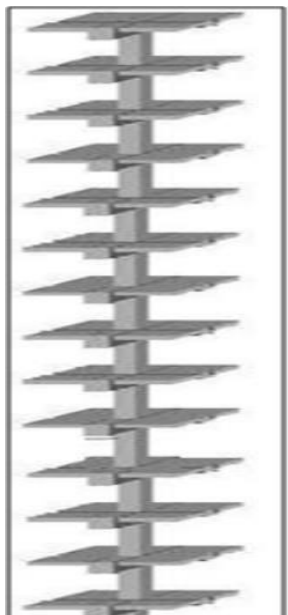


Figure 2.4 : Section du poteau le plus sollicité.

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges✚ **Poteau RDC :**

Formule donné : $Nu = Pu \times S \times n$

Nu : Charge verticale à l'E.L.U

Pu : Charge du plancher $\rightarrow Pu = 1 t/m^2$

S : Surface supporté par le poteau le plus sollicité $\rightarrow S = 4,175 \times 4,05$
 $\Rightarrow S = 16,908 m^2$

n : Nombre de niveaux $\rightarrow nbr = 10niv$

$$\Rightarrow Nu = 1 \times 16,908 \times 10 = 169,08 t \rightarrow 1,6908 MN$$

Section réduite : $Br = \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot f_e}{100 \cdot \gamma_s}}$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 (\lambda/35)^2 \quad \text{si: } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 \cdot \lambda \cdot 2/1500 \quad \text{si: } 50 < \lambda < 70$$

On fixe un élancement mécanique « $\lambda=35$ » pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$f_e = 400 MPa ; f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec: $f_{c28} = 25 MPa$; $\gamma_b = 1,5$ (cas générale); $\theta = 1 \rightarrow$ (charge > 24h)

$$Br \geq \frac{1,2 \times 1,690}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow Br = 0,1084 m^2$$

On a : $Br \geq (a - 0,02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 0,02$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0,1084} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq 0,349 m$$

Donc on prend : $a = b = 50 cm$ dont un poteau de section $(50 \times 50) cm^2$.

\rightarrow Les conditions réglementaire soient vérifié pour $(55 \times 55) cm^2$ (Voir chapitre 6)

✓ **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :**

$$\min(a \cdot b) \geq 25 \Rightarrow a = 55 cm > 25 \dots \dots \dots C.V$$

$$\min(a \cdot b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a = 55 cm > \frac{408}{20} = 20,4 cm \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < \frac{55}{55} = 1 cm < 4 \dots \dots \dots C.V$$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

✓ Vérification au flambement :

- Calcul du moment d'inertie : $I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow I_x = I_y = \frac{55 \times (55)^3}{12}$
 $\Rightarrow I_x = I_y = I_x = I_y = 762552,0833 \text{ cm}^4$

- Rayon de giration i_x, i_y : $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$; avec : $A = a \cdot b$ (section du poteau)
 $\Rightarrow A = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{762552,0833}{3025}} = 15,877 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élancement $\lambda_x = \lambda_y$: $\lambda_y = \frac{l_f}{i_x} \rightarrow$ avec: $l_f = 0,7 \times l_0$ (cas générale)
 $l_0 = 4,08 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,856 \text{ m}$
 $\lambda_x = \lambda_y = \frac{285,6}{15,877} = 17,988$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 17,988 < 50 \Rightarrow$ Condition au flambement est vérifiée.

Tableau 2.1 : Récapitulatif des sections des poteaux

Poteaux	Nb niveaux	S (m ²)	Nu (MN)	Br (m ²)	a = b (m ²)	L ₀ (m)	λ	Conditions
RDC	1	16,908	1,690	0,108	0,55	4,08	17,988	C.V
1 ^{er} étage	2	16,908	1,522	0,097	0,55	3,06	13,491	C.V
2 ^{ème} étage	3	16,908	1,352	0,086	0,50	3,06	14,844	C.V
3 ^{ème} étage	4	16,908	1,184	0,075	0,50	3,06	14,844	C.V
4 ^{ème} étage	5	16,908	1,014	0,065	0,45	3,06	16,489	C.V
5 ^{ème} étage	6	16,908	0,845	0,054	0,45	3,06	16,489	C.V
6 ^{ème} étage	7	16,908	0,676	0,043	0,40	3,06	18,55	C.V
7 ^{ème} étage	8	16,908	0,507	0,032	0,40	3,06	18,55	C.V
8 ^{ème} étage	9	16,908	0,338	0,021	0,35	3,06	21,20	C.V
9 ^{ème} étage	10	16,908	0,169	0,010	0,35	3,06	21,20	C.V

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges**2.5 Les voiles :**

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au séisme et au vent, ils doivent satisfaire les conditions du **R.P.A 99 V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4 a \rightarrow L: \text{longueur du voile.} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a: \text{épaisseur du voile.} \end{array} \right.$$

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités présentées comme suite :

$$\text{On a: } \left\{ \begin{array}{l} h_e = 4,08 \text{ m} \Rightarrow a \geq \frac{4,08}{20} = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{RDC} \\ h_e = 3,06 \text{ m} \Rightarrow a \geq \frac{3,06}{20} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour les étages} \end{array} \right.$$

$$a = \left\{ \begin{array}{l} \text{RDC} \rightarrow ep = 21 \text{ cm} \\ \text{1}^{\text{er}} \text{ au } 9^{\text{ème}} \text{ étage} \rightarrow ep = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$h_0 = \left\{ \begin{array}{l} 4,08 \text{ m} \rightarrow \text{RDC} \\ 3,06 \text{ m} \rightarrow \text{les Etages} \end{array} \right.$$

L: variable

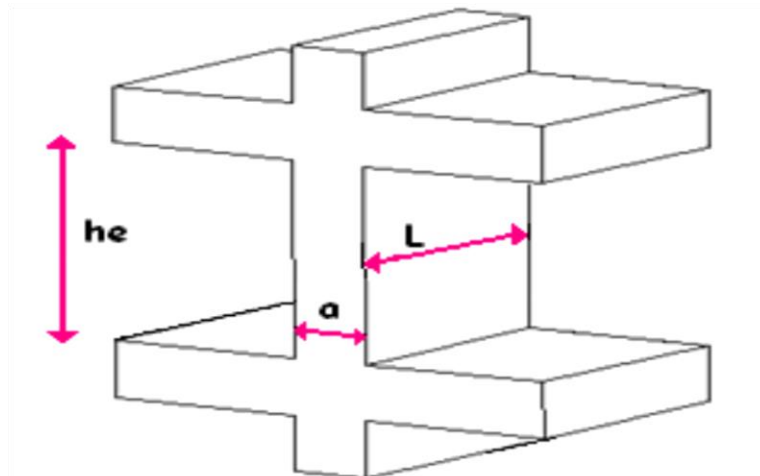


Figure 2.5 : Coupe des murs voiles en élévation.

2.6 Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

2.3.1 Les planchers :➤ **Plancher terrasse inaccessible à corps creux :****Tableau 2.2 :** Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

Désignation	ρ (KN/m ³)	e_p (m)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	20	0,05	1,00
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,10	2,20
Isolation thermique	2,5	0,04	0,10
Plancher en corps creux	/	0,20+0,05	3,20
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente G =			6,82 KN/m²
Charge d'exploitation Q =			1,00 KN/m²

➤ **Plancher étage courant à corps creux (Usage d'habitation, bureau):****Tableau 2.3 :** Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e_p (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher en corps creux	/	0,21	3,20
Enduit en plâtre	10	0,02	0,24
Cloisons intérieures	9	0,10	0,90
Charge permanente G =			5,54 KN/m²
Charge d'exploitation Q =			3,50 KN/m²
Charge d'exploitation (Bureau) Q =			1,50 KN/m²

2.3.2 Maçonnerie :

- ✓ **Murs extérieurs :** Généralement constitué de deux parois séparées par une lame d'air, ce dernier offre un meilleur coefficient d'isolation (paroi extérieur de 15 cm et la paroi intérieur et de 10 cm).

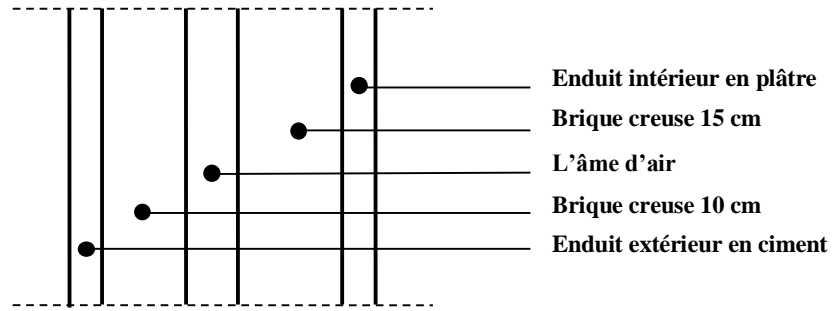
Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Figure 2.6 : Coupe d'un mur double parois.

➤ **Mur extérieur :**

Tableau 2.4 : Charge du mur extérieur.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e_p (m)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	2000	0,02	40
Brique creuse	1300	0,15	195
Brique creuse	900	0,10	90
Enduit intérieur en plâtre	1000	0,015	15
Charge permanente G =			3,45 KN/m²

- ✓ **Murs intérieurs :** Ce sont des murs légers (simple paroi), réalisés en brique creuse ($e_p = 10$ cm).

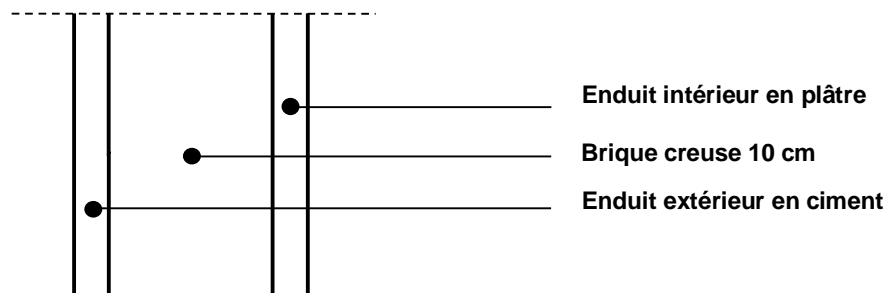


Figure 2.7 : Coupe d'un mur simple parois.

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges➤ **Mur intérieur :****Tableau 2.5 :** Charge du mur extérieur.

Désignation	ρ (KG/m ³)	e_p (m)	G (KG/m ²)
Enduit extérieur en ciment	2000	0,02	40
Brique creuse	900	0,10	90
Enduit intérieur en plâtre	1000	0,02	20
Charge permanente G =			1,50 KN/m²

Chapitre 3 :

Etude Des planchers

3.1 Introduction :

- ✚ Les planchers sont des éléments généralement horizontaux destinés :
 - A reprendre les efforts appliqués et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux.
 - Isolation thermique et phonique.
- ✚ Les planchers constitués de :
 - Dalle, nervure (poutrelles), corps creux, poutres.
- ✚ Dans notre structure on a deux types de planchers :
 - Plancher à corps creux
 - Dalle pleine.

3.2 Etude des planchers à corps creux :

D'après les règles **B.A.E.L91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ **Méthode des trois moments**

- ✚ On adopte pour le calcul la méthode des trois moments ainsi que le logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchant.

Tableau 3.1 : charges supportés par les poutrelles.

Niveau	$G (KN/m^2)$	$Q (KN/m^2)$	b(m)	Combinaisons	
				ELU : $Q_u = b \times (1,35G + 1,5Q)$ (KN/m)	ELS : $Q_s = b \times (G + Q)$ (KN/m)
Terrasse inaccessible	6,82	1,00	0,65	6,960	5,083
Etage courant	5,54	3,50	0,65	8,270	5,876

Chapitre 3 : Etude des planchers

3.2.1 Calculs des poutrelles :

3.2.1.1 Type de poutrelles :

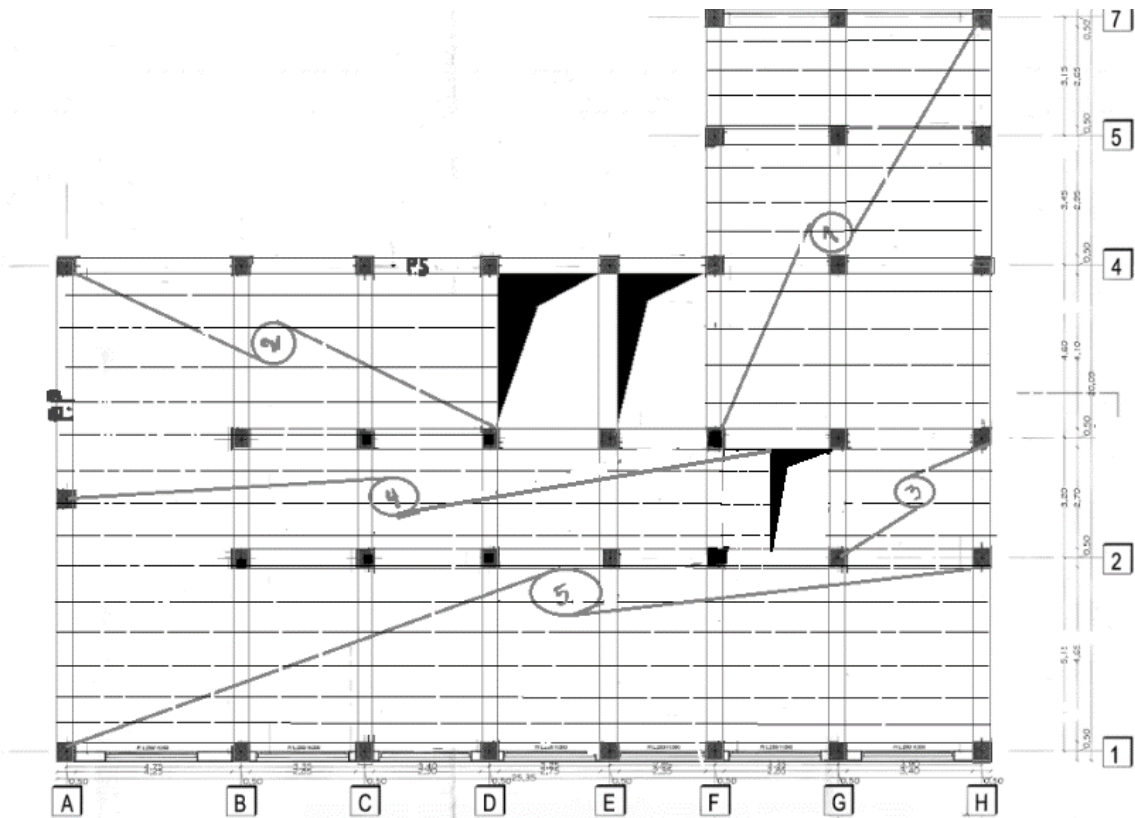
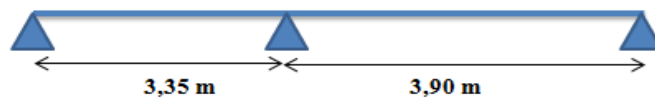
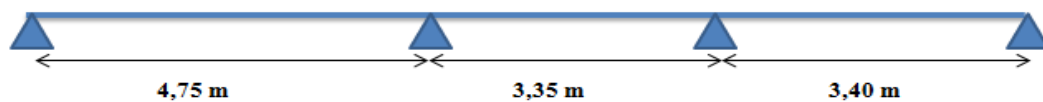


Figure 3.1 : Disposition des poutrelles

- Type N°1 :

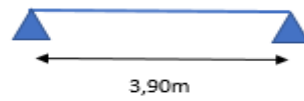


- Type N°2 :

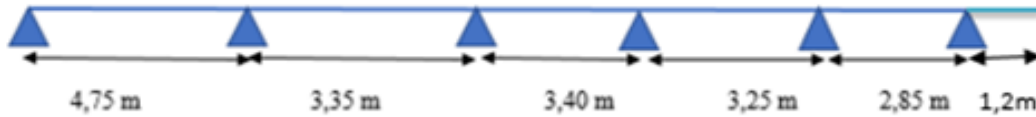


Chapitre 3 : Etude des planchers

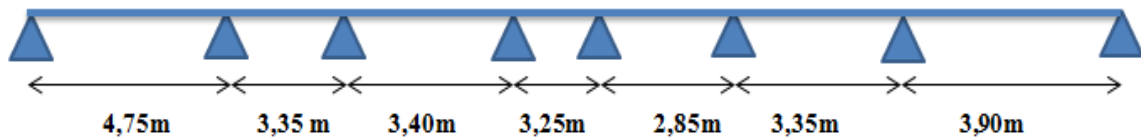
- Type N°3 :



- Type N°4 :



- Type N°5 :



3.2.1.2 Détermination des efforts internes :

Par la méthode des trois moments

➤ **ELU :**

Calcul de moment en appui : (figure 3.2)

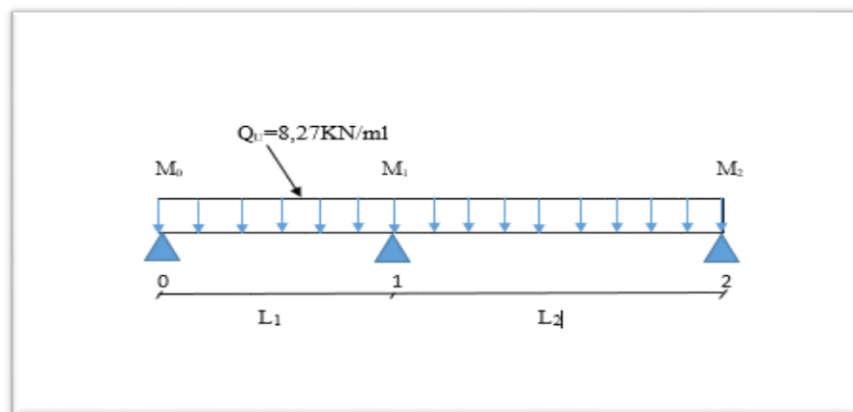


Figure 3.2 : Poutrelle type 1 RDC

$$M_0.L_1 + 2.M_1.(L_1 + L_2) + M_2.L_2 = -6(R_{g1} - R_{d1})$$

Avec :

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1=3,35\text{m} \\ L_2=3,90\text{m} \\ M_1=M_2=0 \end{array} \right.$$

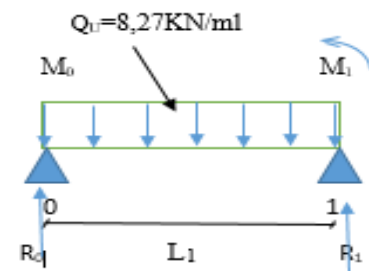
$$M_0 \cdot 3,35 + 2M_1 \cdot (3,35 + 3,90) + M_2 \cdot 3,9 = -6 (R_{g1} - R_{d1})$$

$$M_1 = -0,413 (R_{g1} - R_{d1})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{g1} = q_u \cdot 3,35^3 / 24 = 12,94 \text{KN} \\ R_{d1} = q_u \cdot 3,90^3 / 24 = 20,44 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$M_1 = -0,413 (12,94 - 20,44)$$

$$M_1 = -13,79 \text{KN.m}$$



▪ Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 = q_u \cdot L_1$$

$$\Sigma M_0 = 0.$$

$$R_1 \cdot L_1 - q_u \cdot L_1^2 / 2 + M_1 = 0.$$

$$R_0 = 9,74 \text{KN} \quad R_1 = 17,97 \text{KN} \quad M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} \quad T(x) = R_0 - q_u \cdot x.$$

$$M(x) = \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0. \\ M(3,35) = -13,79 \text{KN.m.} \end{array} \right.$$

$$T(x) = \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 9,74 \text{KN.} \\ T(3,35) = -17,97 \text{KN.} \end{array} \right.$$

$$M_{\text{MAX}} \text{ Si } T(x) = 0 \quad x = R_0 / q_u \rightarrow x = 9,74 / 8,27 = 1,17\text{m.}$$

$$M_{\text{max}} = 5,73 \text{KN.m}$$

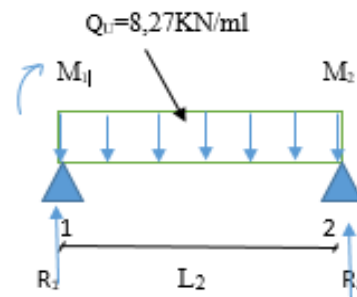
▪ Travée 1-2 :

$$R_1 + R_2 = q_u \cdot L_2$$

$$\Sigma M_1 = 0.$$

$$R_2 \cdot L_2 - q_u \cdot L_2^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_1 = 19,66 \text{KN} \quad R_2 = 12,59 \text{KN.} \quad M(x) = R_1 x - q_u \cdot x^2 / 2 + M_1. \quad T(x) = R_1 - q_u \cdot x.$$



$$M(x) = \left\{ \begin{array}{l} M(0) = M_1 = -13,79 \text{KN.m.} \\ M(3,9) = 0 \text{KN.m.} \end{array} \right.$$

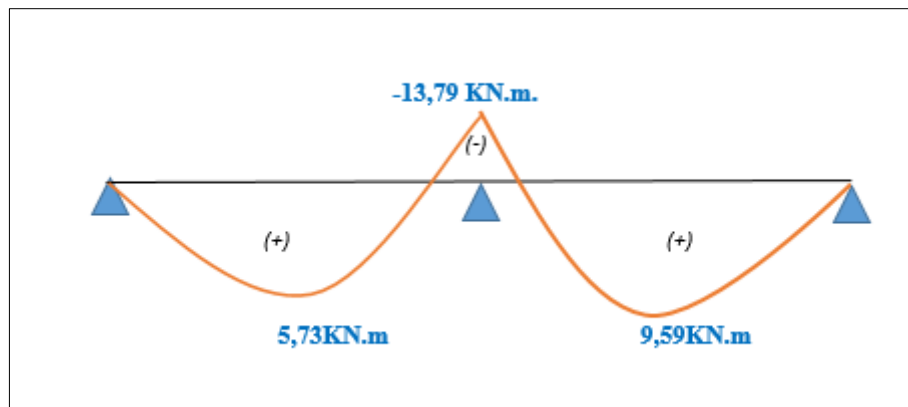
Chapitre 3 : Etude des planchers

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 19,66 \text{ KN.} \\ T(3,9) = -12,59 \text{ KN.} \end{cases}$$

M_{max} Si $T(x) = 0 \quad x = R_1/q_u \rightarrow x = 19,66/8,27 = 2,37\text{m.}$

$M_{max} = 9,59\text{KN.m.}$

▪ $M(\text{KN.m}) :$



▪ $T(\text{KN}) :$

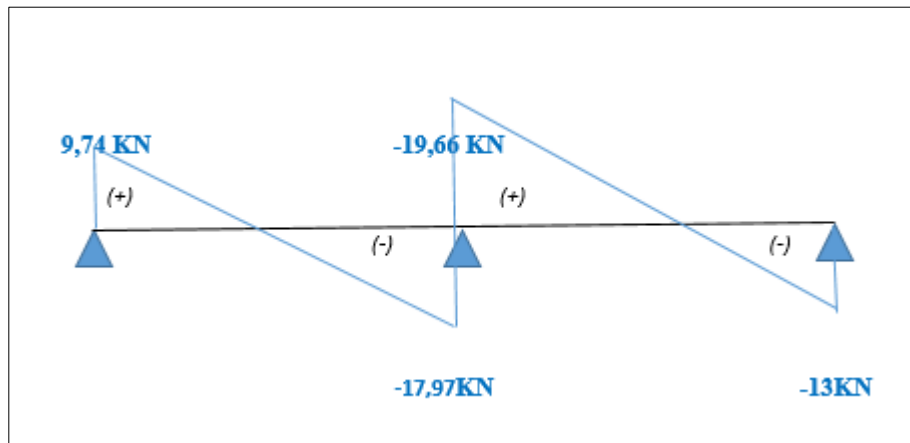


Figure 3.3 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants des Poutrelle type 1 RDC

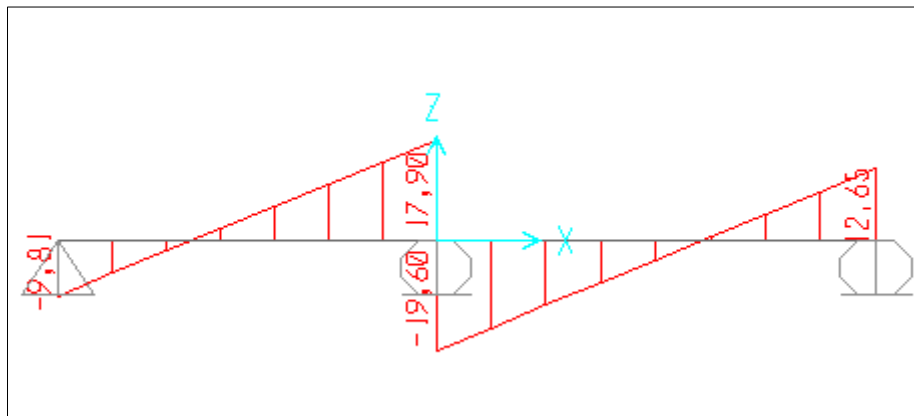
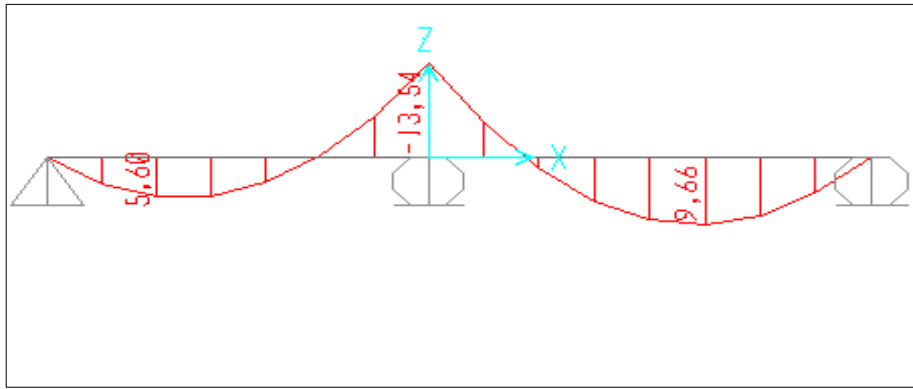
Chapitre 3 : Etude des planchers

Figure 3.4 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants des Poutrelles type 1 RDC SAP2000(ELU).

➤ **ELS :**

Calcul de moment en appui : (figure 3.5)

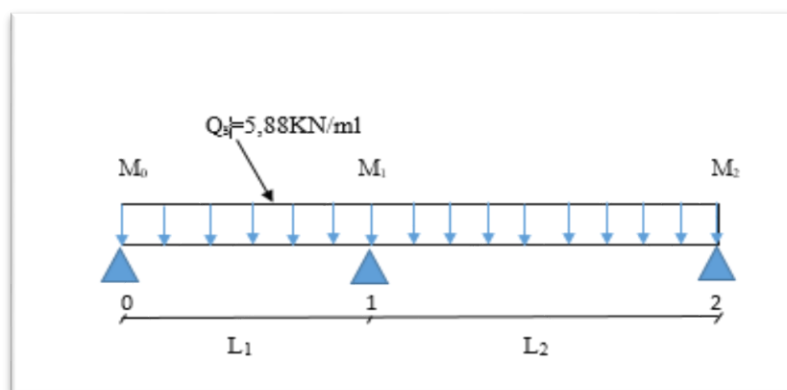


Figure 3.5 : Poutrelle type 1 RDC.

$$M_0.L_1 + 2.M_1.(L_1 + L_2) + M_2.L_2 = -6 (R_{g1} - R_{d1})$$

Avec :

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1=3,35\text{m} \\ L_2=3,90\text{m} \\ M_1=M_2=0 \end{array} \right.$$

$$M_0 \cdot 3,35 + 2M_1 \cdot (3,35 + 3,90) + M_2 \cdot 3,9 = -6 (R_{g1} - R_{d1}).$$

$$M_1 = -0,413 (R_{g1} - R_{d1}).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{g1} = q_s \cdot 3,35^3 / 24 = 9,20 \text{KN} \\ R_{d1} = q_s \cdot 3,90^3 / 24 = 14,52 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$M_1 = -0,413 (9,20 + 14,52).$$

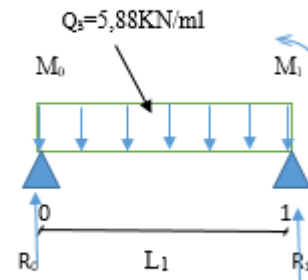
$$M_1 = -9,79 \text{KN.m}$$

▪ Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 = q_s \cdot L_1$$

$$\Sigma M_0 = 0.$$

$$R_1 \cdot L_1 - q_s \cdot L_1^2 / 2 + M_1 = 0.$$



$$R_0 = 6,92 \text{KN} \quad R_1 = 12,76 \text{KN}. \quad M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2. \quad T(x) = R_0 - q_s \cdot x.$$

$$M(x) = \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0. \\ M(3,35) = -9,78 \text{KN.m}. \end{array} \right.$$

$$T(x) = \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 6,92 \text{KN}. \\ T(3,35) = -12,76 \text{KN}. \end{array} \right.$$

$$M_{\text{MAX}} \quad \text{Si } T(x) = 0 \quad x = R_0 / q_s \quad \rightarrow \quad x = 6,92 / 5,88 = 1,17 \text{m}.$$

$$M_{\text{MAX}} = 4,07 \text{KN.m}$$

▪ Travée 1-2 :

$$R_1 + R_2 = q_s \cdot L_2$$

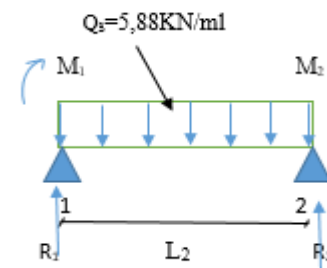
$$\Sigma M_1 = 0.$$

$$R_2 \cdot L_2 - q_s \cdot L_2^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_1 = 13,96 \text{KN}$$

$$R_2 = 8,95 \text{KN}.$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 + M_1. \quad T(x) = R_1 - q_s \cdot x$$



$$M(x) = \left\{ \begin{array}{l} M(0) = M_1 = -9,79 \text{KN.m} \\ M(3,9) = 0 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

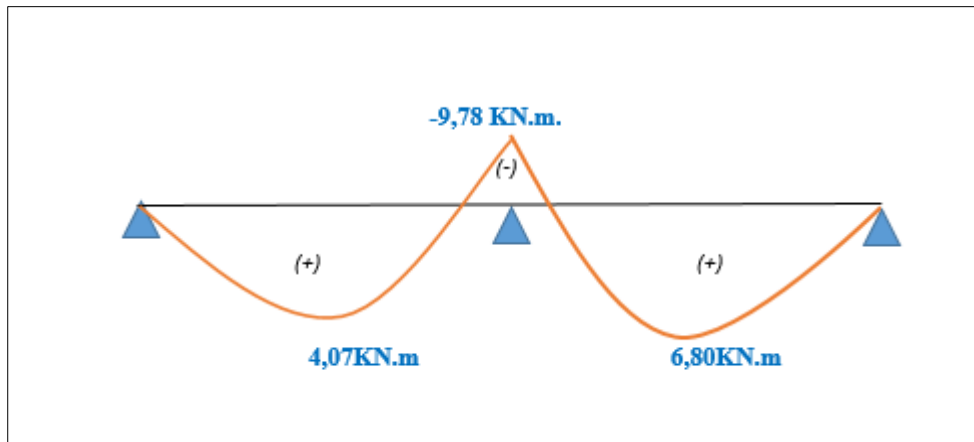
$$T(x) = \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 13,96 \text{KN} \\ T(3,9) = -8,96 \text{KN} \end{array} \right.$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

M_{max} Si $T(x) = 0$ $x = R_1/q_s \rightarrow x = 13,96/5,88 = 2,37m$.

$$M_{max} = 6,80 \text{ KN.m}$$

➤ $M(\text{KN.m})$:



➤ $T(\text{KN})$:

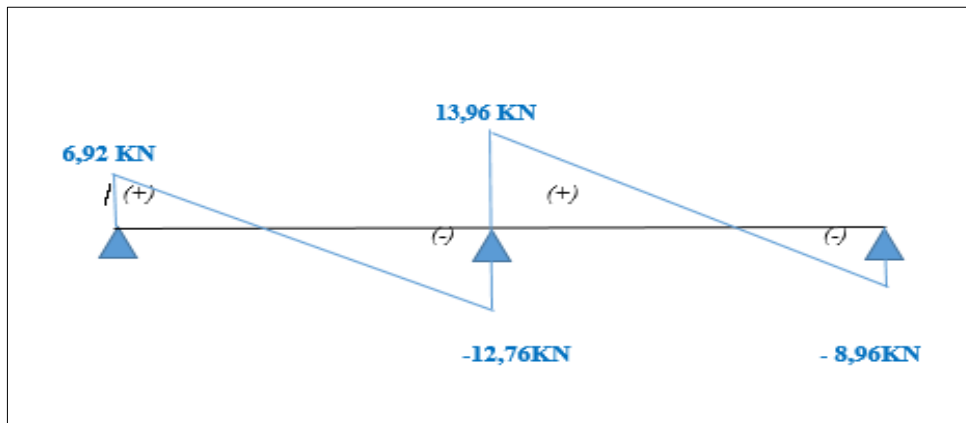
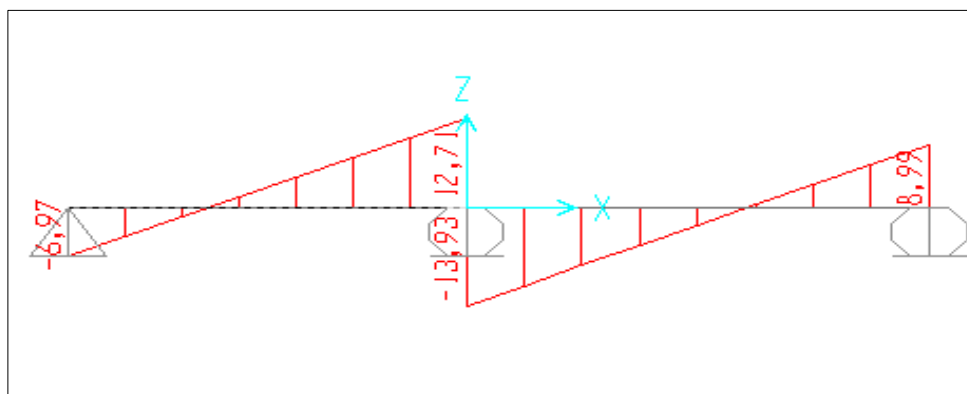


Figure 3.6 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants des Poutrelle type 1 RDC de la méthode des trois moments(ELS).



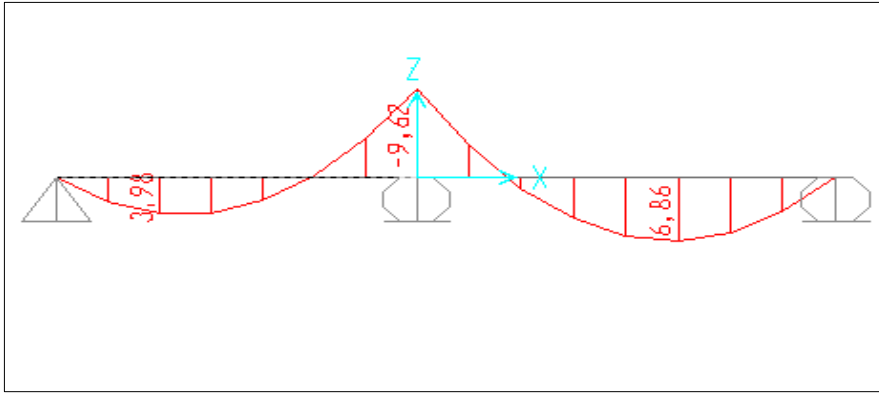
Chapitre 3 : Etude des planchers

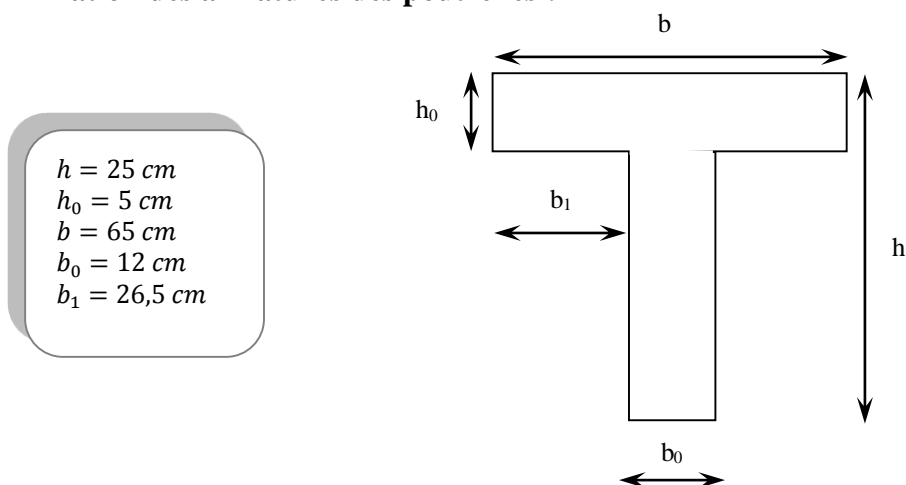
Figure 3.7 : Diagrammes des moments et des efforts tranchant des Poutrelle type 1 RDC SAP2000(ELS).

Le tableau ci-après représente une récapitulation des moments fléchissant et des efforts tranchants agissants sur les poutrelles, en utilisant le logiciel SAP2000 :

Tableau 3.2 : Récapitulation des moments fléchissant et efforts tranchant

	Type	M_{app} (KN .m)		M_{Trav} (KN.m)		T(KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage courant	1	13,54	9,62	9,66	6,86	-19,60	-13,93
	2	16,96	11,87	15,72	11,17	23,15	16,46
	3	0	0	15,72	11,18	16,13	11,47
	4	17,08	12,14	15,56	11,06	23,24	16,52
	5	17,09	12,16	15,55	11,06	23,24	16,52
Terrasse inaccessible	1	11,40	8,32	8,13	5,93	-16,49	-12,04
	3	0	0	13,23	9,66	13,57	9,91
	4	14,37	10,40	13,10	9,56	19,56	14,27
	5	14,38	10,50	13,09	9,55	19,56	14,28

3.2.1.3 Détermination des armatures des poutrelles :



Chapitre 3 : Etude des planchers

ht: Hauteur De La Nervure (5cm+20cm)
h₀: Hauteur De La Dalle De Compression (h₀= 5 cm)
b₀ : Largeur De La Nervure (12cm)
b : Largeur De La Dalle b=2b₁+b₀ (65 cm)
Ht : La Hauteur Du Plancher (25cm)

Poutrelle type (1) niveau de 1^{er} étage :➤ **ELU :**

b = 0,65 m ; h₀ = 0,05 m; h = 0,25 m; d = 0,9 . h = 0,225 m

$$\sigma_{bc} = 347,83 \text{ MPa}$$

F_{c28} = 25 MPa ; Fe = 400 MPa. ; F_{t28} = 2,1 MPa ; f_{bc} = 14,17 MPa

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$F_{t28} = 0,06 \cdot F_{c28} + 0,06 = 2,1 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

$$M_{ut} = M_{\max} = 9,66 \text{ KN.m} = 9,66 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

▪ **Le moment d'équilibre par la table M_t :**

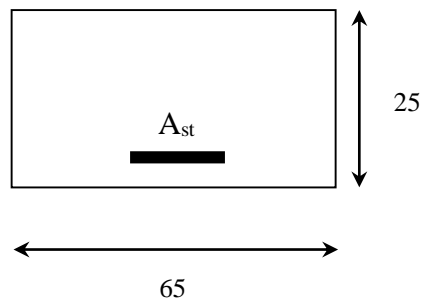
$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot \left(0,225 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$$M_t = 0,092 \text{ MN.m}$$

on a : $M_t \geq M_{ut}$

- L'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul se fera en flexion simple avec section rectangulaire (fictive) de dimension (65 x 25) cm.



Chapitre 3 : Etude des planchers

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9,66 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,225)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0207 < \mu = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires S.S.A.

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,0207)}) = 0,0261$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u) \Rightarrow z = 0,225 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0261) \Rightarrow z = 0,222$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,66 \times 10^{-3}}{0,222 \times 347,83} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$ soit 2 T12.

▪ **Condition de non fragilité : (CBA A 5.1.2.2)**

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} = 1,76 \text{ cm}^2$$

On a donc: $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{st_{min}} = 1,76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$

▪ **En appuis :**

$$M_{u_{app}} = M_{max} = 13,54 \cdot 10^{-3} \text{ MN} \cdot \text{m}$$

On considère une section rectangulaire de dimension $(12 \times 25) \text{ cm}^2$

$$\mu_u = \frac{M_{u_{app}}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,54 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,225)^2 \times 14,17} = 0,157$$

$$\mu_u = 0,157 < \mu_r = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 (0,157)}) = 0,214$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha_u) \Rightarrow z = 0,225(1 - 0,4 \cdot 0,214) \Rightarrow Z = 0,206 \text{ m}$$

$$A_{sapp} = \frac{M_{u_{app}}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,54 \times 10^{-3}}{0,206 \times 347,83} = 1,88 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T12 soit $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ app min}} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ app min}} = 0,23 \times 0,12 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} = 0,326 \text{ cm}^2$$

- On a donc: $A_{s \text{ app}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ app min}} = 0,326 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV.}$

➤ **ELS :**

▪ **Vérifications des contraintes :**

$M_{\text{ser}} = 6,86 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$; $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 0,65 \text{ m}$; $h_0 = 0,05 \text{ m}$;

$h = 0,25 \text{ m}$

▪ **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le Fe400, Alors la vérification des contrainte à l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \delta = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{9,66 \cdot 10^{-3}}{6,86 \cdot 10^{-3}} = 1,408$$

$$\frac{1,408-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,454$$

$\alpha = 0,0261 < 0,454 \dots \dots \dots \text{ CV.}$

▪ **En appuis**

$$\delta = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{13,54 \cdot 10^{-3}}{9,62 \cdot 10^{-3}} = 1,407$$

$$\frac{1,407-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,454$$

$\alpha = 0,036 < 0,453 \dots \dots \dots \text{ CV.}$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du Béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

▪ **Vérification du cisaillement :**

$$T_{u \text{ max}} = 19,6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{19,60 \times 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,225} = 0,726 \text{ MPa}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

La fissuration est peu préjudiciable donc :

(CBA 93 A. 5. 1. 2. 1)

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,7 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'y a pas risque de cisaillement.

▪ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_l = 12 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{250}{35} = 7,14 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \end{array} \right.$$

▪ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 Version 2003 on a :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h_t}{4}, 12 \phi_l, 30 \text{ cm} \right)$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{25}{4}, 12 \cdot 1,2, 30 \text{ cm} \right)$$

$$\text{On prend : } S_t = 6 \text{ cm}$$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{25}{2}$$

$$\text{On prend : } S_t' = 12 \text{ cm}$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{1,01 \times 215}{12 \times 12} = 1,5 \geq \max \left(\frac{0,7}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = \left(\frac{0,7}{2} \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow 1,4 > 0,4 \dots \dots \text{CV}$$

▪ **Vérification au glissement :**

$$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{Avec} \quad T_u = 19,6 \text{ KN} ; M_{ua} = 13,54 \text{ KN}$$

$$19,6 - \frac{13,54}{0,9 \cdot (0,225)} \leq 0 \quad \rightarrow \quad -47,26 \leq 0 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

- **Vérification de la flèche :**

D'après **BAEL 91 modifié**, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{\text{adm}} = \frac{L_{\text{max}}}{500}; \text{ avec } \rightarrow L_{\text{max}}: \text{Portée maximale des poutrelles.}$$

Dans notre cas, on a : $L_{\text{max}} = 4,75 \text{ m} \Rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{\text{ut}} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times (0,25)^3}{12} + 15 \times (2,26 \cdot 10^{-4}) \times \left(\frac{0,25}{2} - 0,025\right)^2$$

\rightarrow Car $[h = 0,25 \text{ m}; d' = 0,1 \text{ m}]$.

$$I_0 = 8,799 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{\text{Stu}}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,225} = 8,37 \cdot 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{d}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times 8,37 \cdot 10^{-3}} = 4,92$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{\text{st}}) + f_{t28}} = 1 - \frac{3,675}{(4 \times 8,37 \cdot 10^{-3} \times 347,83) + 2,1} = 0,71$$

$$I_{\text{Ft}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \times 8,37 \times 10^{-4}}{(1 + 4,92 \times 0,71)} = 2,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{\text{st}} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{\text{Ft}}} = \frac{6,86 \times 10^{-3} \times (4,75)^2}{10 \times 32164,195 \times 2,05 \cdot 10^{-4}} = 2,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$

Donc : $f = 0,234 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0,95 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$

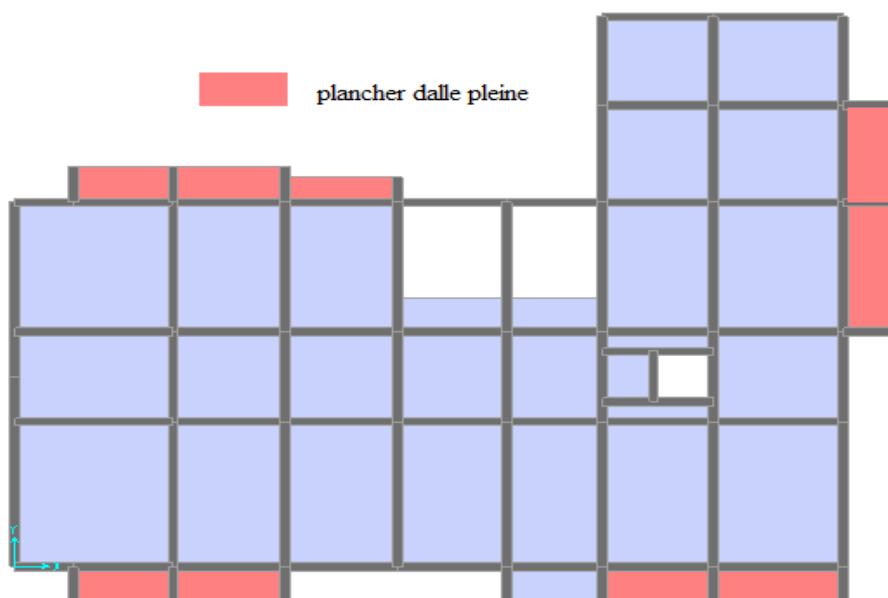
3.2.1.4 Récapitulation du ferrailage des poutrelles :**Tableau 3.3 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles**

	Type	μ		α		z		$A_{st}(cm^2)$	$A_{sa}(cm^2)$
		Tra	App	Tra	App	Tra	App		
RDC, Etage courant	1	0,020	0,157	0,026	0,214	0,222	0,206	1,25	1,88
	2	0,033	0,036	0,042	0,046	0,221	0,221	2,04	2,20
	3	0,033	/	0,042	/	0,221	/	2,04	/
	4	0,033	0,036	0,042	0,046	0,221	0,221	2,02	2,04
	5	0,033	0,036	0,042	0,046	0,221	0,221	2,02	2,22
Terrasse inaccessible	1	0,017	0,024	0,021	0,030	0,223	0,221	1,04	1,48
	3	0,028	/	0,036	/	0,221	/	1,72	/
	4	0,027	0,031	0,034	0,040	0,222	0,221	1,7	1,86
	5	0,028	0,031	0,036	0,040	0,221	0,221	1,7	1,87
Choix								2T12	2T12

3.3 Etude du plancher dalle pleine :**3.3.1 Pré-dimensionnement de la dalle pleine (plancher) :**

Notre dalle est encadrée dans la poutre principale entourée d'un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade du bâtiment.

La dalle repose sur deux côtés de portée 8,05m de longueur et 1,75m de largeur.

**Figure 3.8 : Position du plancher dalle pleine**

Chapitre 3 : Etude des planchers➤ **Détermination de l'épaisseur de la dalle :**

$$a = l_x/l_y = 1,75/8,05=0,21$$

$\alpha < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

L'épaisseur de la dalle : $h_0 \geq l_x/35 = 5 \text{ cm}$

Selon RPA99 $h \geq 15 \text{ cm}$

Avec $h_{\min} = 15 \text{ cm}$

On prend

$$h_0 = 16 \text{ cm}$$

- Maçonnerie a double paroi.

3.3.2 Evaluation des charges :➤ **Descente des charges :**

Tableau 3.4 : Descente des charges de la dalle

Désignation	e(m)	Densité (KN /m ³)	G (KN /m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle en B.A	0.16	25	4.00
Enduit en platre	0.02	10	0.20

Poids propre $G = 5,58 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul de La charge des murs (force) P :**

$$P = G_{\text{mac}} \times h \times 1 \text{ ml} = 3.45 \times 3,06 \times 1 \text{ ml} = \mathbf{10,55 \text{ KN}}$$

Avec

h : hauteur du mur.

- **Combinaison de charge :**

➤ **Charge par 1ml :**

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{À l'É.L.U :} \\ \quad q_u = (1,35G+1,5Q)=12,78\text{KN/ml.} \\ \quad p_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 10,55 = 14,24\text{KN} \\ \text{À l'É.L.S :} \\ \quad q_{\text{ser}} = (G+Q)=9,08\text{KN/ml} \\ \quad P_{\text{ser}} = p = 10,55\text{KN} \end{array} \right.$$

3.3.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants➤ **ELU :**

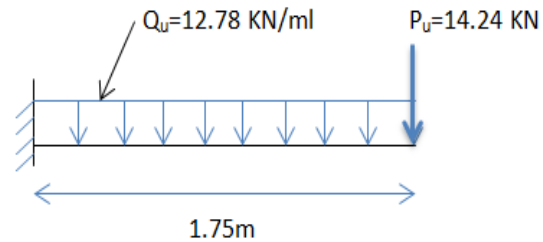
$$M_u = q_u l^2 / 2 + p_u \cdot l = 44,5 \text{ KN.m .}$$

$$T_{\text{max}} = Q_u \cdot l + P_u = 36,59 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$M_s = q_s l^2 / 2 + p_{se} \cdot l = 32,36 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\text{max}} = q_s \cdot l + p_{se} = 26,44 \text{ KN}$$

**3.3.4 Détermination du Ferrailage :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur. Donc le calcul revient à étudier une poutre encastree à une extrémité et libre à l'autre et soumise à la flexion simple.

➤ **ELU :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$h = 0,16 \text{ m} ; b = 1 \text{ ml} ; d = 0,9 \times h = 0,135 \text{ m.}$$

M (KN.m)	μ	Z(m)	A'	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)
44,50	0,151	0,132	0,0	9,69	8T14 A _s = 12,32

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1,00 \times 0,144 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ **Condition de RPA99 version 2003 :**

$$\text{on a : } A_{\text{min}} \geq 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot (1 \cdot 0,16) \times 10^4 = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choisi}} = 12,32 \geq 8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

- **Armature de répartitions :**

$$A_r = A_{\text{adopté}}/4 \Rightarrow A_r = 12,32/4 = 3,08 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ soit **4T10**

➤ **ELS :**

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times 12,32 (14,4 - y) = 0$$

$$50y^2 + 184,8y - 2661,12 = 0 \Leftrightarrow y = 5,68 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_{st} (d - y)^2 = \frac{100(5,68)^3}{3} + 15 \times 12,32 (14,4 - 5,68)^2$$

$$I = 20160,24 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{32,36 \times 10^3}{20160,24} \times 5,68 = 9,11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : Coefficient de fissuration pour HA $\varphi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{32,36 \times 10^3}{20160,24} (14,4 - 5,68) = 161,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 161,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{36,59 \times 10^{-3}}{1,0,144} = 0,254 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,254 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,16}{1,75} > \frac{1}{16} \longrightarrow 0,0914 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{12,32 \times 10^{-4}}{1 \times 0,144} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow 0,0085 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

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

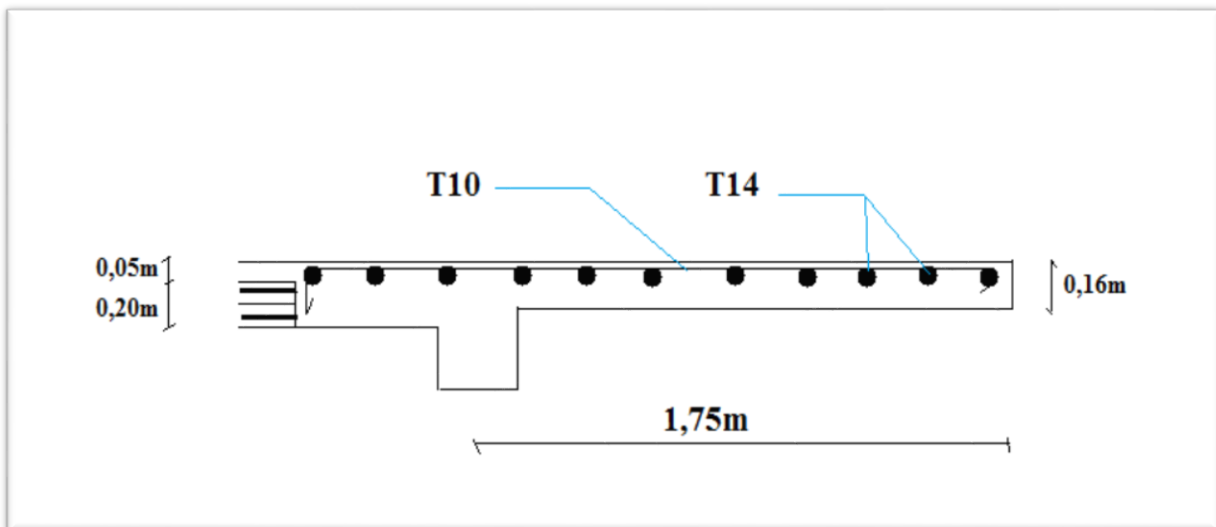


Figure 3.9 : Ferrailage du plancher dalle pleine

3.4 Etude des balcons :

3.4.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre ; La dalle repose sur deux côtés de portée 3,35m de longueur et 1,4m de largeur.



Figure 3.10 : Position du balcon dalle pleine

- Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1,4/3,35 = 0,41$$

$\alpha > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

L'épaisseur de la dalle : $h_0 \geq l_x/45 = 3,11 \text{ cm}$

Selon RPA99 $h \geq 15 \text{ cm}$

On prend

$h_0 = 15 \text{ cm}$

Maçonnerie de simple paroi $E_p = 15 \text{ cm}$.

3.4.2 Evaluation des charges :

- Descente des charges :

Tableau 3.5 : Descente des charges du balcon

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,015	17,00	0,26
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,015	18,00	0,27

Poids propre $G = 5,08 \text{ KN}/\text{m}^2$

Surcharge $Q = 3,50 \text{ KN}/\text{m}^2$

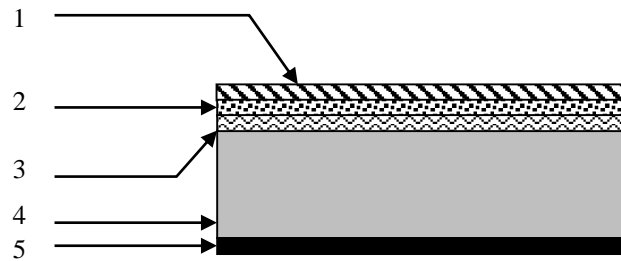
Chapitre 3 : Etude des planchers

Figure 3.11 : Balcon

- **Calcul de La charge des murs (force) P :**

$$P = \delta_b \times E_p \times h \times 1 \text{ ml} = 13 \times 0,15 \times 1,1 \times 1 \text{ ml} = 2,145 \text{ KN}$$

Avec

E_p : Epaisseur de la paroi utilisée.

h : Hauteur du garde-corps.

δ_b : Masse volumique de brique perforée $\delta_b = 13 \text{ KN/m}^3$.

- **Combinaison de charge :**

- **Charge par 1ml :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{À l'E.L.U : } q_u = (1,35G + 1,5Q) = 12,11 \text{ KN/ml.} \\ \quad p_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 2,145 = 2,90 \text{ KN} \\ \text{À l'E.L.S : } q_{se r} = (G + Q) = 8,58 \text{ KN/ml} \\ \quad P_{se r} = p = 2,145 \text{ KN} \end{array} \right.$$

3.4.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur. Donc le calcul revient à étudier une poutre encastree à une extrémité et libre à l'autre et soumise à la flexion simple.

➤ **ELU :**

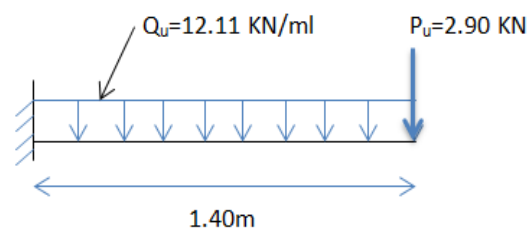
$$M_u = q_u l^2 / 2 + p_u \cdot l = 15,93 \text{ KN.m .}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 19,85 \text{ KN}$$

➤ **ELS :**

$$M_s = q_s l^2 / 2 + p_{se} \cdot l = 11,41 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = q_s \cdot l + p_{se} = 14,157 \text{ KN}$$



3.4.4 Détermination du Ferrailage :

On considère le balcon comme une poutre en console calculée en flexion simple, le calcul se fait par bande de 1ml :

➤ **ELU :**

$F_{c28}=25$ MPa ; $f_{t28}=2,1$ MPa ; $f_{bc}=14,17$ MPa ; $\sigma_{st}=347,83$ MPa

$h=0,15$ m ; $b= 1$ ml ; $d=0,9 \times h =0,135$ m.

M (KN.m)	μ	Z(m)	A'	$A_{cal}(cm^2/ml)$	A_{adop} (Cm^2/ml)
15,93	0,061	0,13	0,0	3,52	$A_s =4,71$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1,00 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ **Condition de RPA99 version 2003 :**

$$\text{On a : } A_{min} \geq 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot (1 \cdot 0,15) = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{choisi} = 4,71 < 7,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV.}$$

Car on a choisi : **7 T 12= 7.92** cm^2/ml

▪ **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} \Rightarrow A_r = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_r = \mathbf{3,14}$ cm^2 soit **4T10**

➤ **ELS :**▪ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$by^2/2 - 15 \times 7,92 (13,5 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 70,65 y - 953,775 = 0 \Rightarrow \mathbf{y = 4,6 \text{ cm}}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_{st} (d - y)^2 = \frac{100(4,6)^3}{3} + 15 \times 7,92(13,5 - 4,6)^2$$

$$I = 12654,68 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11,41 \times 10^3}{12654,68} \times 4,6 = 4,147 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,147 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

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

Avec η : Coefficient de fissuration pour HA $\varphi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{11,41 \times 10^3}{12654,68} (13,5 - 4,6) = 120,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 120,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Contrainte de cisaillement : Fissuration préjudiciable**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{19,85 \times 10^{-3}}{1,0,135} = 0,147 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,147 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

▪ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,15}{1,40} > \frac{1}{16} \longrightarrow 0,1071 \geq 0,0625 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow 0,0059 \leq 0,0105 \dots \text{CV}$$

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

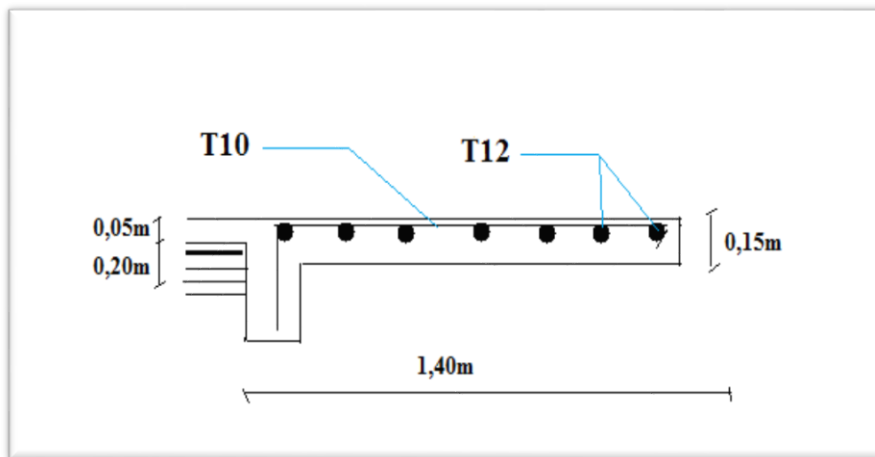


Figure 3.12 : Ferrailage du balcon dalle pleine

Chapitre 4 :

Etude Des éléments secondaires

4.1 Introduction :

Les éléments secondaires n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

4.2 Étude d'escalier :

4.2.1 Définition :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relie deux niveau différent d'une construction. L'assemblage de ces gradins donne un ensemble « escalier » ; le classement de ce dernier fait en fonction :

- De la forme de la volée ou du nombre de volées.
- Du montage de la marche sur son support.

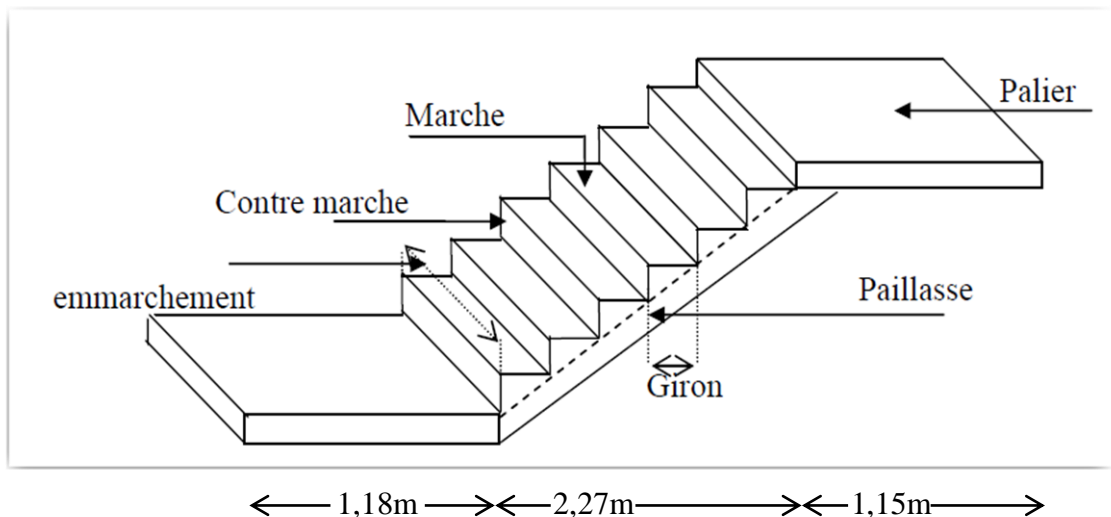


Figure 4.1 : Schéma d'un escalier.

4.2.2 Dimensionnement des escaliers :

➤ RDC, Étage courant :

La hauteur d'étage est de 3,06 m, On a 02 volées, La première volée est de 1,53 m la deuxième volée est de 1,53 m.

On prend la hauteur des contres marches :

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Formule de blondel : } 0,59 \leq 2 \cdot l + g \leq 0,66$$

$$\Rightarrow 0,59 \leq 2 \times 0,17 + g \leq 0,66$$

$$\Rightarrow 0,25 \leq g \leq 0,32$$

$$\text{On prend: } g = 28 \text{ cm.}$$

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

On a 8 marches avec $g=28\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

On a 9 contre marche

Emmarchement est de 1,2 m

L'épaisseur de la paillasse est estimée par la formule suivante :

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{17}{28}\right) = 31,26^\circ \rightarrow \text{Cos}(31,26) = 0,85$$

▪ **Epaisseur de la paillasse (e_p) :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{L}{30\text{Cos } \alpha} \leq e_p \leq \frac{L}{20\text{Cos } \alpha} \rightarrow \frac{227}{30 \cdot 0,85} \leq e_p \leq \frac{227}{20 \cdot 0,85}$$

$$\rightarrow 8,90 \leq e_p \leq 13,35$$

▪ **Epaisseur de palier (e_v) :**

$$e_v = \frac{e_p}{\text{Cos } \alpha} = \frac{12,50}{0,85} = 14,70 \text{ cm}$$

On prend $e_p = e_v = 15\text{cm}$

4.2.3 Evaluation des charges d'escalier :

4.2.3.1 Descente de charge du Palier :

Tableau 4.1 : Charge du palier.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e_p (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Poids propre du palier	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Lit de sable	17	0,02	0,34
Charge permanente G			5,13 KN/m²
Charge d'exploitation Q			2,50 KN/m²

- $Q_{U1} = (1,35G + 1,5Q) = 10,68 \text{ KN/ml}$
- $Q_{1ser} = (G + Q) * 1 \text{ ml} = 7,63 \text{ KN/ml}$.

4.2.3.2 Descente de charge de la volée (paillasse) :**Tableau 4.2 :** Charge de la volée

Désignation	ρ (KN/m ³)	ep (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage horizontal	22	0,02	0,44
Lit de sable	17	0,02	0,34
Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 22 \times h/g$	22	0,02	0,27
Mortier de ciment horizontal	20	0,02	0,40
Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	20	0,02	0,24
Poids propre de la paillasse $e_p \times (25 / \cos \alpha)$	25	0,15	4,41
Enduit en plâtre	10	0,018	0,18
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	22	/	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Charge permanente G			8,25KN/m²
Charge d'exploitation Q			2,50 KN/m²

- $Q_{U2} = (1,35G + 1,5Q) * 1ml = 14,88KN/ml$.
- $Q_{2ser} = (G + Q) * 1ml = 10,75KN/ml$.
- **Combinaisons d'actions :**

Tableau 4.3: Combinaisons d'actions.

Combinaisons d'actions	Q_1 Volée (KN/m ²)	Q_2 Palier (KN/m ²)
ELU	14,88	10,60
ELS	10,75	7,63

- **Longueur de la ligne de foulée :**

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

L : longueur de la ligne de foulée.

g : Giron

(n-1) : Nombre de marche.

$$L_1 = L_2 = (n_1 - 1) \cdot g \Rightarrow L_1 = 0,28 \times 8 = 2,24 \text{ m}$$

4.2.4 Type d'escalier :

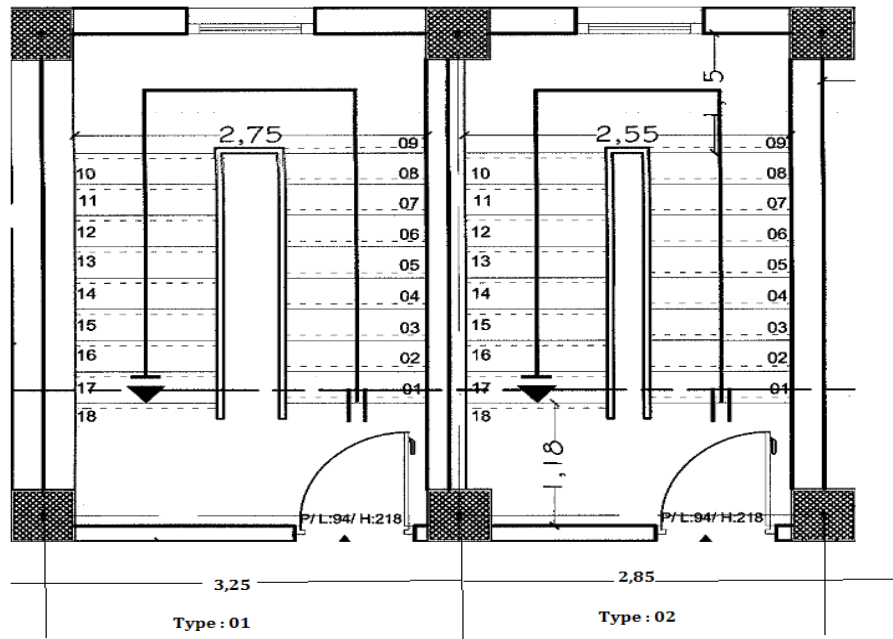


Figure 4.2 : Vue en plan d'escalier.

4.2.5 Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

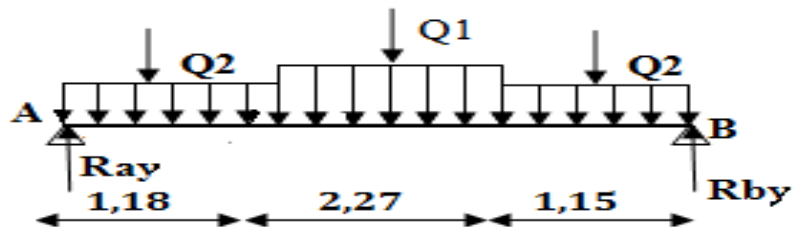
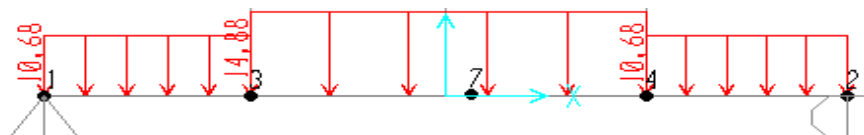


Figure 4.3 Schéma Statique de réaction d'appui.

$$\begin{aligned} L_1 &= 1,18 \text{ m} \\ L_2 &= 2,27 \text{ m} \\ L_3 &= 1,15 \text{ m} \end{aligned}$$

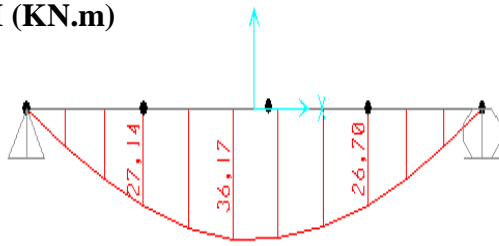
Le calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant se fait par la modélisation en SAP 2000,

➤ ELU:

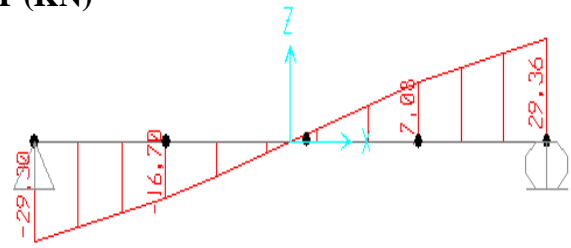


chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

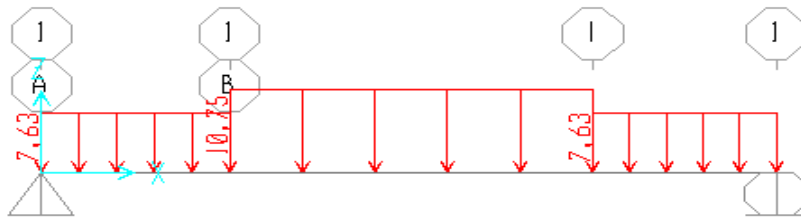
M (KN.m)



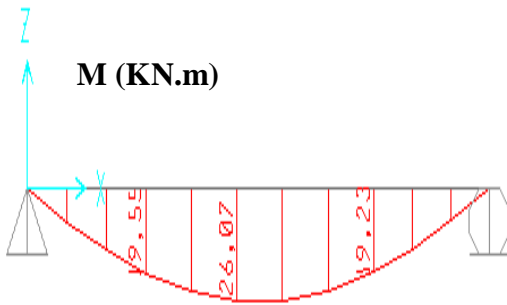
T (KN)



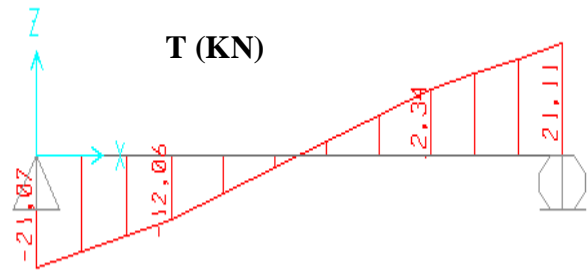
➤ ELS :



M (KN.m)



T (KN)



ELU : Moment : $M_{max} = 36,17 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0,85 M_{max} \Rightarrow 0,85 \times 36,17 = 30,74 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{ap} = 0,5 M_{max} \Rightarrow 0,5 \times 36,17 = 18,08 \text{ KN.m}$

ELS : Moment : $M_{max} = 26,07 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{tra} = 0,85 M_{max} \Rightarrow 0,85 \times 26,07 = 22,16 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{app} = 0,5 M_{max} \Rightarrow 0,5 \times 26,07 = 13,03 \text{ KN.m}$

Tableau 4.4 : Récapitulatifs des sollicitations.

ELU			ELS		
$M_{app}(\text{KN.m})$	$M_{tra}(\text{KN.m})$	$T_{max}(\text{KN})$	$M_{app}(\text{KN.m})$	$M_{tra}(\text{KN.m})$	$T_{max}(\text{KN})$
18,08	30,74	29,36	13,03	22,16	21,11

4.2.6 Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$H=0,15 \text{ m} ; b= 1,2 \text{ m} ; d=0,9 \times h = 0,135 \text{ m.}$$

➤ **ELU :**

- **En travée :** ($M_{tra} = 30,74 \text{ KN.m} = 30,74 \cdot 10^{-3} \text{ Mn.m}$)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$b = 1,2 \text{ m.}$$

$$d = 0,9 h = 0,135 \text{ m} ; \text{avec } h = 15 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30,74 \cdot 10^{-3}}{1,2 \cdot (0,135)^2 \cdot 14,17} = 0,099 \leq \mu = 0,392$$

→ la section est de simple armature , les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}\right) = 0,13$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u) = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,13) = 0,127$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{30,74 \times 10^{-3}}{0,127 \times 347,83} = 0,000695 \text{ m}^2 = 6,95 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = 6,95 \text{ cm}^2$$

Espacement = 15 cm

On adopte : **$A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$ soit 7T12**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 \Rightarrow A_r = 7,92/4 = 1,98 \text{ cm}^2$$

On adopte **$A_r = 2,36 \text{ cm}^2$ soit 3T10**

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale } A_{st} \min \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \cdot 1,2 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

- **En appuis :** ($M_{app}=18,08 \text{ KN.m}=18,08 \cdot 10^{-3} \text{ Mn.m}$)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18,08 \cdot 10^{-3}}{1,2 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,058 \leq \mu = 0,392$$

→ la section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas r

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}\right) = 0,074$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u) = 0,135 \cdot (1 - 0,4(0,074)) = 0,131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{18,08 \cdot 10^{-3}}{0,131 \times 347,83} = 3,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,96 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = 3,96 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$ soit **4T12**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 \Rightarrow A_r = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 2,36 \text{ cm}^2$ soit **3T10**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1,20 \times 0,135 = 2,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a donc: } A_{st} = 3,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

- **Condition de RPA99 VERSION 2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 120 \cdot 15 = 9 \text{ cm}^2$$

Car on a choisi :

$$7T12+4T12=11T12 = 12,44 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \geq 9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

➤ **ELS :**

Escalier se situant dans un local couvert, donc il est soumis à des fissurations peu préjudiciables.

- **En travée :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{30,74 \times 10^{-3}}{22,16 \times 10^{-3}} = 1,38 \Rightarrow \alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

On compare $\alpha = 0,099 < 0,44$ CV

La vérification de béton n'est pas nécessaire.

- **En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{18,08 \times 10^{-3}}{13,03 \times 10^{-3}} = 1,38 \Rightarrow \alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

On compare $\alpha = 0,074 < 0,44$ CV

La vérification de contrainte de béton n'est pas nécessaire.

- **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{29,36 \times 10^{-3}}{1,20 \cdot 135} = 0,181 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,181 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ CV

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{M_{ser}}{M_u} \rightarrow \frac{3,06}{4,6} > \frac{1}{18} \cdot 0,72$$

Avec : h → Hauteur de la cage d'escalier = 3,06 m.

L → Distance entre appuis.

- **En appuis :**

$$\frac{3,06}{4,6} \geq \frac{1}{18} \times \frac{13,03}{18,08} = 0,04$$

0,66 > 0,04 → En appui.

- **En travée :**

$$\frac{3,06}{4,6} \geq \frac{1}{18} \times \frac{21,41}{29,41}$$

0,66 > 0,04 → En travée.

4.2.7 Récapitulatif du ferrailage d'escalier :**Tableau 4.5 :** Récapitulatif du ferrailage d'escalier.

Armatures longitudinales (cm ²)				Armatures transversaux (cm ²)			
A _{St} calculé		Ferr choisie		A _{St} calculé		Ferr choisie	
En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
7,92	4,39	7 T12 Esp=18cm	4 T12 Esp=30cm	2,36	2,36	3T10	3T10

4.3 Eude de la poutre palière :**4.3.1 Pré dimensionnement :**Selon le **BAEL 91 modifié 99** :

- Pour le type 1 : L= 3,25 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \rightarrow 21.66 \text{ cm} \leq h \leq 32,5 \text{ cm}$$

On prend : h = 30 cm; b = 30 cm.

$$h = 30 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm.}$$

- Pour le type 2 : L= 2,85 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10} \rightarrow 19 \text{ cm} \leq h \leq 28,5 \text{ cm}$$

On prend : h = 30 cm; b = 30 cm.

$$h = 30 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :**R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1) :**

$$h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4,0 \rightarrow \frac{30}{30} = 1,00 < 4,0 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

La poutre palière a une dimension de **(30 x 30) cm²****4.3.2 Descente des charges :**

- **Charge permanentes :**

$$G_1 = \text{poid propre de la poutre palière} + G_{\text{voile}} \cdot h$$

$$G_1 = (0,3 \cdot 0,3 \cdot 2,25) + 0,21 \cdot 2,25 [(3,06) - (8,0,17) - (0,35)]$$

$$G_1 = 9,33 \text{ KN/ml.}$$

- **Charge d'exploitation :**

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle : Q=0

4.3.3 Réaction des escaliers :

$$T_{u \text{ max}} = R_B / \left(\frac{L}{2}\right) \quad \mathbf{L} : \text{La longueur de la poutre palière}$$

- Puisqu'il existe deux types d'escalier alors :

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires✓ **Type 1 : L= 3,25 m**

$$T_{u \max} = 29,36 / \left(\frac{3,25}{2}\right) = 18,06 \text{ KN}$$

$$T_{s \max} = 21,11 / \left(\frac{3,25}{2}\right) = 12,99 \text{ KN}$$

✓ **Type 2 : L= 2,85 m**

$$T_{u \max} = 29,36 / \left(\frac{2,85}{2}\right) = 20,60 \text{ KN}$$

$$T_{s \max} = 21,11 / \left(\frac{2,85}{2}\right) = 14,81 \text{ KN}$$

4.3.4 Calcul des efforts internes :

$$\text{ELU : } Q_{u_i} = 1,35 G_1 + T_{u \max}$$

$$\text{ELS : } Q_{s_i} = G_1 + T_{s \max}$$

✓ **Type 1 : L= 3,25 m**

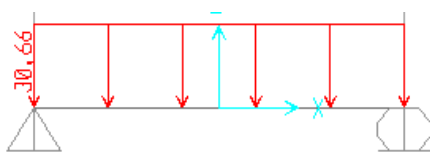
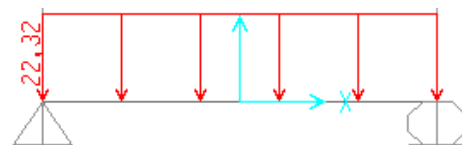
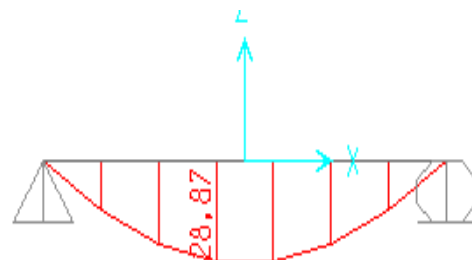
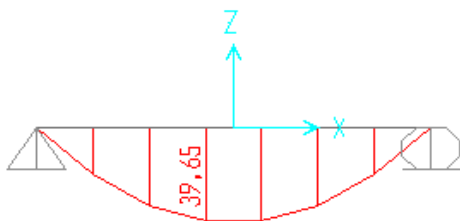
$$\text{ELU : } Q_{u_1} = 1,35 (9,33) + 18,06 = 30,66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{s_1} = 9,33 + 12,99 = 22,32 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Type 2 : L= 2,85 m**

$$\text{ELU : } Q_{u_2} = 1,35 (9,33) + 20,60 = 33,20 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } Q_{s_2} = 9,33 + 14,81 = 24,14 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Exemple du type 1 :****ELU****ELS****M(KN.m) :**

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

(Les résultats des efforts internes trouvés sont obtenus en utilisant le SAP2000)

Tableau 4.6 : Tableau des résultats obtenus par SAP2000.

	ELU			ELS		
	Qu _i (KN/ml)	Mu _{max} (KN.m)	Tu _{max} (KN)	Qs _i (KN/ml)	Ms _{max} (KN.m)	Ts _{max} (KN)
Type 1 (3,25m)	30,66	39,65	49,82	22,32	28,87	
Type 2 (2,85m)	33,20	33,71	47,31	24,14	24,51	34,41

4.3.5 Calcul du Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple :

h = 0,30 m; b = 0,30 m; d = 0,9.h = 0,27 m; f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; f_{bc} = 14,17 MPa

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

➤ **ELU :**• **En travée : Type 1 (3,25 m)**

$$M_{Ut} = 0,85 \cdot M_U = 0,85 \cdot 39,66 \cdot 10^{-3} = 33,71 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{33,71 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,108 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

→ La section est de simple armature **SSA** , les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,108}) = 0,143$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,143) = 0,254 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{33,70 \times 10^{-3}}{0,254 \times 347,82} = 3,81 \text{ cm}^2$$

On choisit : A_{st} = **4,62 cm²** soit **3 T14**Soit **3 T 14** de section **4,62 cm²/ml**

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ **Armature de répartitions :**

$$A_r = A_{st}/4 \Rightarrow A_r = 4,62/4 = 1,16 \text{ cm}^2$$

Soit **3 T 12** de section **3,39 cm²/ml**• **En appuis :**

$$M_{Ua} = 0,5 \times M_U = 0,5 \times 39,66 \cdot 10^{-3} = 19,83 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ua}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19,83 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,0639 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

→ la section est de simple armature , les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0639}) = 0,0826$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0639) = 0,263 \text{ m}$$

$$A_{sa} \geq \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,83 \times 10^{-3}}{0,263 \times 347,82} = 2,16 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2$ soit **3 T12**Soit **3 T 12** de section **3,39 cm²/ml**▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ **Armature de répartitions :**

$$A_r = A_{st}/4 \Rightarrow A_r = 3,39/4 = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit **3 T 14** de section **4,62 cm²/ml**▪ **Condition de RPA99 version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Car on a choisi : **3 T 14 + 3 T 12 = 8,01 cm²/ml**➤ **ELS :**

Escalier se situant dans un local couvert, donc il est soumis à des fissurations peu préjudiciables.

- **En travée :**

$$\alpha_t \leq \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma_t = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma_t = \frac{33,71 \times 10^{-3}}{24,53 \times 10^{-3}} = 1,37 \Rightarrow \alpha_t = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

On compare $\alpha_t = 0,143 < 0,435$ **CV**

La vérification de la contrainte de béton n'est pas nécessaire. $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{19,82 \times 10^{-3}}{14,43 \times 10^{-3}} = 1,37 \Rightarrow \alpha = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

On compare $\alpha = 0,0826 < 0,435$ **CV**

La vérification de la contrainte de béton n'est pas nécessaire. $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{47,31 \times 10^{-3}}{0,30,27} = 0,584 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,584 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ **CV**

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\text{Min} \left(\frac{h}{35}, \emptyset I, \frac{b}{10} \right) \geq \emptyset t$$

$$\text{Min} \left(\frac{30}{35}, \emptyset I, \frac{30}{10} \right) \geq \emptyset t$$

$$\text{Min} (0,85; 1,20; 3) \geq \emptyset t$$

On prend $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 Version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset I, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{30}{4}, 12, 1,20, 30 \text{ cm} \right)$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2}$$

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

$$S_t \leq \frac{30}{2}$$

On prend : $S_t = 10$ cm

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 4\text{Ø}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **ELU :**

• **En travée : Type 2 (2,85 m)**

$$M_{Ut} = 0,85 \cdot M_U = 0,85 \cdot 33,71 \cdot 10^{-3} = 28,66 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{28,66 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,092 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

→ la section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,12$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,12) = 0,257 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{28,66 \times 10^{-3}}{0,257 \times 347,82} = 3,20 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$ soit **3 T14**

Soit **3 T 14** de section $4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ **Armature de répartitions :**

$$A_r = A_{st}/4 \Rightarrow A_r = 4,62/4 = 1,155 \text{ cm}^2$$

Soit **3 T 12** de section $3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **En appuis :**

$$M_{Ua} = 0,5 \times M_U = 0,5 \times 33,71 \cdot 10^{-3} = 16,85 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16,85 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,0543 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

→ la section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0543}) = 0,0698$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0698) = 0,262 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{16,85 \times 10^{-3}}{0,262 \times 347,82} = 1,84 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$ soit **3 T12**

Soit **3 T 12** de section $3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ **Armature de répartitions :**

$$A_r = A_{st}/4 \Rightarrow A_r = 3,39/4 = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit **3 T 14** de section $4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Condition de RPA99 version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Car on a choisi : **3 T 14 + 3 T 12 = 8,01 cm²/ml**

➤ **ELS**

Escalier se situant dans un local couvert, donc il est soumis à des fissurations peu préjudiciables.

• **En travée :**

$$\alpha t \leq \frac{\gamma t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma t = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma t = \frac{20,83 \times 10^{-3}}{12,25 \times 10^{-3}} = 1,37 \Rightarrow \alpha t = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

On compare $\alpha t = 0,12 < 0,435 \dots \dots \dots \text{CV}$

La vérification de la contrainte de béton n'est pas nécessaire $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• **En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{16,85 \times 10^{-3}}{12,25 \times 10^{-3}} = 1,37 \Rightarrow \alpha = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

On compare $\alpha = 0,0698 < 0,435 \dots \dots \dots \text{CV}$

La vérification de la contrainte de béton n'est pas nécessaire. $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

▪ **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{47,31 \times 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27} = 0,584 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,584 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

$$\text{Min} \left(\frac{h}{35}, \emptyset I, \frac{b}{10} \right) \geq \emptyset t$$

$$\text{Min} \left(\frac{30}{35}, \emptyset I, \frac{30}{10} \right) \geq \emptyset t$$

$$\text{Min} (0,85; 1,20; 3) \geq \emptyset t$$

On prend $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

▪ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 Version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset I, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{30}{4}, 12 \cdot 1,20, 30 \text{ cm} \right)$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

4.4 Etude de l'acrotère :

4.4.1 Introduction :

L'acrotère est un élément structural réalisé en béton armé, conçu afin d'assurer « une conjoncture » avec la forme de pente pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales aussi garantir une sécurité au niveau de la terrasse « muret en bord de toit contre toute chute ».

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composé parce qu'il est soumis à son poids propre « W_p » et à un moment dû à une surcharge horizontale due la une main courante.

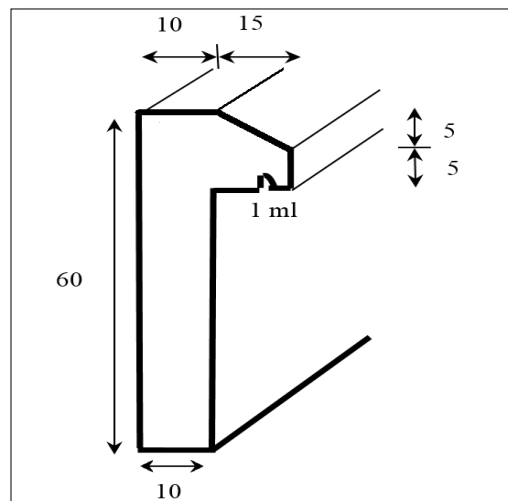


Figure 4.4 : Dimension de l'acrotère.

4.4.2 Poids propre de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,15 \times 0,05)/2 + (0,05 \times 0,15) = 0,07125 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$W_p = 0,07125 \times 1 \times 25 = 1,7812 \text{ KN/ml}$$

Charge permanente	1,7812 KN/ml
Charge d'exploitation	1 KN/ml

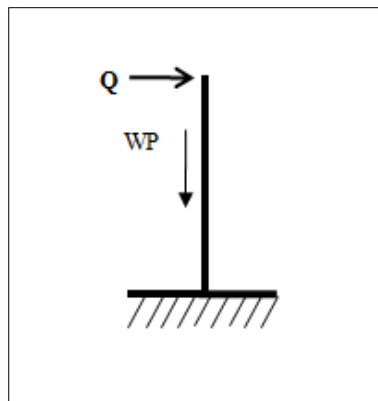


Figure 4.5 : Actions agissants sur l'acrotère.

4.4.3 Calcul des sollicitations :➤ **ELU :**

$$\text{L'effort normal : } N_u = 1,35 \times W_p$$

$$\Rightarrow N_u = 1,35 \times 1,7812 = 2,404 \text{ KN}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_u = 1,5 \cdot Q \cdot (h)^2/2$$

$$\Rightarrow M_u = 1,5 \times 1 \times (0,6)^2/2 = 0,27 \text{ KN.ml}$$

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires➤ **ELS :**L'effort normal : $N_s = Wp$

$$\Rightarrow N_s = 1,7812 = 1,7812 \text{ KN}$$

Moment fléchissant : $M_s = Q \cdot (h)^2 / 2$

$$\Rightarrow M_s = 1 \times (0,6)^2 / 2 = 0,18 \text{ KN.m}$$

4.4.4 Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_u} = \frac{0,27}{2,404} = 0,11 \text{ m} = 11 \text{ cm}$$

$$e = 11 \text{ cm}$$

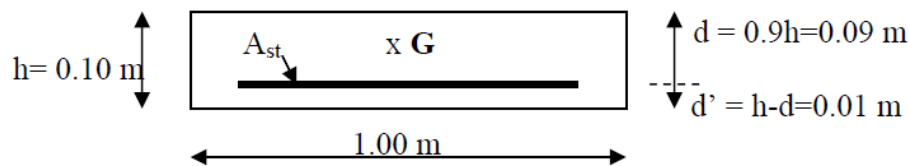
$$e > \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} \Rightarrow e = 1,67 \text{ cm}$$

$$11 \text{ cm} > 1,67 \text{ cm}$$

Donc, la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

4.4.5 Calcul de ferrailage :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPA} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPA} ; \sigma_{bc} = 347,83 \text{ MPA}$$

➤ **ELU :**

d : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : la distance entre l'armature inférieure et la fibre plus tendue.

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 11 + [(10/2) - 1] = 15 \text{ cm}$$

$$e_a = 15 \text{ cm}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 2,404 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2}$$

$$M_a = 3,606 \times 10^{-4} \text{ MN.Cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,606 \times 10^{-4}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,003$$

$$\mu_u = 0,003 < \mu_r = 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

\Rightarrow les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003}) = 0,00375$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,00375) \Rightarrow Z = 0,0898$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_{UA}}{Z} - N_u \right] = \frac{1}{347,83} \left[\frac{3,442 \times 10^{-4}}{0,0898} - 2,295 \cdot 10^{-3} \right] = 4,42 \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4,42 \cdot 10^{-2}$$

Nous avons une faible section, donc A_{st} est pris selon la condition de non fragilité.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st\ min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow \text{La section minimale}$$

$$A_{st\ min} \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,09 \times \left(\frac{2,1}{400}\right) = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{st\ min} \geq 1,08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 3T48 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{Donc } 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,18}{1,7812} = 10 \text{ cm}$$

$$e = \frac{ht}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 < 10 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0,05 + e_1 - 0,10$$

$$e^3 + pe_1 + q = 0$$

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3(0,10 - 0,1/2)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,51 \cdot 10^{-4}}{1} (0,10 - 0,1/2 + 0,09)$$

$$p = -5,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$q = 2\left(0,10 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,51 \cdot 10^{-4}}{1} \left(0,10 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2$$

$$q = -1,63 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

▪ **Méthode des itérations successives :**

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

On prend la valeur de

$$e_1 = 1 \text{ m}$$

Après calcul on trouve : $e_1 = 0,177 \text{ m}$

$$e_1 = 0,177 \text{ m} \Rightarrow 0,100$$

$$e_1 = 0,100 \text{ m} \Rightarrow 0,083$$

$$e_1 = 0,083 \text{ m} \Rightarrow 0,078$$

$$e_1 = 0,078 \text{ m} \Rightarrow 0,076$$

$$e_1 = 0,076 \text{ m} \Rightarrow 0,076$$

$$e_1 = 0,076 \text{ m}$$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0,05 + 0,076 - 0,1$$

$$X = 0,026 \text{ m}$$

$$X = 0,026 \text{ m}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} - n \times A_{st}(d-x)$$

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

$$S = \frac{1 \times 0,026^2}{2} - 15 \times 1,51 \times 10^{-4} (0,09 - 0,026)$$

$$S = 1,93 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

▪ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = -\frac{N_{ser} \cdot X}{s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,7812 \times 10^{-3} \times 0,026}{1,93 \cdot 10^{-4}} = 0,24 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{N_{ser} \cdot (d - X)}{s}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{1,7812 \times 10^{-3} \cdot (0,09 - 0,026)}{1,93 \cdot 10^{-4}} = 8,85 \text{ MPA}$$

▪ **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{e,110} \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Pour fissuration préjudiciable avec $\eta = 1,6$ (H.A)

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots CV$$

▪ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{1,51}{4} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : **4Ø6** de section $2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

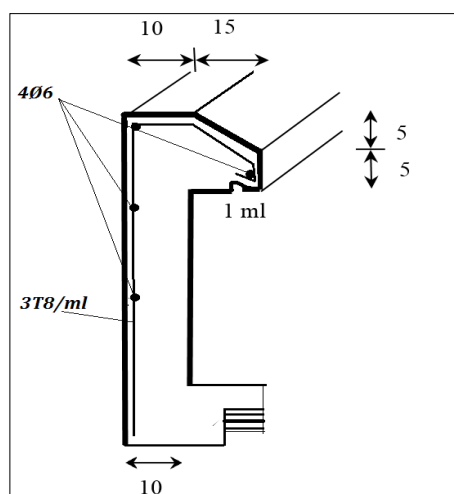


Figure 4.6 : Ferrailage de l'acrotère.

4.5 Eude de la dalle d'ascenseur :

4.5.1 Introduction :

L'ascenseur est un dispositif mécanique, permettant au déplacement verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'une construction. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

La cabine est l'élément principal de l'ascenseur. Les passagers se déplacent à l'intérieur en position debout, et c'est le seul endroit du système où peuvent accéder les passagers. Elle est associée des dispositifs mécaniques permettant de tracté cette dernière (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

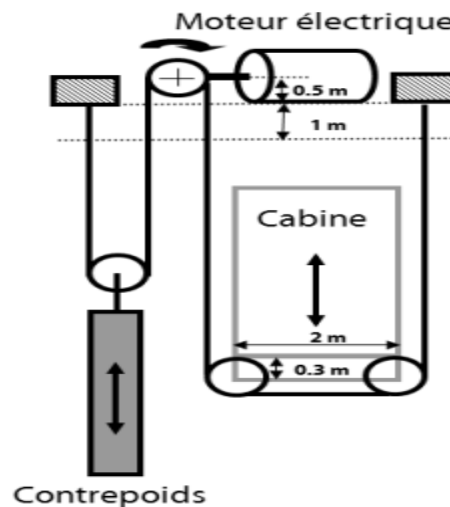


Figure 4.7 : Schéma d'ascenseur.

Des critères de choix pour équiper un immeuble d'un ou de plusieurs ascenseurs relèvent principalement d'éléments :

- constructifs tels que la hauteur de bâtiment, l'espace disponible au niveau des étages, la possibilité de placer une salle des machines au sommet de la gaine, stabilité du terrain, ...
- organisationnels comme le type de fonction du bâtiment, son occupation et son type de fonctionnement en garantissant une performance de confort et de trafic (rapport charge/vitesse),
- de sécurité, énergétique en considérant que la consommation et les appels de puissance doivent être limités,

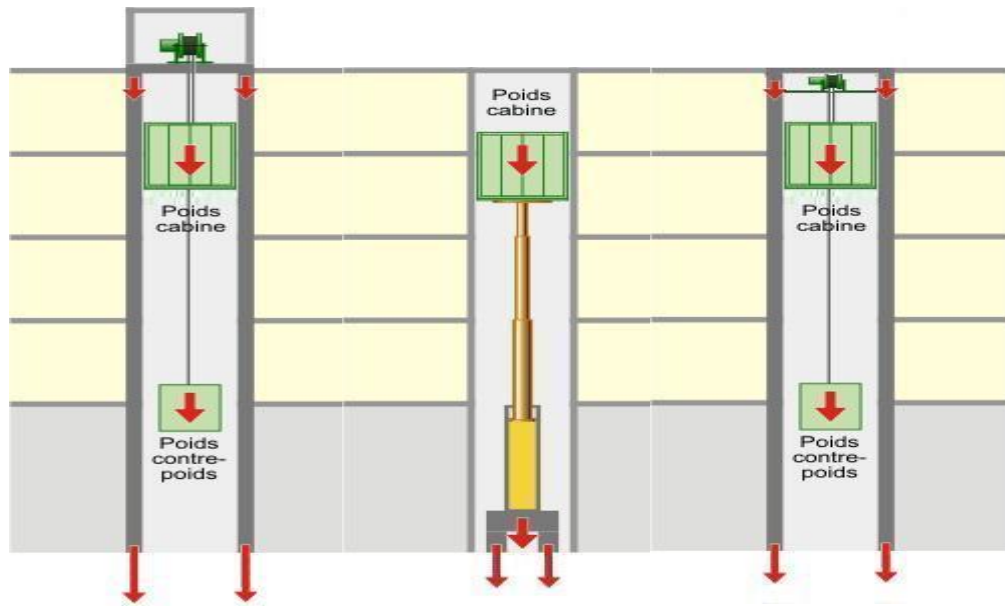


Figure 4.8 : Système à traction classique.

4.5.2 Type d'ascenseur :

✓ Ascenseurs à traction :

Les ascenseurs à traction sont de loin les systèmes les plus couramment utilisés dans les immeubles du tertiaire. On citera comme avantages principaux :

- La limitation des consommations et des appels de puissance,
- La réduction des coûts de dimensionnement de l'installation électrique,
- La limitation des coûts de réserve de puissance,
- L'absence de limite de hauteur du bâtiment,
- La grande plage de variation de vitesse,

✓ Ascenseurs hydrauliques

Le choix d'un ascenseur hydraulique sera retenu lorsque :

- La hauteur de l'immeuble est limitée à approximativement 18 m (4 à 5 étages),
- La charge admissible est importante,
- La vitesse n'est pas un critère de performance de trafic,

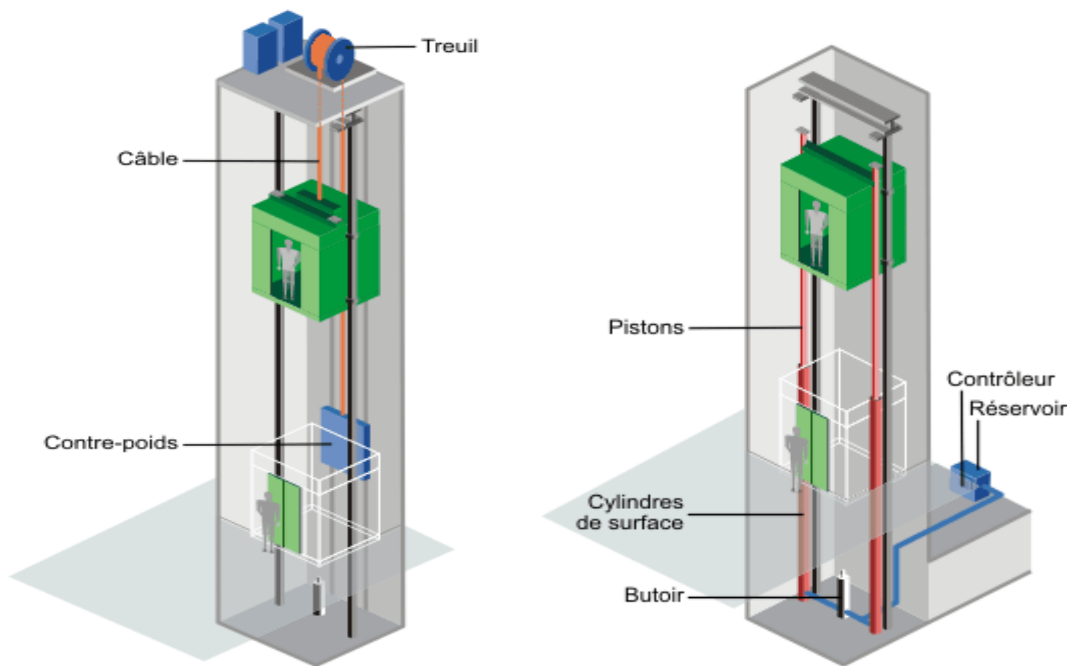


Figure 4.9 : Ascenseur à traction classique.

4.5.3 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement se compose de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie ; Le treuil soit :

- **P_m** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.
- **P_p** : le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet ; l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes, la charge nominale est de **630 kg** pour **6 personnes** avec une surface utile de la cabine de **S= 1,5 m²**.

Les dimensions sont les suivantes selon la fiche technique :

- Largeur : 1,225 m
- Profondeur : 1,225 m
- Hauteur : 2,2 m
- La largeur de passage libre : 0,8 m
- La hauteur de passage libre : 2,00 m
- La hauteur de la course : 31,62 m
- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : h = 25cm

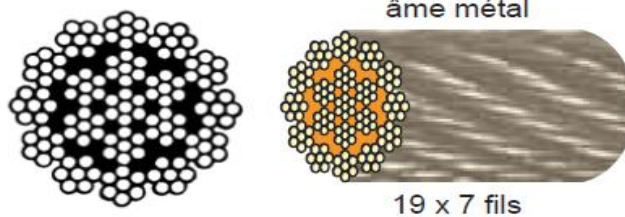
chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

- Le poids de la cabine P_c est : 466 kg = 4,66 KN
- Le contre poids $P_p = 2342,5 + \frac{630}{2} = 2678,5$ Kg
- Le poids des câbles M_g :

o Choix de câble :

- Câble INOX anti giratoire extra souple 19*7 (19 torons de 7 fils) résistant à l'atmosphère spécialement pour levage (traction)
- Le levage sur 2 brins

D'après le tableau :
 Nuance de l'acier : INOX AISI 316
 Ame : MÉTALLIQUE
 Résistance de l'acier = 160 kg/mm²
 Code : IIE160
 Diamètre de câble : 10 mm
 Poids(Kg)/mètre = 0,404
 Charge de rupture minimum = 5250 Kg = 52,5 KN



$$M = m * n * L$$

$$0,404 * 31,62 * 2 = 25,54 \text{ KG}$$

Calcul de la charge permanente total G :

$$G = P_m + P_p + M_g + P_{treuil}$$

$$P_{treuil} = 1200 \text{ kg (Poid = treuil + moteur)}$$

- La charge permanente totale : $G = 2342,5 + 2371,54 + 25,54 + 1200 \text{ kg} = 6000 \text{ Kg}$
= 60 KN
- la surcharge : $Q = 630 \text{ kg} = 6,30 \text{ KN}$

❖ **Ascenseur :**

Charge permanente G =	60 KN
Charge d'exploitation Q =	6,3 KN

(G+Q)*S < Charge de rupture minimum

$$(60+6,3)*1,5 = 99,5 \text{ KN} < 52,5*2 = 105 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

Lors de l'emplacement de l'ascenseur ainsi que le moteur, on suppose chaque appui prend $(\frac{1}{4})$ du poids :

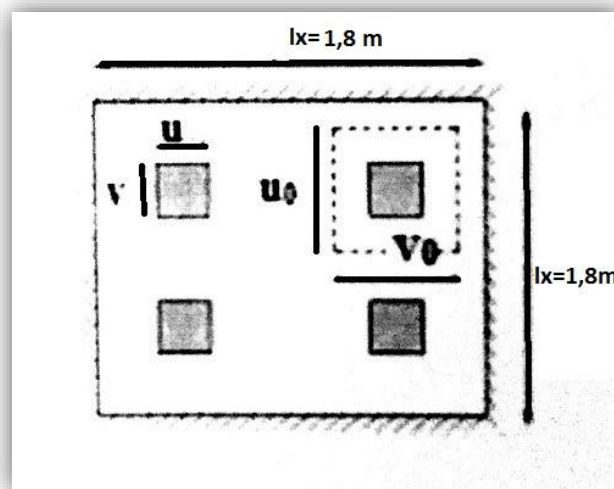
La Charge permanent	60 KN
La charge d'exploitation	6,3 KN

P_a : Charge permanent par appui Q_a : Charge d'exploitation

Donc :

$$P_a = \frac{P_{asc}}{nbr_appuis} = \frac{60}{4} \rightarrow P_a = 15 \text{ KN}$$

$$Q_a = \frac{Q_{asc}}{nbr_appui} = \frac{6,3}{4} \rightarrow Q_a = 1,575 \text{ KN}$$



Cette charge concentrée développe en effet tranchant de cisaillement en chaque point de la dalle.

4.5.4 Vérification au poinçonnement :

D'après le BAEL 91 modifiée 99, la condition non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{28}}{\gamma_b}$$

Avec : $Q_u = 1,35 \times P_a + 1,5 \times Q_a = 1,35 \times 15 + 1,5 \times 1,575$

$$\rightarrow Q_u = 22,62 \text{ KN}$$

h : Epaisseur totale de la dalle

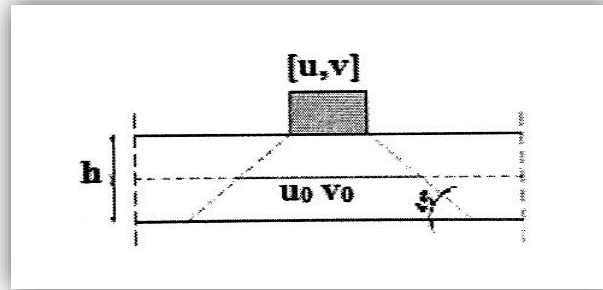
U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

u.v : Dimension d'impact, $u = v = 10 \text{ cm}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires



Dans notre cas, le chargement est directement appliqué sur la dalle :

$$\rightarrow U_0 = U + h ; V_0 = V + h$$

$$U_c = [(u_0 + v_0) \times 2] = [(u + h + v + h) \times 2] = (u + h) \times 4 = (10 + 25) \times 4$$

$$\rightarrow U_c = 1,40 \text{ m.}$$

- Charge limite : $Q_U = 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{28}}{\gamma_b}$

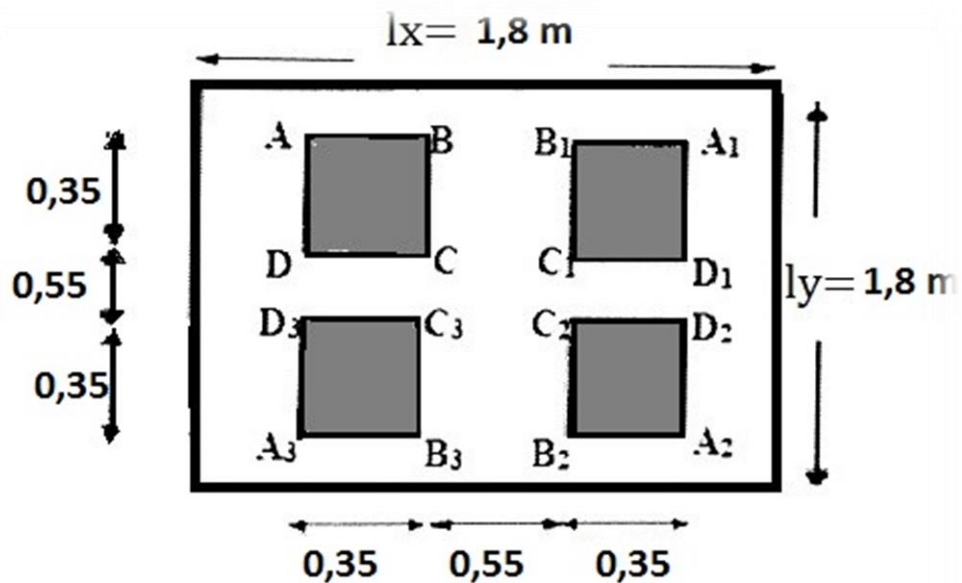
$$Q_U = 0,045 \times 1,4 \times 0,25 \times \frac{25.10^3}{1,5} = 262,5 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Q_u = 22,62 \text{ KN} < Q_U = 262,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc : il n'y a pas de risqué de poinçonnement

4.5.5 Détermination des sollicitations :

4.5.5.1 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Rectangle $[AA_1A_2A_3]$:

$$\begin{cases} U = 1,25 \text{ m} \\ V = 1,25 \text{ m} \end{cases}$$

Rectangle $[BB_1B_2B_3]$:

$$\begin{cases} U = 0,55 \text{ m} \\ V = 1,25 \text{ m} \end{cases}$$

Rectangle $[CC_1C_2C_3]$:

$$\begin{cases} U = 0,55 \text{ m} \\ V = 0,55 \text{ m} \end{cases}$$

Rectangle $[DD_1D_2D_3]$:

$$\begin{cases} U = 1,25 \text{ m} \\ V = 0,55 \text{ m} \end{cases}$$

4.5.5.2 Les moments suivants les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \gamma M_2) \cdot P$$

$$M_y = (M_2 + \gamma M_1) \cdot P$$

Avec γ : Coefficient de poisson

$$\gamma = 0 \text{ a ELU}$$

➤ **ELU :**

$$\rightarrow \begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P_u = P'_u \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ est :

$$P'_u = \frac{q_\mu}{u \cdot v} = \frac{22,62}{0,35 \times 0,35} = 184,653 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7 : Les différents moments des rectangles à L' ELU

Rectangles	$\frac{u}{lx}$	$\frac{v}{ly}$	M_1	M_2	Surface S [m^2]	P'_u [KN/m^2]	P_u [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
$AA_1A_2A_3$	0,694	0,694	0,065	0,066	1,56	184,653	288,06	18,72	19,01
$BB_1B_2B_3$	0,305	0,694	0,125	0,066	0,688		127,04	15,88	8,38
$CC_1C_2C_3$	0,305	0,305	0,125	0,130	0,303		55,94	6,99	7,27
$DD_1D_2D_3$	0,694	0,305	0,065	0,130	0,688		127,04	8,25	16,51

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires**4.5.5.3 Les moments dus aux charges concentrées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = \frac{M_{xAA_1A_2A_3} - M_{xBB_1B_2B_3} + M_{xCC_1C_2C_3} - M_{xDD_1D_2D_3}}{4} = 0,395 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = \frac{M_{yAA_1A_2A_3} - M_{yBB_1B_2B_3} + M_{yCC_1C_2C_3} - M_{yDD_1D_2D_3}}{4} = 0,347 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

4.5.5.4 Les moments dus aux charges reparties du poids propre :

Chargement : $h = 25 \text{ cm}$

Poids propre : $G = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 10 \text{ KN/ml}$

Sollicitation :

$0,4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{1,8} = 1 \rightarrow$ La dalle portant dans les deux sens.

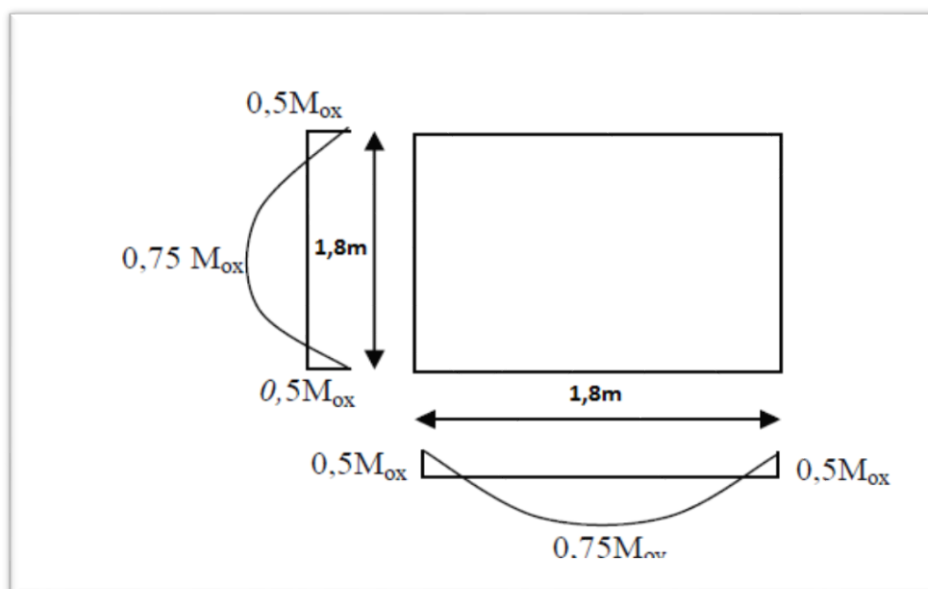
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right\}$$

$$\alpha = 1 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \rightarrow M_{x2} = 0,0851 \cdot 10 \cdot 1,8^2 = 2,757 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 1,0000 \rightarrow M_{y2} = 1,0000 \cdot 2,757 = 2,275 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

4.5.5.5 Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 0,395 + 2,757 = 3,152 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 0,347 + 2,275 = 2,622 \text{ KN.m}$$

Moments retenus :

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires▪ En travée :

$$M_{tx}=0,75. M_{0x} = 2,364 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0,75. M_{0y} = 1,966 \text{ KN.m}$$

▪ En appuis :

$$M_{ax}=0,5. M_{0x} = 1,576 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}=0,5. M_{0y} = 1,311 \text{ KN.m}$$

4.5.6 Détermination du ferrailage de la dalle :

$$H = 0,25 \text{ m} ; b=1 \text{ m} ; d= 0,9 \times h=0,225 \text{ m} ; f_{c28} =25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} =347,83 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

On résume les armatures dans le tableau suivant :

▪ En travée :

	Armature longitudinale [suivant X]	Armature de répartition [suivants Y]
M_u [KN.m]	2,364	1,966
μ_u	$3,29 \times 10^{-3}$	$2,74 \times 10^{-3}$
Cas :	$\mu_u < \mu_R(f_{e 400}) = 0,392$	$\mu_u < \mu_R(f_{e 400}) = 0,392$
α	4×10^{-3}	$3,34 \times 10^{-3}$
Z [m]	0,225	0,224
A_{st} [cm^2]	0,302	0,252
A_{st} choisi [cm^2]	4T12/ml = 4,52 cm^2	4T12/ml = 4,52 cm^2

▪ En appuis :

	Armature longitudinale [suivant X]	Armature de répartition [suivants Y]
M_u [KN.m]	1,576	1,311
μ_u	$2,2 \times 10^{-3}$	$1,8 \times 10^{-3}$
Cas :	$\mu_u < \mu_R(f_{e 400}) = 0,392$	$\mu_u < \mu_R(f_{e 400}) = 0,392$
α	$2,7 \times 10^{-3}$	$2,2 \times 10^{-3}$
Z [m]	0,224	0,224
A_{st} [cm^2]	0,202	0,168
A_{st} choisi [cm^2]	4T12/ml = 4,52 cm^2	4T12/ml = 4,52 cm^2

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale : $A_{st\ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st\ min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st\ min} \geq 2,71\ cm^2 \dots\dots\dots CV$$

4.5.7 Vérification a l'ELS :

➤ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \gamma M_2).P \\ M_y = (M_2 + \gamma M_1).P \end{cases}$$

Avec $\gamma = 0,2$

$$P_s = P'_s \cdot S$$

$$Q_s = P_a + Q_a$$

$$P'_s = \frac{q_s}{u \times v} = \frac{16,575}{0,35 \times 0,35} = 135,306\ KN/m^2$$

Tableau 4.8 : Les différents moments des rectangles à l' ELS

Rectangles	$\frac{u}{lx}$	$\frac{v}{ly}$	M_1	M_2	Surface S [m ²]	s [KN/m ²]	P_s [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
AA₁A₂A₃	0,694	0,694	0,065	0,066	1,56	135,306	211,077	16,506	16,675
BB₁B₂B₃	0,305	0,694	0,125	0,066	0,688		93,090	12,865	8,471
CC₁C₂C₃	0,305	0,305	0,125	0,130	0,303		40,997	6,190	6,354
DD₁D₂D₃	0,694	0,305	0,065	0,130	0,688		93,090	8,471	13,311

. **Les moments dus aux charges concentrées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = \frac{M_{xAA_1A_2A_3} - M_{xBB_1B_2B_3} + M_{xCC_1C_2C_3} - M_{xDD_1D_2D_3}}{4} = 0,340\ KN.m \\ M_{y1} = \frac{M_{yAA_1A_2A_3} - M_{yBB_1B_2B_3} + M_{yCC_1C_2C_3} - M_{yDD_1D_2D_3}}{4} = 0,311\ KN.m \end{array} \right.$$

. **Les moments dus aux charges réparties du poids propre :**

Chargement : h = 25 cm

Poids propre : G = 0,25 × 25 = 6,25 KN/ml

Charge d'exploitation : Q = 1 KN/m

Charge service : $q_s = G + Q = 7,25\ KN/ml$

Sollicitation :

$0,4 \leq \alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{1,8}{1,8} = 1 \rightarrow$ La dalle portant dans les deux sens.

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{\mu} \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right\}$$

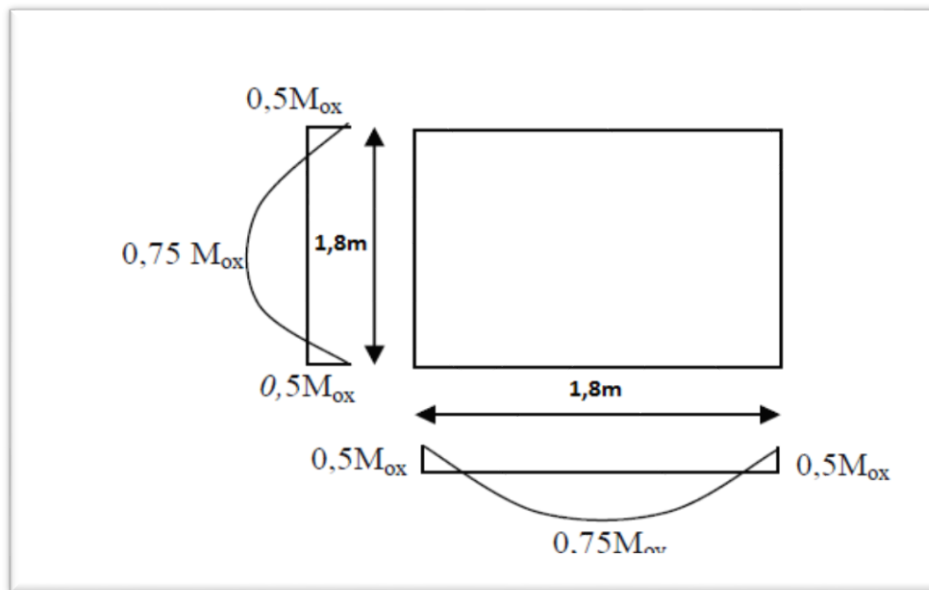
$$\alpha = 1 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \rightarrow M_{x2} = 0,0851 \cdot 7,25 \cdot 1,8^2 = 1,998 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 1,0000 \rightarrow M_{y2} = 1,0000 \cdot 1,998 = 1,998 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 0,340 + 1,998 = 2,338 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 0,311 + 1,998 = 2,309 \text{ KN.m}$$

Moments retenus :



▪ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 1,753 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 1,731 \text{ KN.m}$$

▪ **En appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_{0x} = 1,169 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0y} = 1,154 \text{ KN.m}$$

NB : puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS est :

$$\alpha \leq x = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$H = 0,25 \text{ m ; } b = 1 \text{ m ; } d = 0,9 \times h = 0,225 \text{ m ; } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa ; } \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

On résume les armatures dans le tableau suivant :

chapitre 4: Etude des Eléments Secondaires▪ En travée :

	[suivant X]	[suivants Y]
M_u [KN.m]	2,364	1,966
M_s [KN.m]	1,753	1,731
α	0,004	0,0034
X	0,424	0,317
Condition : $\alpha < X$	cv	cv

▪ En appuis :

	[suivant X]	[suivants Y]
M_u [KN.m]	1,576	1,311
M_s [KN.m]	1,161	1,154
α	0,0027	0,0022
X	0,428	0,318
Condition : $\alpha < X$	cv	cv

Chapitre 5 :

Etude dynamique

Chapitre 5 : Etude dynamique

5.1 Introduction :

Les séismes sont des catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, ils s'expliquent par l'activité des couches constitutives du globe terrestre telles que définie par la théorie de la tectonique des plaques, pour cela l'homme est menacé à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires tel que les incendies et les explosions...).

De ce fait, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection des vies humaines.

Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude dynamique du bâtiment, mais aussi de faire appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage et de déterminer leurs caractéristiques dynamiques lors de ses vibrations.

5.2 Modélisation de la structure :

En effet dans ce secteur, et avec une modélisation adéquate on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure avec le logiciel S.A.P.20000 et on utilisera la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse donné par le R.P.A/version2003.

Modélisation des éléments structuraux :

En utilisant le **SAP2000 version 14.2.0** pour La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectué comme suit :

- ❖ Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté.
- ❖ Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- ❖ Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- ❖ Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type à quatre nœuds.
- ❖ La dalle est modélisée par un élément surfacique type à quatre nœuds.
- ❖ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides .et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- ❖ Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés.

5.3 Combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS} : G + Q \\ \text{ELA} : G + Q \pm 1,2 \times E \\ \text{ELA} : G + Q \pm E \\ \text{ELA} : 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

5.4 Choix de la méthode de calcul :

Différentes méthodes ont été élaborées pour déterminer les forces sismiques pouvant solliciter une structure. D'après le R.P.A 99 V2003, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Chapitre 5 : Etude dynamique

5.4.1 Méthode statique équivalente :

5.4.1.1 Principe :

Les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

5.4.1.2 Domaine d'application :

Les conditions d'application de cette méthode sont citées dans l'article [4.1.2] du **RPA99V2003**.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière en plan et en élévation citée dans le règlement **RPA99V2003**.

On a aussi les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :** tous les groupes

- **Zone II :**

Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- **Zone III :**

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

5.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

5.4.2.1 Principe :

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.

5.4.2.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne peut être appliquée.

5.4.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Dans cette méthode au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réelles.

Conclusion :

D'après les conditions citées dans l'article [4.1.2] du **RPA99V2003** la méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on utilise la méthode d'analyse modale spectrale puisqu'elle est générale.

Toutefois, on utilise la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA/V2003 :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Chapitre 5 : Etude dynamique

5.5 Détermination de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W : Poids total de la structure

5.5.1 Coefficient d'accélération [A] :

D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen \Rightarrow **Zone 1**
Ouvrage courant ou d'importance moyenne : Usage d'habitation \Rightarrow **Groupe 2**
(RPA 99 Version 2003)

D'après les deux critères précédents on obtient : $A = 0,1$
(Tableau RPA 4.1 page 37).

A= 0.1

5.5.2 Coefficient de comportement global de la structure [R] :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99 V2003 ; en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 page 28 du RPA99 V2003.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique contreventés par des voiles en Béton armé ; Catégorie 4b Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=4$ (tableau 4.3 : RPA 99 version P45).

R=4.

Catégorie 4.b système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé :

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum.

5.5.3 Facteur de qualité [Q] :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

[Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99/V2003 Page 45]

5.5.3.1 Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA 99 / version 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

➤ **Sens longitudinal :**

$$\left. \begin{array}{l} 4,75/3,35 = 1,41 < 1,5 \\ 3,35/3,40 = 0,98 < 1,5 \\ 3,40/3,25 = 1,04 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$$

➤ **Sens transversal :**

$$\left. \begin{array}{l} 5,15/3,20 = 1,60 > 1,5 \\ 3,20/4,60 = 0,69 < 1,5 \\ 4,60/3,45 = 1,33 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Critère non observé } P_q = 0,05$$

5.5.3.2 Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

➤ **Sens longitudinal (8files) :**

$$L_{max}/L_{min} = 4,75/2,85 = 1,66 > 1,5 \dots \text{critère non observé} \longrightarrow P_q = 0,05.$$

➤ **Sens transversal (6files) :**

$$L_{max}/L_{min} = 5,15/3,15 = 1,63 > 1,5 \dots \text{critère non observé} \longrightarrow P_q = 0,05.$$

5.5.3.3 Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonale CNV

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée à la direction de l'action sismique considérée. CNV

La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{longueur}/\text{largeur} = 25,35/20,09 = 1,26 < 4 \dots \text{CV}$$

Chapitre 5 : Etude dynamique

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

$$\frac{l_x}{L_{x'}} = \frac{17,6}{25,35} = 0,69 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{l_y}{L_{y'}} = \frac{6,60}{20,09} = 0,32 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier....CV.

Donc la structure n'est pas classée irrégulière en plan : $P_q = 0,05$

5.5.3.4 Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation. **C.V**

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la structure.

La variation des dimensions en plan de la structure entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

La plus grande dimension latérale de la structure n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $P_q = 0$

5.5.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux :

Les matériaux utilisés dans notre structure sont contrôlés et conforme aux règlements en vigueur ;

On considère que ce critère est observé : **$P_q = 0$**

5.5.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé : **$P_q = 0$**

Tableau 5.1 Pénalité en fonction du critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

Critère [Q]	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,00	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,00	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
La somme	0,10	0,15

Chapitre 5 : Etude dynamique

$$Q_X = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,10 = 1,10$$

$$Q_X = 1,10$$

$$Q_Y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$Q_Y = 1,15$$

5.5.4 Facteur de correction d'amortissement $[\eta]$:

D'après (RPA99/V2003) le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages,

Pour notre cas on prend (contreventement par voiles) ξ (%) = 10%.

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0,76 \geq 0,7$$

$$\eta = 0,76$$

5.5.5 Période fondamentale $[T]$:

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

$$T = \text{Min} \begin{cases} T = 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{d}} \\ T = C_T \cdot h_N^{3/4} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :
 $h_N = 31,62$ m.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage :
 $C_T = 0,05$

d : Est la dimension de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\begin{cases} d_x = 25,35 \text{ m} \\ d_y = 20,09 \text{ m} \end{cases}$$

$T_1; T_2$: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Période T_1 et T_2 du site considéré : S_1

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,30 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Site Rocheux} \quad (\text{RPA Tableau 4.7 page : 49})$$

$$T_x = \text{Min} \begin{cases} T_x = 0,09 \times \frac{31,62}{\sqrt{25,35}} = 0,565 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (31,62)^{0,75} = 0,666 \text{ sec} \end{cases}$$

Chapitre 5 : Etude dynamique

$$T_Y = \text{Min} \begin{cases} T_Y = 0,09 \times 31,62 / \sqrt{20,09} = 0,635 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (31,62)^{0,75} = 0,666 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_{\text{empirique}} = \text{Min} \begin{cases} T_X = 0,565 \text{ sec} \\ T_Y = 0,635 \text{ sec} \end{cases}$$

5.5.6 Facteur d'amplification dynamique moyen [D] :

D'après **RPA 99 V 2003 Art 4.2.3** Facteur d'amplification dynamique moyen [D] est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3,0 \text{ sec} \end{cases} \quad (4.2)$$

• Application numérique :

$$T_X = 0,565 \text{ sec} \quad T_Y = 0,635 \text{ sec} \quad T_2 = 0,30 \quad \eta = 0,76$$

$$D_X = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5(0,76)(0,30/0,565)^{\frac{2}{3}} = 1,245$$

$$D_Y = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5(0,76)(0,50/0,635)^{\frac{2}{3}} = 1,152$$

$$D = \begin{cases} D_X = 1,245 \\ D_Y = 1,152 \end{cases}$$

Récapitulatif des paramètres sismiques de l'ouvrage :**Tableau 5.2.** Paramètres sismiques de l'ouvrage.

Coefficient	A	R	Q_x	Q_y	ε	η	T_1	T_2	D_x	D_y
	0,1	4	1,10	1,15	10	0,76	0,15	0,30	1,245	1,152

5.6 Disposition des voiles :

Pour le choix de la disposition optimale on fait la vérification des voiles reprennent au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Chapitre 5 : Etude dynamique

Les différentes variantes étudiées :

✚ Variantes 00 : [T=1,13 s]

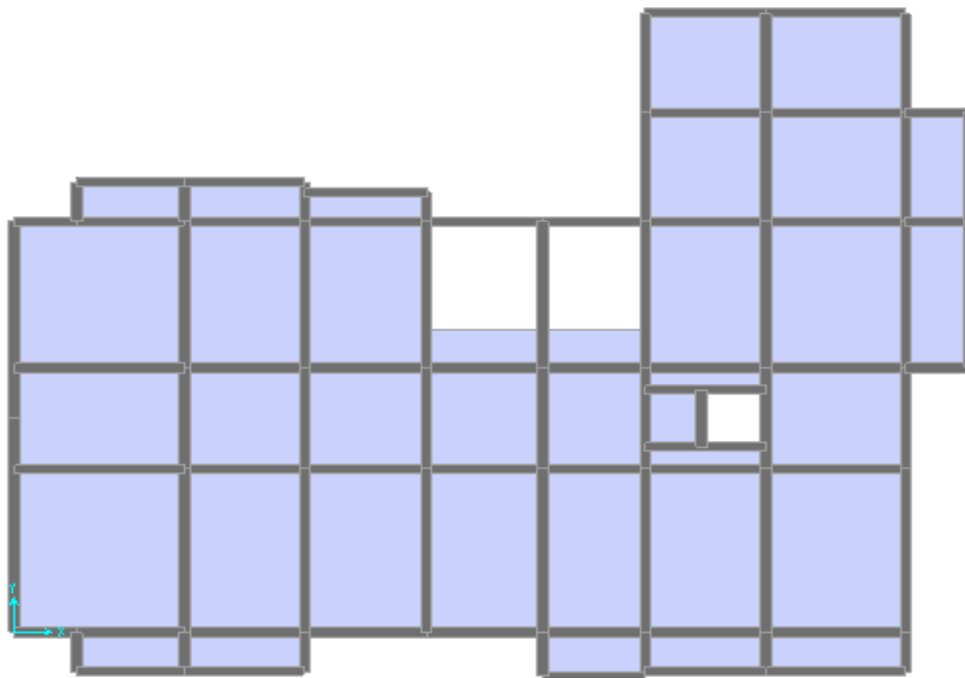


Figure 5.1 : La variante initiale (témoin)

✚ Variante 01 : [T=0,93]

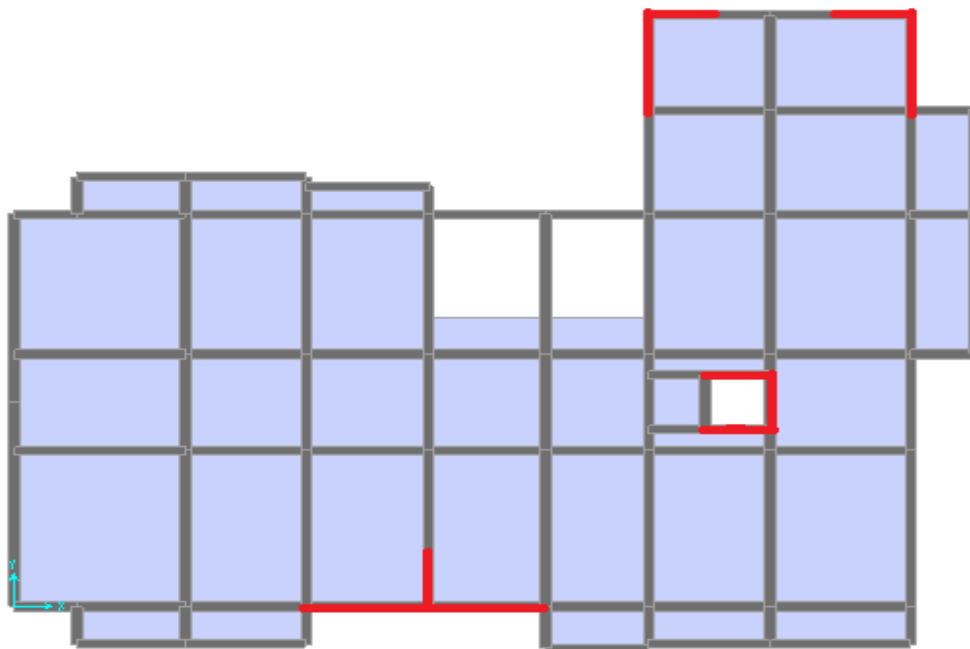


Figure 5.2 : La première disposition des voiles

Chapitre 5 : Etude dynamique

✚ Variantes 02 : [T=0,85 s]

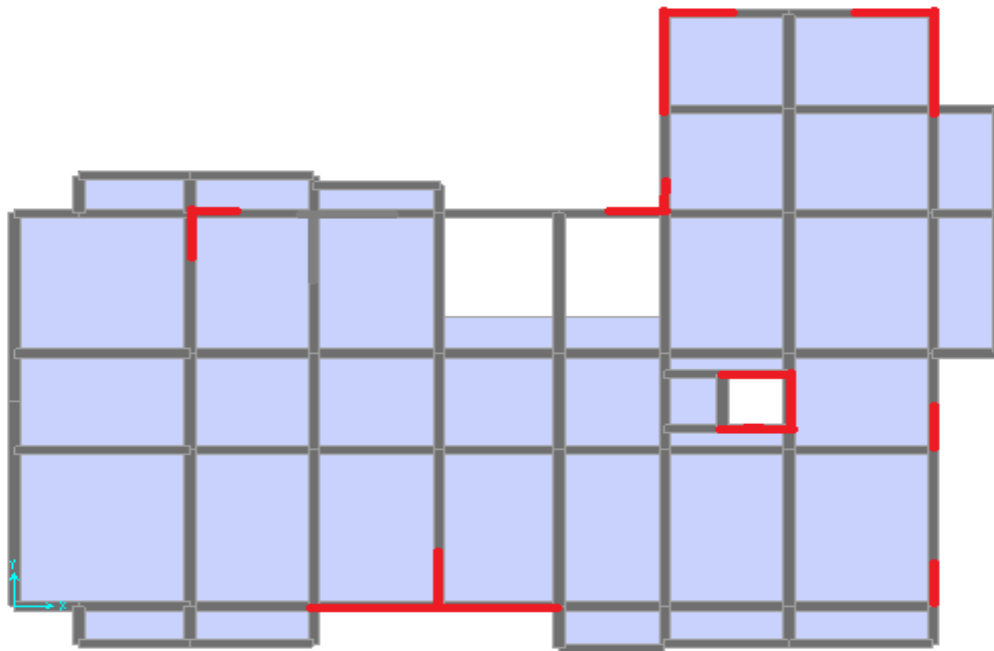


Figure 5.3 : La deuxième disposition des voiles

✚ Variantes 03 : [T=0,71 s]

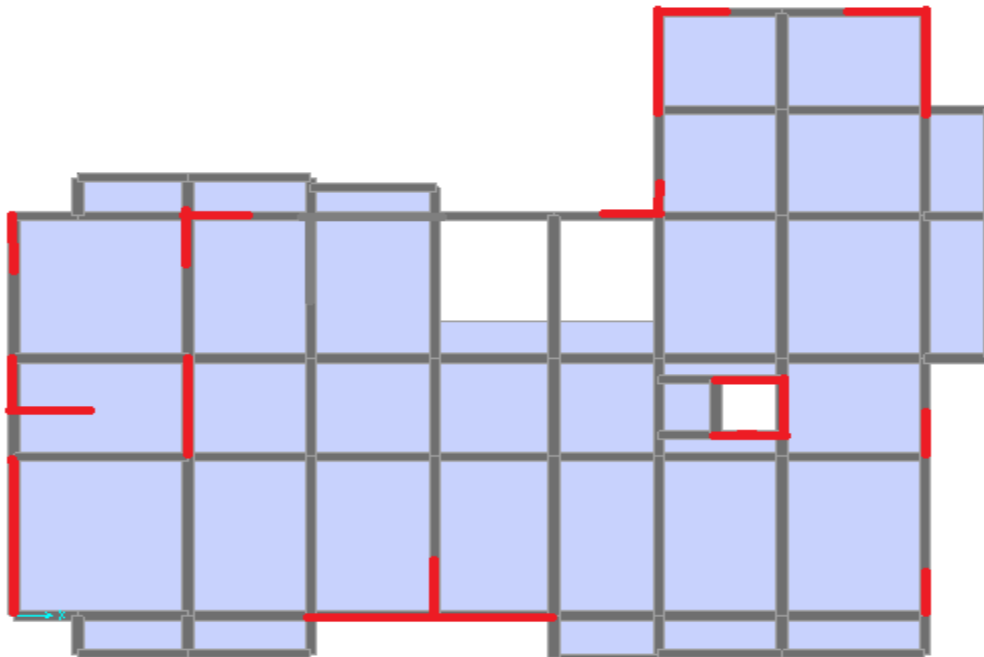


Figure 5.4 : La troisième disposition des voiles

Chapitre 5 : Etude dynamique**Le choix de notre disposition des voiles :**

La disposition des voiles finale doit satisfaire plusieurs conditions selon le règlement parasismique algérien RPA99 V2003 :

- ✓ La position des voiles doit éviter les efforts de Torsion dans la structure.
- ✓ Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans deux sens.
- ✓ Les deux premiers modes sont de translation et le 3^{ème} de rotation.

Tableau 5.3 : Tableau de vérification des masses modales

MODES	Période(s)	U_x	U_y	U_z	Sum U_x	Sum U_y	Sum U_z	
Mode 1	0,711081	0,66662	0,0325 4	1,731E -05	0,66662	0,03254	1,731E- 05	Translation
Mode 2	0,629750	0,03424	0,6998 7	5,014E -05	0,70087	0,73241	6,745E- 05	Translation
Mode 3	0,583920	0,05307	0,0012 2	3,161E -06	0,75394	0,73363	7,061E- 05	Rotation
Mode 4	0,259978	0,07798	0,0026 2	5,271E -06	0,83192	0,73625	7,588E- 05	
Mode 5	0,218855	0,01662	0,0190 1	1,187E -08	0,84854	0,75526	7,589E- 05	
Mode 6	0,202047	6,244E- 05	0,0957 2	0,0001 9	0,84860	0,85098	0,00027	
Mode 7	0,150661	0,04296	0,0022 6	3,806E -08	0,89156	0,85324	0,00027	
Mode 8	0,119993	0,01279	0,0104 9	0,0002 5	0,90436	0,86373	0,00052	
Mode 9	0,109645	0,00056	0,0001 3	0,0625 6	0,90492	0,86386	0,06308	
Mode 10	0,104792	0,00015	0,0442 3	0,0032 8	0,90506	0,90808	0,06635	CV
Mode 11	0,100497	0,00018	0,0009 4	0,0624 0	0,90525	0,90902	0,12876	
Mode 12	0,096669	0,01814	0,0006 9	0,0001 5	0,92339	0,90971	0,12891	

- ✓ Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans le domaine économique.
- ✓ Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

P (structure) = 61423,254 KN

P_x (voile) = 11824,326 KN

P_y (voile) = 10750,171KN

Chapitre 5 : Etude dynamique

$$\begin{cases} \frac{Px}{P} = 0,192 = 19,2\% < 20\% \dots \dots \dots CV \\ \frac{Py}{p} = 0,175 = 17,5\% < 20\% \dots \dots \dots CV \end{cases}$$

✓ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants : -une période fondamentale $T_{dyn} = 0.71 \text{ sec}$

$$\text{Une période empirique } T_{emp} = \text{Min} \begin{cases} T_X = 0,565 \text{ sec} \\ T_Y = 0,635 \text{ sec} \end{cases}$$

D'après RPA99v2003 (Art 4.2.4.4 page 54), il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de **30 %**.

-Nous avons : $1.3 \times T_{emp} = 0.734 \text{ s} > T_{dyn} = 0.71 \text{ s} \dots \dots \dots CV$

C'est la raison pour laquelle on a choisi la **3^{ème} disposition**, car elle satisfait les différentes conditions.

5.7 Vérification du coefficient de comportement [R] :

Selon le règlement parasismique algérien RPA99 V2003 :

Les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

D'après les résultats obtenus par le **SAP2000** :

Tableau 5.4 Vérification du coefficient de comportement **R**

	V_{total}	V_{voiles}	$V_{voiles} (\%)$	
Sens X	1633,883	1510,73	92,46 %	CV
Sens-Y	1824,452	1660,123	90,99 %	CV

5.8 Le poids total de la structure [W] :

Selon l'**RPA99/version 2003** le poids total de la structure **W** est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi} \quad (4.5)$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure :

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération **RPA 99 V 2003 (tableau 4.5)**.

On considère pour notre ouvrage :

- Bâtiments d'habitation, bureaux $\beta = 0,2$

Chapitre 5 : Etude dynamique

Le calcul des poids des différents niveaux de la structure, se fait par : logiciel SAP2000.

Tableau 5.5 Poids de chaque niveau

La dalle (niveau)	Poids (KN)
9 (terrasse inaccessible)	3643,28718
8	4402,64875
7	4447,92751
6	4506,49728
5	4558,69928
4	4617,54678
3	4683,31752
2	4749,08826
1	4821,69018
RDC	4998,37090
TOTAL	45429,07364

$W_{tot} = 45429,07364 \text{ KN} \rightarrow$ Résulta obtune par le logiciel SAP2000

$$V = \begin{cases} V_{X \text{ statique}} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W_{tot} = \frac{0,1 \times 1,245 \times 1,10 \times 45429,07364}{4} = 1555,378 \text{ KN} \\ V_{Y \text{ statique}} = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W_{tot} = \frac{0,1 \times 1,152 \times 1,15 \times 45429,07364}{4} = 1504,611 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{X \text{ stat}} = 1555,378 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ stat}} = 1504,611 \text{ KN}$$

5.9 Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 V2003 (Art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(1,25 \cdot A \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T}{T_1} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{T}{T_1} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{T}{T_1} \right)^{2/5} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

Chapitre 5 : Etude dynamique

Avec :

Sa /g : Accélération spectrale

A : Coefficient d'accélération de zone,

η : Facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

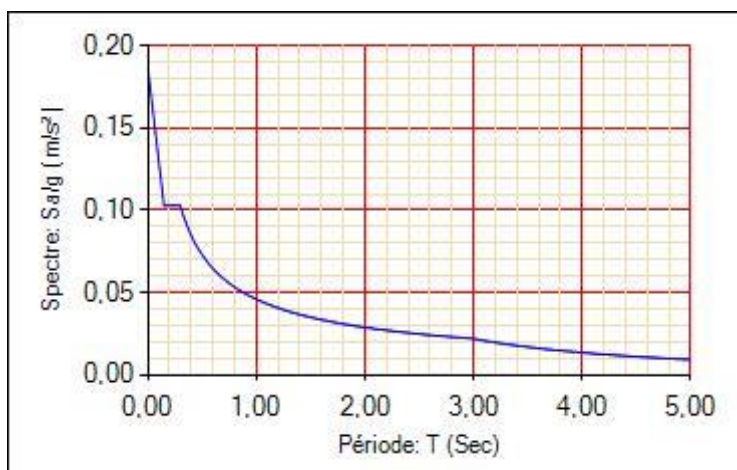


Figure 5.5 : Spectre de réponse.

5.10 Vérification des résultantes des forces par la méthode statique Équivalente :

➤ Les réactions à la base :

Tableau 5.6 : Les différentes caractéristiques de la structure.

	GLOBAL F_X [KN]	GLOBAL F_Y [KN]	GLOBAL M_X [KN.M]	GLOBAL M_Y [KN.M]
E_X	1633,883	394,447	19,674	8654,7799
E_Y	394,447	1824,452	32,29	39409,2402

$$V_X \text{ dynamique} = 1633,883 \text{ KN}$$

$$V_Y \text{ dynamique} = 1824,452 \text{ KN}$$

$$V_X \text{ statique} = 1555,378 \text{ KN}$$

$$V_Y \text{ statique} = 1504,611 \text{ KN}$$

Chapitre 5 : Etude dynamique**Tableau 5.7 :** La vérification de la résultante des forces sismique.

	$V_{dynamique}$	$V_{stataique}$	$0,8. V_{stat} < V_{dynam}$
Direction X	1633,883	1555,378	CV
Direction Y	1824,452	1504,611	CV

➤ **Modélisation par système brochette :**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. Alors, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

➤ **Distribution de l'effort sismique selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec :}$$

F_t : Force concentré au sommet de la structure.

F_i : Force horizontale au niveau i .

$$F_t = 0,07 T \cdot V$$

V : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0.7 sec.

$$\text{Pour } \begin{cases} T_X = 0,565 \text{ sec} \\ T_Y = 0,635 \text{ sec} \end{cases} \quad F_t = 0,00 \text{ KN}$$

Alors :

Le sens X	$V_X - F_t$	1555,378KN
Le sens Y	$V_Y - F_t$	1504,611KN

La partie restante ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

W_i : poids de niveau i .

h_i : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force F_i .

Chapitre 5 : Etude dynamique

- Le sens X :

Tableau 5.8 : La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$V_X - Ft$ (KN)	$W_i \times h_i$ (KN.M)	F_{xi} (KN)
9	3643,28718	31,62	1555,378	115200,7406	228,3848394
8	4402,64875	28,56	1555,378	125739,6483	249,2781663
7	4447,92751	25,5	1555,378	113422,1515	224,8587962
6	4506,49728	22,44	1555,378	101125,799	200,481344
5	4558,69928	19,38	1555,378	88347,59205	175,1486189
4	4617,54678	16,32	1555,378	75358,36345	149,3975441
3	4683,31752	13,26	1555,378	62100,79032	123,1144778
2	4749,08826	10,2	1555,378	48440,86789	96,0334238
1	4821,69018	7,14	1555,378	34426,86789	68,25107764
RDC	4998,37090	4,08	1555,378	20393,35327	40,42971153
Σ	45429,07364			784556,0066	1555,378

- Le sens Y :

Tableau 5.9 : La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$V_Y - Ft$ (KN)	$W_i \times h_i$ (KN.M)	F_{Yi} (KN)
9	3643,28718	31,62	1504,611	115200,7406	220,9304372
8	4402,64875	28,56	1504,611	125739,6483	241,148132
7	4447,92751	25,5	1504,611	113422,1515	217,5194828
6	4506,49728	22,44	1504,611	101125,799	193,9377026
5	4558,69928	19,38	1504,611	88347,59205	169,4318286
4	4617,54678	16,32	1504,611	75358,36345	144,52126
3	4683,31752	13,26	1504,611	62100,79032	119,0960638
2	4749,08826	10,2	1504,611	48440,70025	92,02338607
1	4821,69018	7,14	1504,611	34426,86789	66,02338607
RDC	4998,37090	4,08	1504,611	20393,35327	39,11009973
Σ	45429,07364			784556,0066	1504,611

Chapitre 5 : Etude dynamique**Tableau 5.10** : La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

Niveau	h_i (m)	F_{xi} (KN)	V_X (KN)	F_{Yi} (KN)	V_Y (KN)
9	31,62	228,3848394	228,3848397	220,9304372	221,7996583
8	28,56	249,2781663	477,663006	241,148132	462,9477903
7	25,5	224,8587962	702,5218022	217,5194828	680,4672731
6	22,44	200,481344	903,0031462	193,9377026	874,4049757
5	19,38	175,1486189	1078,151765	169,4318286	1043,836804
4	16,32	149,3975441	1227,549309	144,52126	1188,358064
3	13,26	123,1144778	1350,663789	119,0960638	1307,454128
2	10,2	96,0334238	1446,697211	92,02338607	1399,477514
1	7,14	68,25107764	1514,948288	66,02338607	1465,5009
RDC	4,08	40,42971153	1555,378	39,11009973	1504,611

5.11 Vérification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Avec : $\frac{\text{MOMENT RESISTANT}}{\text{MOMENT DE RENVERSEMENT}} \geq 1,5$

$$M_{res} = \frac{L_c/x}{2} \times w$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times h_i$$

Tableau 5.11 : Vérification de la stabilité au renversement

	L(m)	Moment résistant	Moment de renversement	M_{res}/M_{renv}	
Sens-X	25,35	575813,5084	33670,4667	17,101	CV
Sens-Y	21,09	479049,5815	32562,72426	14,711	CV

Chapitre 5 : Etude dynamique**Résultat :**

La construction est stable.

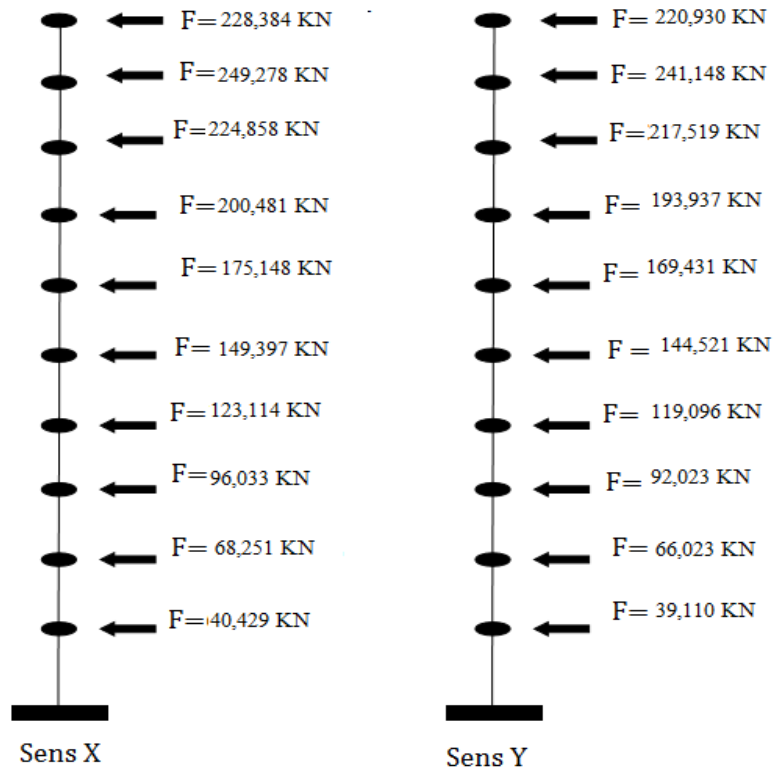


Figure 5.6 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

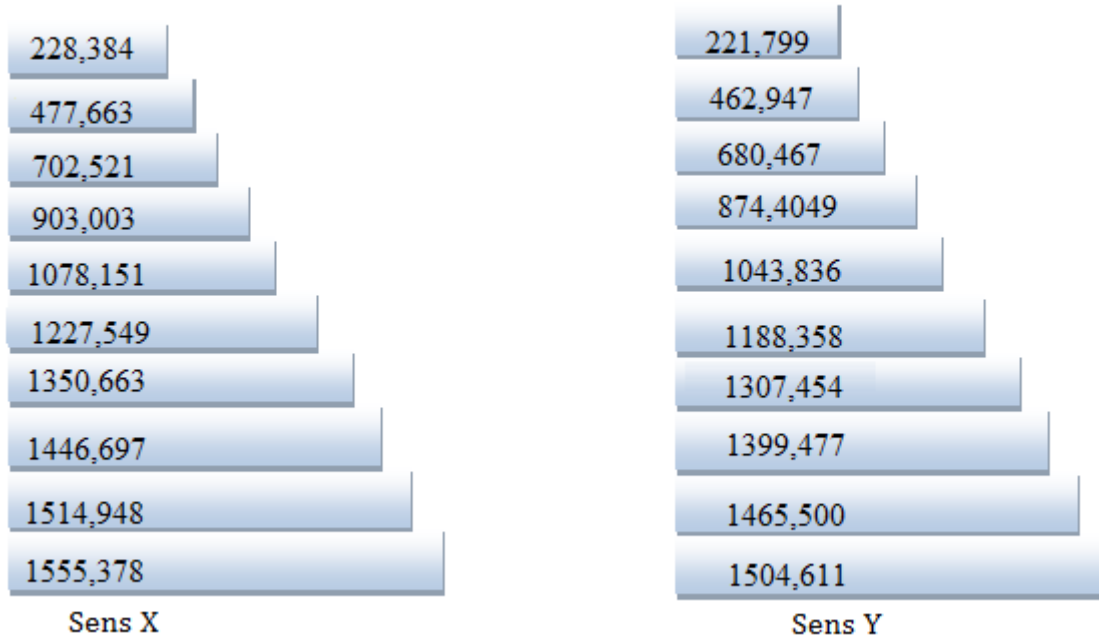


Figure 5.7 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

Chapitre 5 : Etude dynamique**5.12 Analyse des déplacements :**

Selon le R.P.A, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Il faut que le déplacement relatif entre deux étages adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage.

Avec : Le déplacement au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » doit vérifier :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \Delta_k . R \leq 0,01 . h_e$$

Tableau 5.12 : Les déplacements inter étages.

Niv	δ_{ex}^k (m)	δ_{ey}^k (m)	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_Y (m)	0,01.he	
9	0,0081	0,0045	0,0005	0,0002	0,0020	0,0008	3,06	CV
8	0,0076	0,0043	0,0006	0,0003	0,0024	0,0012	3,06	CV
7	0,007	0,004	0,0008	0,0004	0,0032	0,0016	3,06	CV
6	0,0062	0,0036	0,0009	0,0005	0,0036	0,0020	3,06	CV
5	0,0053	0,0031	0,001	0,0006	0,0040	0,0024	3,06	CV
4	0,0043	0,0025	0,0011	0,0006	0,0044	0,0024	3,06	CV
3	0,0032	0,0019	0,001	0,0006	0,0040	0,0024	3,06	CV
2	0,0022	0,0013	0,001	0,0006	0,004	0,0024	3,06	CV
1	0,0012	0,0007	0,0007	0,0005	0,0028	0,0020	3,06	CV
RDC	0,0005	0,0002	0,0005	0,0002	0,002	0,0008	4,08	CV

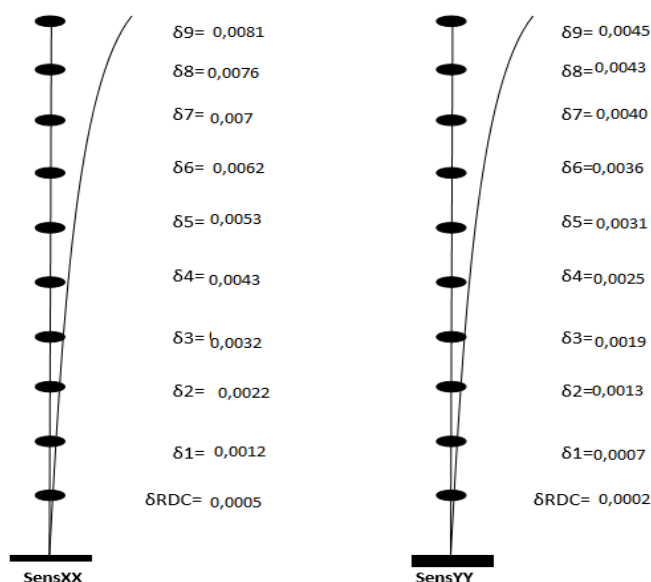


Figure 5.8 : Déplacements horizontaux dans les deux sens.

Chapitre 5 : Etude dynamique**5.13 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la

$$\theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_k h_K} \leq 0.10$$

Condition suivante est satisfaite pour chaque niveau .

P_K : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

Si : $0.1 < \theta_k < 0.2$ Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si : $\theta_k > 0.2$ La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Le Sens x:**

Tableau 5.13 : Justification vis à vis de l'effet P-Δ Sens longitudinal

Niveau	W_i (KN)	P_i (KN)	Δ_i (m)	V_i (KN)	h_i (m)	θ	
9	3643,28718	3643,28718	0,002	228,3848397	3,06	0,010426408	CV
8	4402,64875	8045,93593	0,0024	477,663006	3,06	0,013211276	CV
7	4447,92751	12493,86344	0,0032	702,5218022	3,06	0,018597968	CV
6	4506,49728	17000,36072	0,0036	903,0031462	3,06	0,022148787	CV
5	4558,69928	21559,06	0,004	1078,151765	3,06	0,026138971	CV
4	4617,54678	26176,60678	0,0044	1227,549309	3,06	0,030662365	CV
3	4683,31752	30859,9243	0,004	1350,663789	3,06	0,029866626	CV
2	4749,08826	35609,01256	0,004	1446,697211	3,06	0,03217517	CV
1	4821,69018	40430,70274	0,0028	1514,948288	3,06	0,024420249	CV
RDC	4998,37090	45429,07364	0,002	1555,378	4,08	0,014317519	CV

- **Le Sens Y :**

Tableau 5.14 Justification vis à vis de l'effet P-Δ Sens transversal

Niveau	W_i (KN)	P_i (KN)	Δ_i (cm)	V_i (KN)	h_i (Cm)	θ	
9	3643,28718	3643,28718	0,0008	221,7996583	3,06	0,004294386	CV
8	4402,64875	8045,93593	0,0012	462,9477903	3,06	0,006815604	CV
7	4447,92751	12493,86344	0,0016	680,4672731	3,06	0,009600372	CV
6	4506,49728	17000,36072	0,002	874,4049757	3,06	0,012707323	CV
5	4558,69928	21559,06	0,0024	1043,836804	3,06	0,016198956	CV
4	4617,54678	26176,60678	0,0024	1188,358064	3,06	0,017276503	CV
3	4683,31752	30859,9243	0,0024	1307,454128	3,06	0,018512208	CV
2	4749,08826	35609,01256	0,0024	1399,477514	3,06	0,019956474	CV
1	4821,69018	40430,70274	0,002	1465,5009	3,06	0,018031579	CV
RDC	4998,37090	45429,07364	0,0008	1504,611	4,08	0,005920242	CV

Chapitre 5 : Etude dynamique

6. Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles.

Après plusieurs dispositions des voiles on a opté pour cette dernière variante pour laquelle on a obtenues des résultats vérifient les conditions de sécurité imposée par RPA (Période, déplacement.....).

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre 6 :

Etude éléments structuraux

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux**6.1 Introduction :**

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leur ferrailage. Il s'effectuera selon le règlement **BAEL.91**, les règles **CBA.93** et les règles parasismiques Algérien (**RPA 99/ 2003**).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres, et les voiles

Afin de ferrailer les éléments de notre structure, on va utiliser le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet de déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différents combinaisons.

 **Section minimales et maximales :**

Selon **RPA 99 version 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Tableau de section minimale et maximale des éléments structuraux.

Eléments	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0,7 % zone 1	4 %	6 %
Poutres	0,5 %	4 %	6 %
Voiles	0,15 %	/	/

6.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui admettent à assurer la transmission de l'effort normal aux fondations.

6.2.1 Combinaisons de calcul :

- **Combinaisons fondamentales : (BAEL 91) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots \text{ELU} \\ G + Q \dots\dots\dots \text{ELS} \end{array} \right.$$

- **Combinaisons accidentelles (RPA99/2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

6.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \dots\dots\dots [\text{RPA99V2003, P72}]$$

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

➤ Selon le RPA99V2003 :

Où ρd est égal à 0,075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

$$\text{Avec } \begin{cases} P_d=0,0075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ P_d=0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

➤ Selon CBA 93 :

$\tau_u = \text{Min}(0,13f_{28}, 5 \text{ MPA})$ Fissuration peu nuisible

$\tau_u = \text{Min}(0,10f_{28}, 4 \text{ MPA})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Il faut que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_{bu}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

λ_g est l'élanement géométrique du poteau

l_f : Longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 \times h$ avec h : Longueur du Poteau

a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée

Tableau 6.2 : Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.

Poteau (cm ²)	T _u (KN)	τ _u (MPA)	λ _g	P _d	τ _{bu} (MPA)	Observation
9 ^{ème} (35 × 35)	42,209	0,382	6,12	0,0075	1,875	CV
8 ^{ème} (35 × 35)	37,124	0,336	6,12	0,0075	1,875	CV
7 ^{ème} (40 × 40)	51,574	0,358	5,355	0,0075	1,875	CV
6 ^{ème} (40 × 40)	42,759	0,296	5,355	0,0075	1,875	CV
5 ^{ème} (45 × 45)	54,894	0,301	4,76	0,04	1	CV
4 ^{ème} (45 × 45)	45,159	0,247	4,76	0,04	1	CV
3 ^{ème} (50 × 50)	55,905	0,248	4,284	0,04	1	CV
2 ^{ème} (50 × 50)	51,594	0,229	4,284	0,04	1	CV
1 ^{ère} (55 × 55)	58,624	0,215	3,89	0,04	1	CV
RDC (55 × 55)	17,971	0,066	5,19	0,0075	1,875	CV

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux**6.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites :**

- **Sollicitation normale pour limiter le risque de rupture :**

RPA 99 V2003 (7.2) p. 67 ;

Vérification prescrite par le **C.B.A93** est dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'air (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton a 28 jours.

N_d : 2055,667 KN poteau numéro 65 (Sap 2000)

B_c : (55 X 55) cm² $f_{c28} = 25$ MPa

$$V = \frac{2055,667 \times 10^{-3}}{(0,55 \times 0,55) \times 25} = 0,27 < 0,3 \dots \dots \dots CV$$

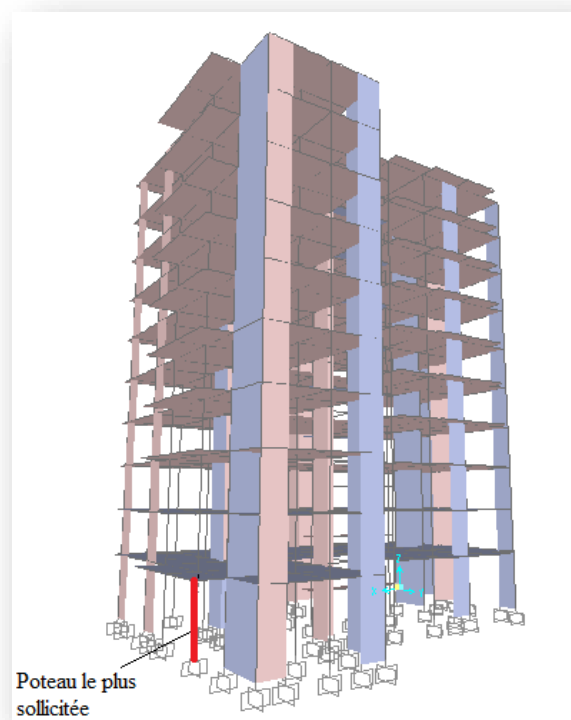


Figure 6.1 : L'emplacement de poteau le plus sollicitée.

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux**Tableau 6.3** : Vérification spécifique sous sollicitation normales.

Poteau (cm^2)	N_d (KN)	B_c (cm^2)	F_{c28} (MPa)	$V=N_d/(B_c \times F_{c28})$	Observation ($V < 0,3$)
9 ^{ème} (35 × 35)	307,664	(35 × 35)	25	0,100461714	CV
8 ^{ème} (35 × 35)	307,664	(35 × 35)	25	0,100461714	CV
7 ^{ème} (40 × 40)	663,856	(40 × 40)	25	0,165964	CV
6 ^{ème} (40 × 40)	663,856	(40 × 40)	25	0,165964	CV
5 ^{ème} (45 × 45)	1084,968	(45 × 45)	25	0,214314667	CV
4 ^{ème} (45 × 45)	1084,968	(45 × 45)	25	0,214314667	CV
3 ^{ème} (50 × 50)	1552,016	(50 × 50)	25	0,24832256	CV
2 ^{ème} (50 × 50)	1552,016	(50 × 50)	25	0,24832256	CV
1 ^{ère} (55 × 55)	2055,667	(55 × 55)	25	0,271823736	CV
RDC (55 × 55)	2055,667	(55 × 55)	25	0,271823736	CV

6.2.4 Ferrailage des poteaux :

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel < **SAP2000** >

Selon la section des poteaux il existe **5** types :

Dans ce tableau on résume les différents efforts selon les différents types des poteaux :

Tableau 6.4 : Les différents efforts internes.

Poteau (cm^2)	ELU			$G + Q \pm 1,2 \times E$			$0,8G \mp E$		
	N_{max} [KN]	M_{max} [KN.m]	T_{max} [KN]	N_{max} [KN]	M_{max} [KN.m]	T_{max} [KN]	N_{max} [KN]	M_{max} [KN.m]	T_{max} [KN]
(35 × 35)	690,02	66,0231	42,209	781,669	59,3729	38,088	542,294	41,4294	25,614
(40 × 40)	861,682	80,819	51,574	663,856	83,1634	53,231	432,258	56,9537	36,469
(45 × 45)	1386,434	86,3644	54,894	1084,968	101,4357	64,797	699,684	71,1486	45,486
(50 × 50)	1946,512	86,9442	55,905	1552,016	104,8037	67,291	1003,492	74,97	48,217
(55 × 55)	2566,96	90,3466	58,624	2055,667	107,5366	129,798	1331,665	79,5173	103,516

Notre exemple de calcul sera le poteau qui se trouve au niveau 1, car il est le plus sollicité.

- Armature longitudinales :**

Le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M_f , Le calcul de ferrailage est en flexion composée.

$$h = 0,55 \text{ m}$$

$$b = 0,55 \text{ m}$$

$$d = 0,495 \text{ m}; d' = 0,055$$

$$\sigma_{st} = 47,83 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2566,96 \text{ KN}$$

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

$$M_u = 90,3466 \text{ KN.m}$$

- L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90,3466}{2566,96} = 3,52 \text{ cm}$$

$$e_a = d - \left(\frac{h}{2}\right) - e = 18,48 \text{ cm} \rightarrow M_a = N_u \cdot e_a = 0,474 \text{ MN.m}$$

- Vérification des conditions :

$$(d - d') \times N_u - M_a = 0,655 \dots\dots\dots \text{I}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = 0,471 \dots\dots\dots \text{II}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b h^2 f_{bc} = 0,582 \dots\dots\dots \text{III}$$

- Les conditions:

I < II → Section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieures tendues.

II < I < III → Section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieurs comprimées.

I > III → Section entièrement comprimé.

- Résultat :

La section est entièrement comprimée. → **I > III**

On va montrer ci-dessous :

$(d - d') N_u - M_a = 0,655 < (0,5 h - d') b \cdot h \cdot f_{bc} = 0,942$ → Section avec compression non uniforme.

- Ferrailage inférieure $A_1 = 0 \text{ cm}^2$

$$\Psi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d') N_u - M_a}{b h^2 f_{bc}}}{\frac{7}{6} - \frac{d'}{h}} = 0,161$$

$$A_2 = \frac{N_u - (1 - \Psi) b h f_{bc}}{\sigma_{st}} = -29,59$$

$$A_2 = -29,59 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage de tous les poteaux est négatif, donc on va ferrailer avec **le minimum du RPA99 Version 2003** (voir **Tableau 6.4**. Ferrailage longitudinale des poteaux.)

D'après le RPA99 version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

- **Armatures minimales :**

D'après le RPA99V2003 :

- **La section minimale :** La section minimale est de **0,7%** de la section totale.

$$A_{min} = A_s > 0,7\% b \times h \text{ [Zone I]}$$

Dans le cas étudié :

$$A_{min} = 0,007 \times 0,55 \times 0,55 = 21,175 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

D'après le RPA99 V2003 :

- ✓ **La section maximale :** La section maximale est de **4%** en zone courante, et de **6%** en zone de recouvrement.
 - Zone courante : $A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 0,55 \times 0,55 = 121 \text{ cm}^2$
 - Zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 0,55 \times 0,55 = 181,5 \text{ cm}^2$

Alors on adopte le ferrailage suivant :

$$A_{st} = 12T16 = 24,13 \text{ cm}^2$$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est 40φ en Zone I.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** en zone I.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

On a présenté un exemple de calcul d'un type de poteau $(55 \times 55) \text{ cm}^2$. le reste des calculs est présenté dans le tableau n°6.5 qui nous indiquera les différents sections d'armatures longitudinales sur chaque types de poteau.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

Tableau 6.5 : Ferrailage longitudinale des poteaux.

Etage	Poteau (cm ²)	A _{min} R PA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²) Zone Courante	A _{max} RPA (cm ²) Zone Recouvrement	Ferrailage Longitudinale	
					Section (cm ²)	Choix
9 ^{ème}	(35 × 35)	8,575	49	73,5	9,03	8T12
8 ^{ème}	(35 × 35)	8,575	49	73,5	9,03	8T12
7 ^{ème}	(40 × 40)	11,2	64	96	12,32	8T14
6 ^{ème}	(40 × 40)	11,2	64	96	12,32	8T14
5 ^{ème}	(45 × 45)	14,17	81	121,5	18,47	12T14
4 ^{ème}	(45 × 45)	14,17	81	121,5	18,47	12T14
3 ^{ème}	(50 × 50)	17,5	100	150	20,36	8T14+4T16
2 ^{ème}	(50 × 50)	17,5	100	150	20,36	8T14+4T16
1 ^{ère}	(55 × 55)	21,175	121	181,5	24,13	12T16
RDC	(55 × 55)	21,175	121	181,5	24,13	12T16

▪ **Remarque :**

Le logiciel SOCOTEC ne pas pu calculer le ferrailage avec la section entièrement comprimé il nous a donné des résultats avec signe (-), il suffit de prendre le min RPA.

• **Armatures transversales :**

D'après le RPA 99V2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\text{Avec : } \frac{A_{st}}{t} = \frac{P_a T_{Umax}}{h \cdot f_e} \rightarrow A_{st} = \frac{P_a t T_{Umax}}{h \cdot f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul

- h hauteur totale de la section brute

- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- P_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant.

Il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée

Est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_a = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ P_a = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5 \\ f_e = 235 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux**6.2.4.1 Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99V2003 on a :

Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- Zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15\text{cm}) \dots \dots \dots \text{En zone I}$$

$$t \leq 14 \text{ cm} ; \text{ Donc : } t = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

- Zone courante :

$$t \leq \text{Min} (15\Phi_1 ; 15\text{cm}) \dots \dots \dots \text{En zone I.}$$

$$t \leq 21 \text{ cm} ; \text{ Donc : } t' = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

6.2.4.2 Recouvrement :

D'après le RPA99V2003 on a :

Zone I : $L_r = 40\phi$

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$$

Tableau 6.6 : Longueur de recouvrement.

ϕ (mm)	12	14	16
40 ϕ (m)	0,50	0.60	0,65

Tableau 6.7 : Ferrailage transversal des poteaux.

Poteau (cm^2)	h (cm)	T_u (KN)	λg	P_a	t (cm)	t'(cm)	A_t (cm^2)	Choix
9 ^{ème} (35 × 35)	35	42,209	6,12	2,5	10	15	1,28	4Ø8
8 ^{ème} (35 × 35)	35	37,124	6,12	2,5			1,12	4Ø8
7 ^{ème} (40 × 40)	40	51,574	5,355	2,5			1,37	4Ø8
6 ^{ème} (40 × 40)	40	42,759	5,355	2,5			1,13	4Ø8
5 ^{ème} (45 × 45)	45	54,894	4,76	3,75			1,94	4Ø8
4 ^{ème} (45 × 45)	45	45,159	4,76	3,75			1,60	4Ø8
3 ^{ème} (50 × 50)	50	55,905	4,284	3,75			1,78	4Ø8
2 ^{ème} (50 × 50)	50	51,594	4,284	3,75			1,64	4Ø8
1 ^{ère} (55 × 55)	55	58,624	3,89	3,75			1,70	4Ø8
RDC (55 × 55)	55	17,971	5,19	2,5	0,34	4Ø8		

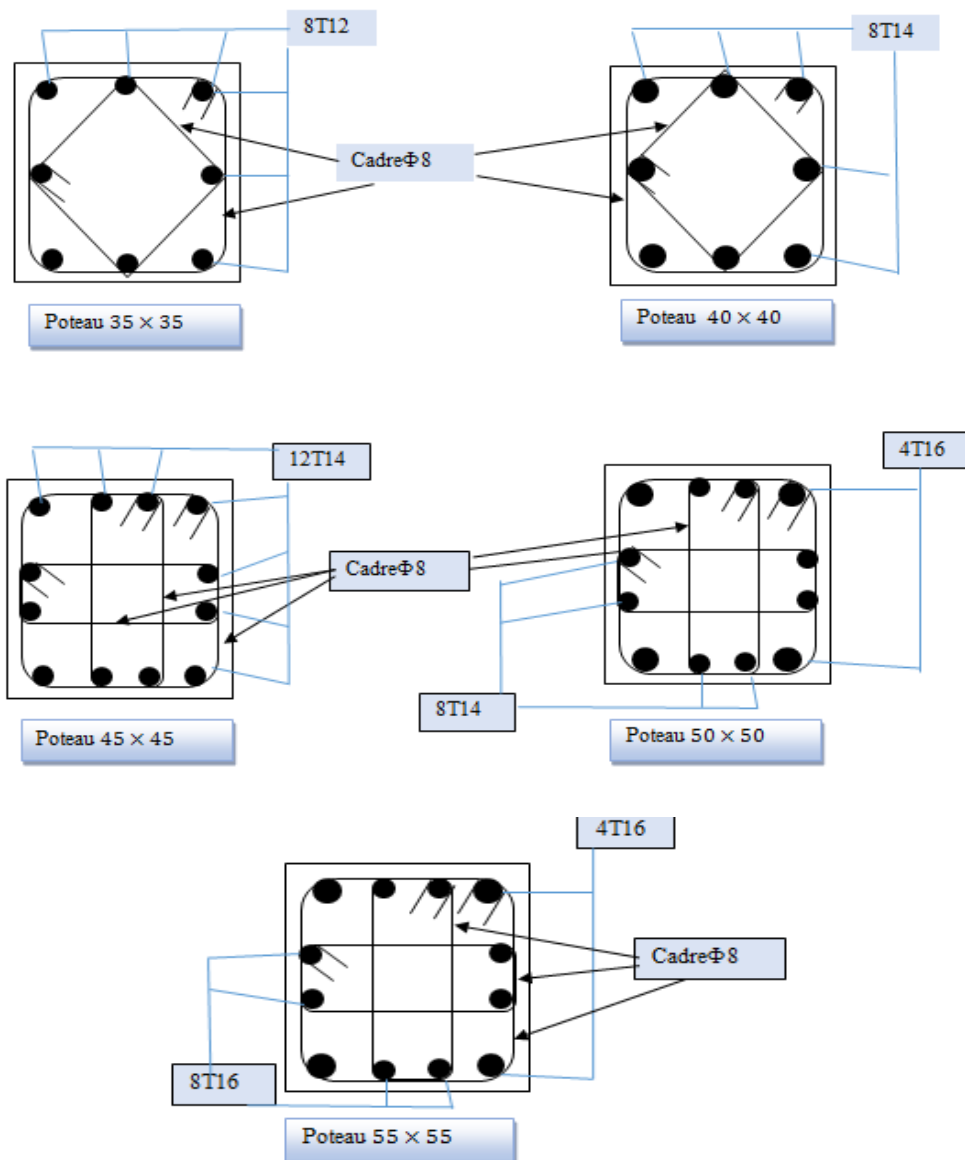
Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

Figure 6.2 : Ferrailage des poteaux.

6.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux, le calcul des poutres se fait en flexion simple avec les combinaisons d'action suivantes :

6.3.1 Combinaisons de calcul :

- **Combinaisons fondamentales : (BAEL 91) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots \text{ELU} \\ G + Q \dots\dots\dots \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : pour obtenir le moment en travée} \\ \text{ELS : pour vérifier l'ELU} \end{array} \right.$$

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

- **Combinaisons accidentelles (RPA99/2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

- $G + Q \pm E$: Pour obtenir le moment à la nappe inférieure.
- $0,8 \times G \pm E$: Pour obtenir le moment à la nappe supérieure.

6.3.2 Ferrailage des poutres :

D'après le RPAV2003 ; le ferrailage des poutres doit respecter les recommandations suivantes :

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par des forces latérales sismiques, ils doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- La longueur minimale des recouvrements en zone 1 est de **40 Φ_l** .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **6%** en Zone de recouvrement.
 - **4%** en Zone courante.

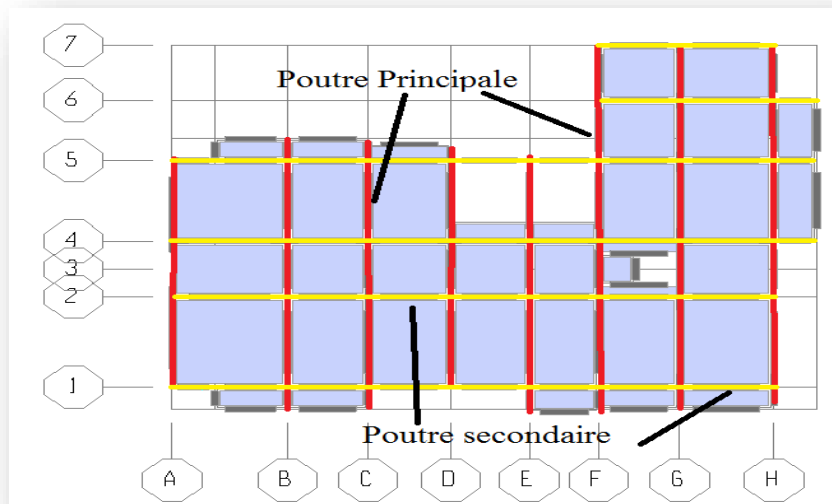
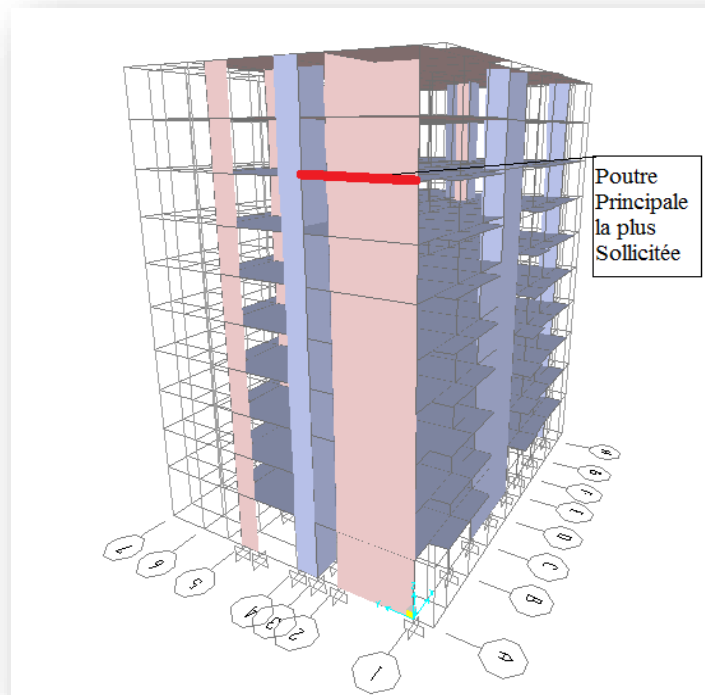


Figure 6.3 : L'emplacement des poutres principales et secondaires.

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux**6.3.2.1 Ferrailage des poutres principales :****Figure 6.4 :** L'emplacement de la poutre principale la plus sollicitée.

- **Armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment de fléchissant M_f .

$b = 0,30 \text{ m}$; $h=0,45 \text{ m}$; $\sigma_{st}= 347,83 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

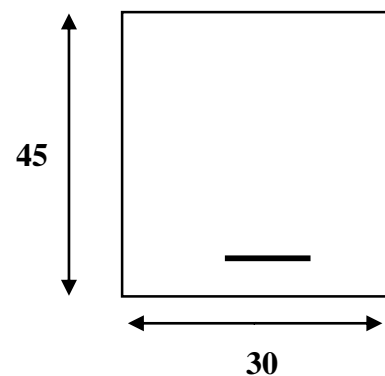
➤ **ELU :**

▪ **En travée :**

Tableau 6.8 : Les Moment max selon les combinaisons en travée

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0,8G+E (KN.m)
Moments	79,789	57,6121	57,75	35,497

$$M_{ut} = 79,789 \text{ KN.m} = 79,789 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$



Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{79,789 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{\mu} = 0,114 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - \mu_{\mu}}) = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,114)})$$

$$\alpha = 0,15$$

$$Z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,405. (1 - 0,4 \times 0,15)$$

$$Z = 0,3807$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{79,789 \times 10^{-3}}{0,3807 \times 347,83} = 6,025 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T14** de section **7,70 cm²**.

- **Condition de non fragilité** : La section minimale : $A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \text{ Min} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \text{ Min} \geq 1,467 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Armatures de répartition** :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,03}{4} = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **En appuis** :

Tableau 6.9 : Les Moment max selon les combinaisons en appuis

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0,8G+E (KN.m)
Moments	151,207	109,2316	112,7971	70,9768

$$M_{u \text{ app}} = 151,207 \text{ KN.m} = 0,151 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,151}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{\mu} = 0,216 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - \mu_{\mu}}) = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,216)})$$

$$\alpha = 0,307$$

$$Z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,405. (1 - 0,4 \times 0,307)$$

$$Z = 0,365$$

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,151}{0,365 \times 347,83} = 11,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 11,90 \text{ cm}^2$$

On choisit : **6T16** de section **12,06 cm²**.

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ Min} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \text{ Min} \geq 1,467 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{13,44}{4} = 3,36 \text{ cm}^2$$

- **Condition du RPA99 VERSION 2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \times 10^{-3} \cdot 30 \cdot 45 = 6,75 \text{ cm}^2.$$

Car on a choisi:

$$\text{En travée : } 5\text{T14} + 3\text{T16} = 13,73 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui : } 6\text{T16} + 3\text{T14} = 16,68 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

- **En travée :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, Alor la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{79,789}{57,6121} = 1,38$$

$$\alpha = 0,15 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{10} = 0,44 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{151,207}{109,2316} = 1,38$$

$$\alpha = 0,307 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{10} = 0,44 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

 **Conclusion :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)
- ✓ **4 % b × d** en zone courante ($A_{s\max} = 48.60\text{cm}^2$)
- ✓ **6 % b × d** en zone de recouvrement ($A_{s\max} = 72.90\text{cm}^2$).
- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{168,389 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 1,38 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$

Alors : $\tau_u < 3,33$ CV

- **Armature transversal :**

- ✓ **D'après BAEL91 modifié99, on a :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35}, 1,2, \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1,28 ; 1,2 ; 3) \quad \phi_t: \text{Transversal}$$

On prend un cadre de : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$

- ✓ **D'après le RPA99 VERSION2003 on a :**

- Zone nodale : ϕ_l : longitudinale ;

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l, 30\text{cm} \right) = \text{Min} \left(\frac{45}{4}, 12 \times 1,2, 30\text{cm} \right)$$

On prend : $s_t = 10 \text{ cm}$

$s_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5$$

On prend : $s'_t = 20 \text{ cm}$

$s'_t = 20 \text{ cm}$

- ✓ **D'après le RPA.99VERSION.2003 :**

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2 \dots\dots\dots [\text{Zone nodale}]$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{f_e \times A_t}{b \times S'_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right)$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est FeE24.

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

$$\frac{235 \times 2,01}{30 \times 20} \geq \text{Max}\left(\frac{1,38}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$0,78 \geq 0,69 \dots \text{CV}$$

▪ **Vérification au glissement :**

▪ **En appui :**

$$T_U - \frac{M_U}{0,9 \times d} \leq 0$$

Avec :

$$T_U = 164,2553 \text{ KN}$$

$$M_U = 151,207 \text{ KN}$$

$$\rightarrow -250,57 \leq 0$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux niveaux d'appuis.

▪ **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{MAX}}{500} \text{ Avec : } L_{MAX} : \text{La portée maximale des poutres .}$$

$$\text{Notre plus grande poutre est de } L_{MAX} = 6,75 \text{ m} \rightarrow f_{adm} = \frac{675}{500} = 1,35 \text{ cm}$$

A partir de SAP2000 : on a $f = 0,3172 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } f = 0,3172 \text{ cm} < f_{adm} = 1,35 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

Tableau 6.10 : Ferrailage des poutres principales.

Niveau (m)	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Armatures longitudinales						Armatures transversales			
			Travée			Appui			S _t [cm]	S' _t [cm]	S _t [cm]	
			A _{st} Calculer (cm ²)	Section Choisit (cm ²)	A _{st} Choisit (cm ²)	A _{st} Calculer (cm ²)	Section choisit (cm ²)	A _{st} Choisit (cm ²)				
Poutre principale	31,62	30×45	6,75	6,025	7,70	5T14	11,90	12,06	6T16	10	20	4Φ8
	28,56				7,70	5T14	11,90	12,06	6T16			
	25,50				7,70	5T14	11,90	12,06	6T16			
	22,44				7,70	5T14	11,90	12,06	6T16			
	19,38				7,70	5T14	11,90	12,06	6T16			
	16,32				7,70	5T14	11,90	12,06	6T16			
	13,26				7,70	5T14	11,90	12,06	6T16			
	10,2				7,70	5T14	11,90	12,06	6T16			
	7,14				7,70	5T14	11,90	12,06	6T16			
	4,08				7,70	5T14	11,90	12,06	6T16			

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

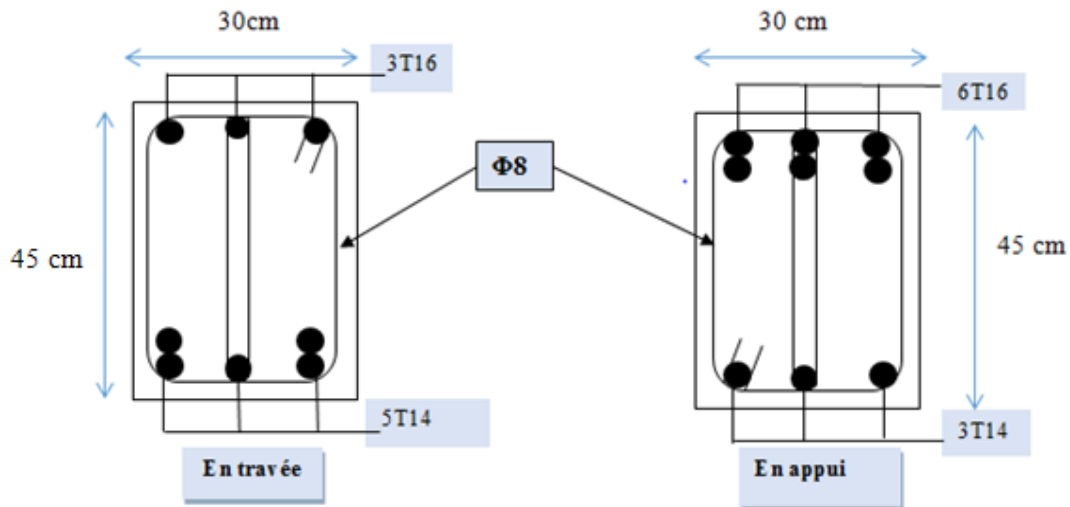


Figure 6.5 : Ferrailage des poutres principales (30×45) cm^2

6.3.2.2 Ferrailage des poutres secondaires console :

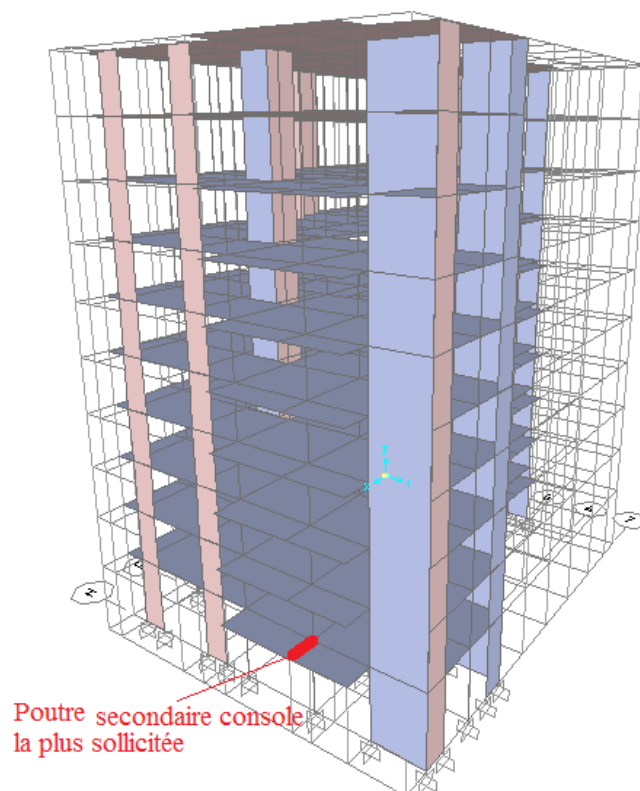


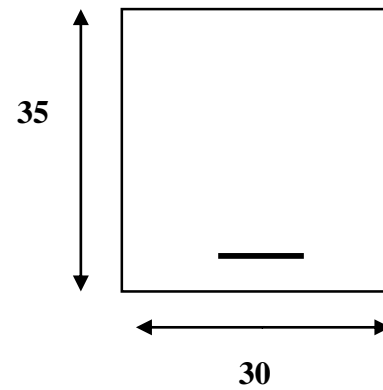
Figure 6.6 : L'emplacement de la poutre secondaire la plus sollicitée en « très préjudiciable »

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

- **Armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment de fléchissant M_f .

$b = 0,30 \text{ m}$; $h=0,35 \text{ m}$; $\sigma_{st}= 347,83 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

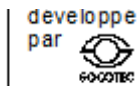


- **En appuis :**

Tableau 6.11 : Les Moment max pour la poutre secondaire console

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0,8G+E (KN.m)
Moments	76,5774	55,7965	65,04	38,21

Après avoir introduit les données dans le logiciel SOCOTEC on a trouvé les résultats suivants :

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

poutre secondaire

poutre secondaire

Page 1 / 2

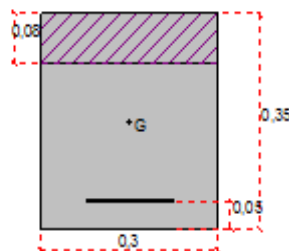
Données saisies :

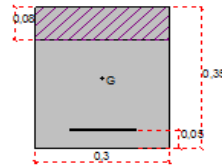
Largeur section :	0,3 m
Hauteur section :	0,35 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	400 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	76,6 kN*m
Effort normal ELS :	0 kN
Moment fléchissant ELS :	55,8 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	3,39 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	13,44 cm ²

Fissuration très préjudiciable
Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	8,13 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,08$ m

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux**Résultats des calculs aux ELS**


Contrainte de la fibre supérieure du béton :	8,9 MPa
Contrainte des armatures supérieures :	90,1 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-160,3 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15 MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	400 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	161,3 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,14$ m

Figure 6.7 : Calcul de ferrailage de la poutre secondaire selon SOCOTEC

▪ **Vérification de la flèche :**

développé par 	Flèche	
	Flèche	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une console de section rectangulaire

Données saisies :

Portée de la console :	1,75 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,35 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,035 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,035 m
Section des armatures tendues :	13,44 cm ²
Section des armatures comprimées :	3,39 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	0 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	76,6 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	0 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	4,517 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	2,325 mm
Flèche totale :	2,325 mm
Flèche totale admissible :	7 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	

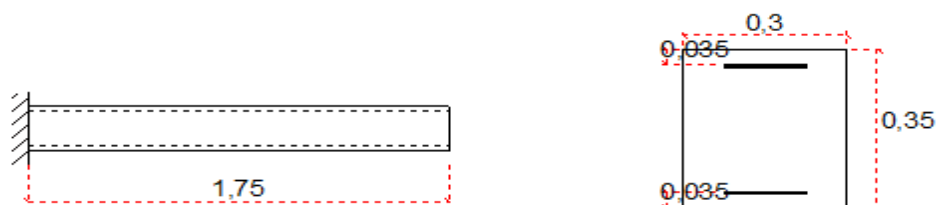


Figure 6.8 : Vérification de la flèche selon SOCOTEC.

▪ **Condition du RPA99 VERSION 2003 :**

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \times 10^{-3} \cdot 30 \cdot 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{46,016 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,48 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Alors : $\tau_u < 3,33$ CV

- **Armature transversal :**

✓ **D'après BAEL91 modifié99, on a :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{35}{35}, 1,2, \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1 ; 1,2 ; 3) \quad ; \phi_t : \text{Transversal}$$

On prend un cadre de : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$

✓ **D'après le RPA99 VERSION2003 on a :**

- Zone nodale : ϕ_l : longitudinale

$$s_t \leq \text{Min} \left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm} \right) = \text{Min} \left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2, 30 \text{ cm} \right)$$

On prend : $s_t = 8 \text{ cm}$

$$s_t = 8 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

On prend : $s'_t = 15 \text{ cm}$

✓ **D'après le RPA.VERSION.2003 :**

$$s'_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [\text{Zone nodale}]$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{f_e \times A_t}{b \times S'_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est FeE24.

$$\frac{235 \times 2,01}{30 \times 15} \geq \text{Max} \left(\frac{0,48}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

1,049 \geq 0,4 CV

- **Vérification au glissement :**

- **En appui** : $T_U - \frac{M_U}{0,9 \times d} \leq 0$

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

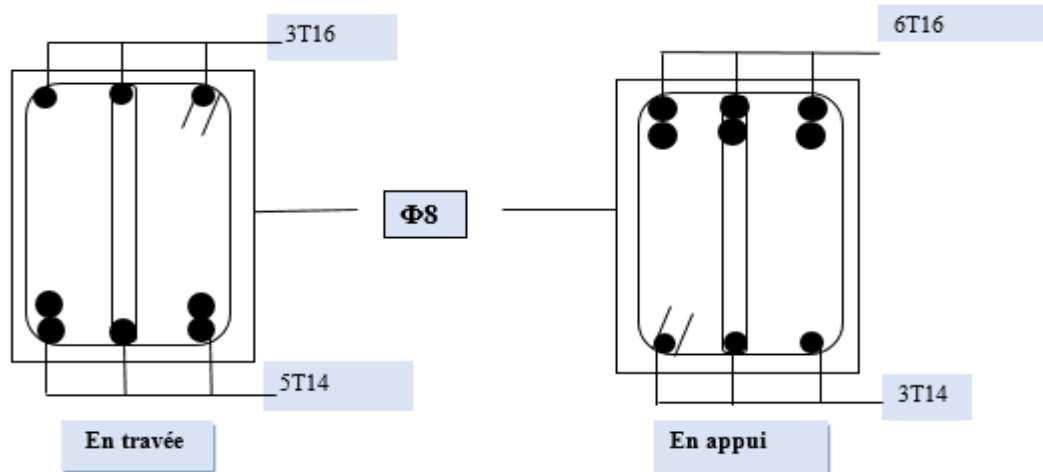
Avec :

$$\begin{cases} T_U = 46,016 \text{ KN} \\ M_U = 76,5774 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow -224,09 \leq 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau 6.12 : Ferrailage des poutres secondaire en console.

Niveau (m)	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Armatures longitudinales						Armatures transversales			
			Travée			Appui			S _t (cm)	S' _t (cm)	S _t (cm)	
			A _{st} Calculer (cm ²) Socotec	Section Choisit (cm ²)	A _{st} Choisit (cm ²)	A _{st} Calculer (cm ²) Socotec	Section choisit (cm ²)	A _{st} Choisit (cm ²)				
Poutre secondaire console	31,62	30×35	5,25	3,81	7,70	5T14	8,13	12,06	6T16	8	15	4Φ8
	28,56				7,70	5T14	8,13	12,06	6T16			
	25,50				7,70	5T14	8,13	12,06	6T16			
	22,44				7,70	5T14	8,13	12,06	6T16			
	19,38				7,70	5T14	8,13	12,06	6T16			
	16,32				7,70	5T14	8,13	12,06	6T16			
	13,26				7,70	5T14	8,13	12,06	6T16			
	10,2				7,70	5T14	8,13	12,06	6T16			
	7,14				7,70	5T14	8,13	12,06	6T16			
	4,08				7,70	5T14	8,13	12,06	6T16			

**Figure 6.9** : Ferrailage des poutres secondaires en console

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

6.3.2.3 Ferrailage des poutres secondaires :

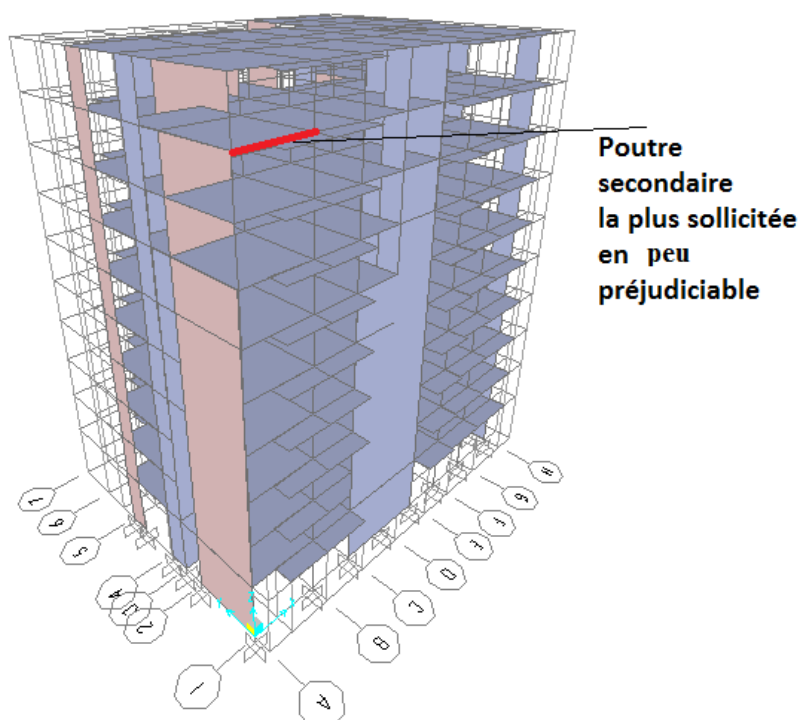
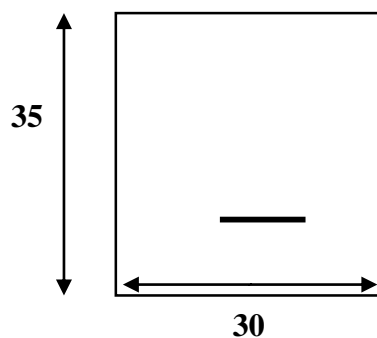


Figure 6.10 : L'emplacement des poutres secondaire la plus sollicitée en « peu préjudiciable ».

- **Armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment de fléchissant M_f .

$b = 0,30 \text{ m}$; $h = 0,35 \text{ m}$; $\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$



- **En appuis :**

Tableau 6.13 : Les Moment max pour la poutre secondaire (En appuis).

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0,8G+E (KN.m)
Moments	62,3145	45,3210	46,6465	31,5497

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux▪ En travée :**Tableau 6.14 : Les Moment max pour la poutre secondaire (En travée)**

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0,8G+E (KN.m)
Moments	34,43	25,08	25,10	18,01

Après avoir introduit les données dans le logiciel SOCOTEC on a trouvé les résultats suivants :

Données saisies :

Largeur section :	0,3 m
Hauteur section :	0,35 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	400 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15

Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	34,43 kN*m

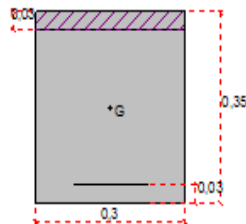
Effort normal ELS :	0 kN
Moment fléchissant ELS :	25,08 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	3,29 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	4,62 cm ²

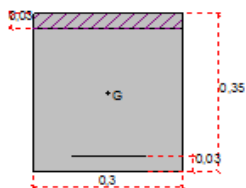
Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	3,29 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,03$ m



Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux**Résultats des calculs aux ELS**


Contrainte de la fibre supérieure du béton :	5,25 MPa
Contrainte des armatures supérieures :	48,8 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-191,4 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15 MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	400 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	400 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,09$ m

Figure 6.11 : Calcul de ferrailage de la poutre secondaire selon SOCOTEC

▪ **Vérification de la flèche :**

par 	Fleche poutre secondaire	Page 1 / 1
	Fleche poutre secondaire	

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	4,75 m
Largeur de la section :	3,00 m
Hauteur de la section :	3,50 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,03 m
Section des armatures tendues :	4,62 cm ²
Section des armatures comprimées :	3,39 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	0 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	34,43 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	0 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	12,881 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	5,47 mm
Flèche totale :	5,47 mm
Flèche totale admissible :	9,5 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	

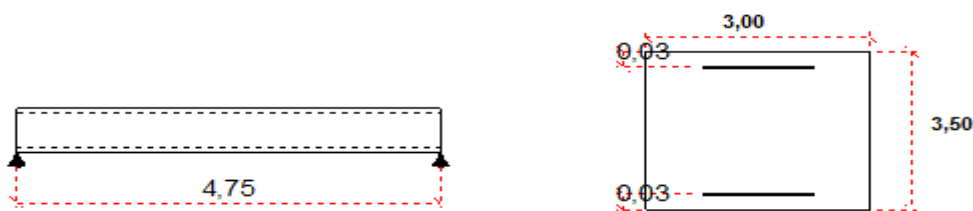


Figure 6.12 : Vérification de la flèche selon SOCOTEC.

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

- **Condition du RPA99 VERSION 2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \times 10^{-3} \cdot 30 \cdot 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{52,57 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,55 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Alors: $\tau_u < 3,33 \dots\dots\dots \text{CV}$

- **Armature transversal :**

✓ **D'après BAEL91 modifié99, on a :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{35}{35}, 1,2, \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1 ; 1,2 ; 3) \quad ; \phi_t : \text{Transversal}$$

On prend un cadre de : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$

✓ **D'après le RPA99 VERSION2003 on a :**

- **Zone nodale :** ϕ_l : longitudinale

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm} \right) = \text{Min} \left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2, 30 \text{ cm} \right)$$

On prend : $s_t = 8 \text{ cm}$

$$s_t = 8 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

On prend : $s'_t = 15 \text{ cm}$

$$s'_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **D'après le RPA.VERSION.2003 :**

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [\text{Zone nodale}]$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{f_e \times A_t}{b \times S'_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est FeE24.

$$\frac{235 \times 2,01}{30 \times 15} \geq \text{Max} \left(\frac{0,48}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

1,049 \geq 0,4..... CV

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

- Vérification au glissement :

- **En appui** : $T_U - \frac{M_U}{0,9 \times d} \leq 0$

Avec :

$$\begin{cases} T_U = 52,57 \text{ KN} \\ M_U = 34,43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow -68,84 \leq 0 \dots \text{CV}$$

Tableau 6.15 : Ferrailage des poutres secondaire.

Niveau (m)	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Armatures longitudinales						Armatures transversales			
			Travée			Appui			S _t (cm)	S' _t (cm)	S _t (cm)	
			A _{st} Calculer (cm ²) Sococtec	Section Choisit (cm ²)	A _{st} Choisit (cm ²)	A _{st} Calculer (cm ²) Sococtec	Section choisit (cm ²)	A _{st} Choisit (cm ²)				
Poutre secondaire	31,62	30×35	5,25	3,81	6,03	3T16	6,2	9,24	6T14	8	15	4Φ8
	28,56				6,03	3T16	6,2	9,24	6T14			
	25,50				6,03	3T16	6,2	9,24	6T14			
	22,44				6,03	3T16	6,2	9,24	6T14			
	19,38				6,03	3T16	6,2	9,24	6T14			
	16,32				6,03	3T16	6,2	9,24	6T14			
	13,26				6,03	3T16	6,2	9,24	6T14			
	10,2				6,03	3T16	6,2	9,24	6T14			
	7,14				6,03	3T16	6,2	9,24	6T14			
	4,08				6,03	3T16	6,2	9,24	6T14			

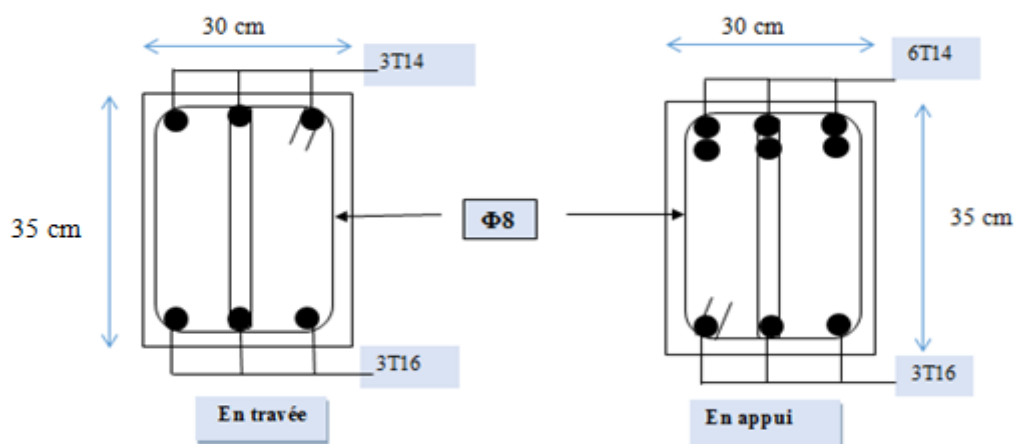


Figure 6.13 : Ferrailage des poutres secondaire

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux

6.4 Les voiles :

6.4.1 Introduction :

Le mur voile est un élément constructif qui est destiné spécialement pour le contreventement des Bâtiments, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique ALGERIEN RPA99RPAV2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles des forces dues aux charges verticales et sous les forces du au vent, le voile est sollicité à la flexion composée avec un effort normal, un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, et un moment de fléchissant, effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

6.4.2 Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Voiles	Epaisseur (cm)
ETAGE (1 ^{ère} au 9 ^{ème})	16
RDC	21

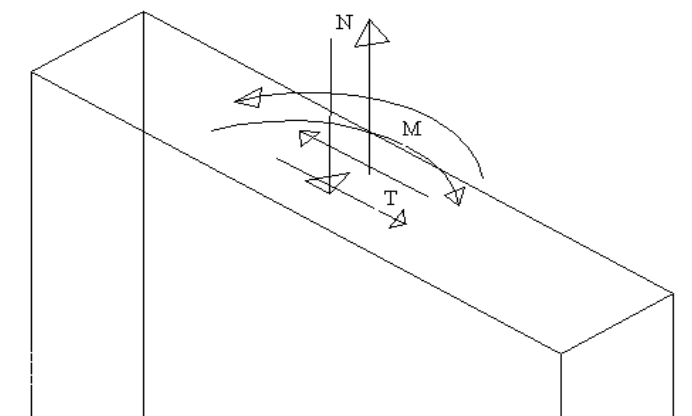


Figure 6.14 : Voile soumit à la flexion composée.

6.4.3 Détermination des sollicitations :

On regroupe les sollicitations obtenues par le logiciel (SAP2000) :

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux**Tableau 6.16** : Les différentes sollicitations des voiles.

Voile	Combinaisons	F_{11} (KN)	M_{11} (KN.m)	F_{22} (KN)	M_{22} (KN.m)
RDC	ELU : 1,35G+1,5Q	186,79	0,3304	1024,87	0,8564
	ELA : G+Q \mp 1, 2. E_X	219,86	0,2677	638,59	2,4073
	ELA : G+Q \mp 1, 2. E_Y	159,28	0,3941	975,97	0,763
Etage	ELU : 1,35G+1,5Q	57,79	1,2872	811,85	0,509
	ELA : G+Q \mp 1, 2. E_X	76,03	0,2393	660,53	1,5929
	ELA : G+Q \mp 1, 2. E_Y	46,69	0,2697	698,09	0,3786

6.4.4 Vérification des contraintes tangentielles :

Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = 0,06 \times f_{c28} \rightarrow \text{Les armatures diagonales } A_d = 0$$

Tableau 6.17 : Vérifications des contraintes tangentielles.

Voile	V (MN)		τ_b		$\bar{\tau}_{bu} = 0,2 \times f_{c28}$	$\bar{\tau}_{bu} = 0,06 \times f_{c28}$
	ELU	ELA	ELU	ELA		
RDC	109,43	181,37	0,57	0,95	5	1,5
Etage	179,95	160,72	1,24	1,16	5	1,5

6.4.5 Ferrailage des murs voiles :

Le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel SOCOTEC, il est avéré que le ferrailage est nul, Alors c'est la raison pour laquelle on prend en considération le ferrailage avec le minimum RPA dans les 2 sens :

D'après RPA99V2003 on a :

- **Le ferrailage vertical :**

- 1) RDC :

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 21 \times 100 = 3,15 \text{ cm}^2 / ml \dots\dots\dots \text{Voile de 21 cm}$$

Chapitre 6 : Etudes des éléments structuraux**2) ETAGE :**

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Voile de 16 cm}$$

On choisit : 6T10 \rightarrow 4,71 cm²/ml

▪ **Le ferrailage Horizontal :**

1) **RDC :**

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 21 \times 100 = 3,15 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Voile de 21 cm}$$

2) **ETAGE :**

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Voile de 16 cm}$$

On choisit : 6T10 \rightarrow 4,71 cm²/ml

▪ **Espacement :**

D'après le RPA99V2003 on a :

1) **RDC :Voile de 21 cm**

- Espacement horizontal et vertical

$$S_t \leq \text{Min}(1,5b ; 30)$$

$$S_t \leq \text{Min}(31,5 ; 30)$$

$$S_t \leq 30 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

2) **Etage :Voile de 16 cm**

- Espacement horizontal et vertical

$$S_t \leq \text{Min}(1,5b ; 30)$$

$$S_t \leq \text{Min}(24 ; 30)$$

$$S_t \leq 24 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Chapitre 7 :

Etude de l'infrastructure

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure

7.1 Introduction :

Les éléments de la fondation représente la partie inférieure d'un bâtiment qui est en contact direct avec le sol. Alors, ils ont pour rôle principale de la transmission des efforts apportés par les éléments de la superstructure au sol.

- On distingue deux types de transmission :

- Transmission directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers).
- Transmission par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est en fonction des trois quantités suivantes :

- ✓ Contrainte de rupture du sol.
- ✓ Contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques (tenir en compte les recommandations du RPA99, Version 2003, qui stipule que la région d'HENNAYA, wilaya de Tlemcen se trouve dans la zone 1, de faible sismicité).
- ✓ Contrainte correspondante au tassement maximal acceptable.

7.2 Critère de choix

Le choix du type de fondation dépend du :

- La facilité de réalisation.
- La Mode économique.
- La charge et le poids total transmis au sol.
- La capacité portante de terrain de fondation.
- L'homogénéité et La nature du sol.
- Type d'ouvrage à réaliser.

7.3 Choix du type de fondation :

Nous avons un site rocheux avec une contrainte admissible du sol d'assise qui est égale à **2,4 Bars**. Un système de fondation superficiel ; le bon sol se trouve à 1,5 m.

On choisit le système des fondations superficielles de type :

- Semelles Isolées.
- Semelles filantes.

Dans ce cas la surface totale des semelles doit être **inférieure à 50%** de la surface totale de l'ouvrage.

- **Radier général.**

7.3.1 Les surfaces nécessaires des semelles isolées :

Le dimensionnement nécessaire de la semelle est à l'état limite de service (ELS)

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{Semelle} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{Sol}}$$

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G + Q \dots\dots(\text{ELS}) \\ \bar{\sigma}_{\text{SOL}} = 0,24 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Les surfaces des semelles isolées de chaque poteau sont données dans le tableau suivant :

Tableau 7.1 : Les différentes surfaces des semelles sous poteaux

Semelles	Ns [KN]	Nu [KN]	S _s [m ²]	Contraintes Bar
13	1783,8	2464,864	11,56	2,4
11	1590,323	2197,322	10,24	2,4
3	1782,067	2462,419	11,56	2,4
63	1468,517	2025,306	9,61	2,4
65	1480,770	2033,97	9,61	2,4
67	832,186	1142,861	5,29	2,4
111	700,168	964,366	4,41	2,4
96	1857,078	2566,96	12,25	2,4
86	1306,572	1802,629	8,41	2,4
73	1306,649	1809,981	8,41	2,4
43	1471,551	2038,8	9,61	2,4
41	1433,979	1987,403	9,61	2,4
39	1537,754	2134,084	9,61	2,4
51	1491,28	2134,084	9,61	2,4
53	1575,861	2177,363	9,61	2,4
55	1314,038	1812,391	8,41	2,4
82	1159,537	1600,403	7,29	2,4
95	1376,148	1907,138	8,13	2,4
104	1110,276	1537,16	7,29	2,4

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure**7.3.2 Les surfaces nécessaires des semelles filantes continues :****Tableau 7.2 :** Les différentes surfaces des semelles filantes sous mur voile.

Semelles	N _s [KN]	N _u [KN]	S [m ²]	Contraintes bar
15	665,4	918,58	3,83	2,4
77	675,61	932,60	3,89	2,4
105	517,05	713,77	2,97	2,4
5	445,31	615,70	2,57	2,4
118	400,68	552,72	2,30	2,4
203	512,12	706,95	3,27	2,4
627	568,83	783,81	3,27	2,4
963	675,84	933,92	3,89	2,4
94	517,19	712,72	2,97	2,4
525	288,60	396,09	1,65	2,4
113	333,151	458,71	1,91	2,4
103	378,72	521,30	2,17	2,4
94	517,18	712,72	2,97	2,4
575	700,09	989,63	4,04	2,4
49	738,147	1024,6	4,27	2,4
203	401,40	554,23	2,31	2,4
703	522,60	829,78	3,46	2,4
705	599,52	723,25	3,01	2,4
704	344,74	592,95	2,47	2,4
706	568,61	787,10	3,28	2,4

➤ **Vérification de la condition :**

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{231,12}{393,14} = 58\% > 50\% \dots\dots\dots \text{CNV}$$

➤ Donc les dimensions des semelles provoquent un chevauchement, on utilise le type de fondation :

- **Radier générale.**

7.3 Critère de choisir le radier :**7.3.1 Définition :**

Le radier général c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

Le radier général présente les avantages suivants :

1. Une bonne répartition des charges.
2. Evite les tassements différentiels importants.
3. Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
4. Rapidité d'exécution.

7.3.2 Sollicitations :

Le calcul des fondations sont effectués à [ELS] pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique s'effectue à [ELU].

7.3.3 Pré dimensionnement :**a. La dalle :**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5,15}{20} \rightarrow h_d \geq 0,257 \text{ m}$$

Avec l_{\max} : la distance maximale entre deux files successives.

b. La nervure :

L'épaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5,15}{10} \rightarrow h_n \geq 0,515 \text{ m}$$

- **1^{er} proposition :** $\begin{cases} h_n = 60 \text{ cm} \\ h_d = 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow$ Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.
- **2^{ème} proposition :** $\begin{cases} h_n = 80 \text{ cm} \\ h_d = 80 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow$ Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.

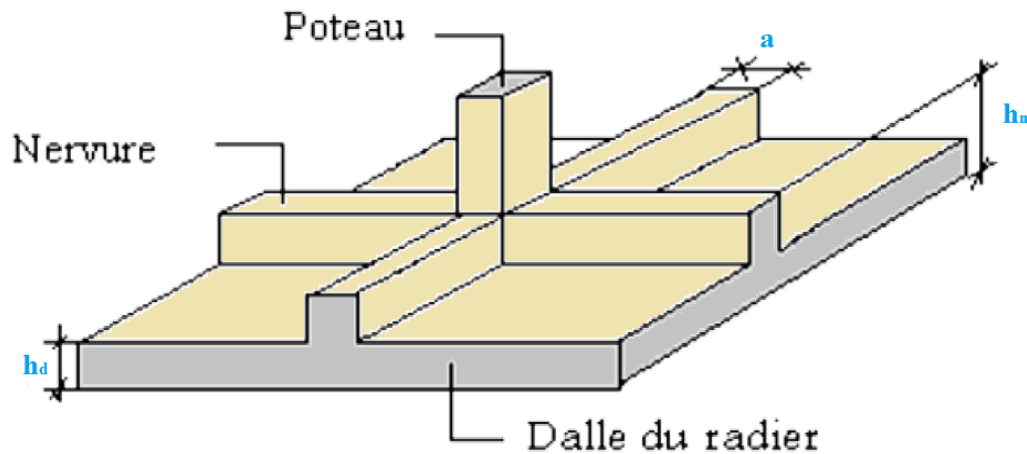


Figure 7.1 : Dimensions du radier

7.3.4 Vérification au poinçonnement : [BAEL 91/A.5.2.42]

$$Q_u \leq 0,045 \cdot P_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état ultime du poteau le plus sollicité

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $Q_u = 2566,96 \text{ KN}$

P_c : périmètre de centre cisailé

$$P_c = 4(a+h)$$

$h = 80\text{cm}$; $a = 60\text{cm}$

$$P_c = 4 \cdot (60 + 80) = 560 \text{ cm}$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot 5,6 \cdot 0,8 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} \rightarrow 2566,96 < 3360 \dots \dots \dots \text{CV}$$

7.3.5 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol [**2,4 bar**] la condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{b1} = Z_{\max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = Z_{\min} \times K$$

Avec :

- ✓ **Z max** : est le déplacement maximale suivant UZ [ELS, SAP2000].
- ✓ **Z min** : est le déplacement minimale suivant UZ [ELS, SAP2000].

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure

- Zmax = 0,500 cm
- Zmin = 0,192 cm

✓ **K** : est le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol)

$$K = 2 * \overline{\sigma_{sol}} = 2 * 2,4 = 4,8 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} = 1,915 \text{ bars} < \mathbf{2,4 \text{ bars}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

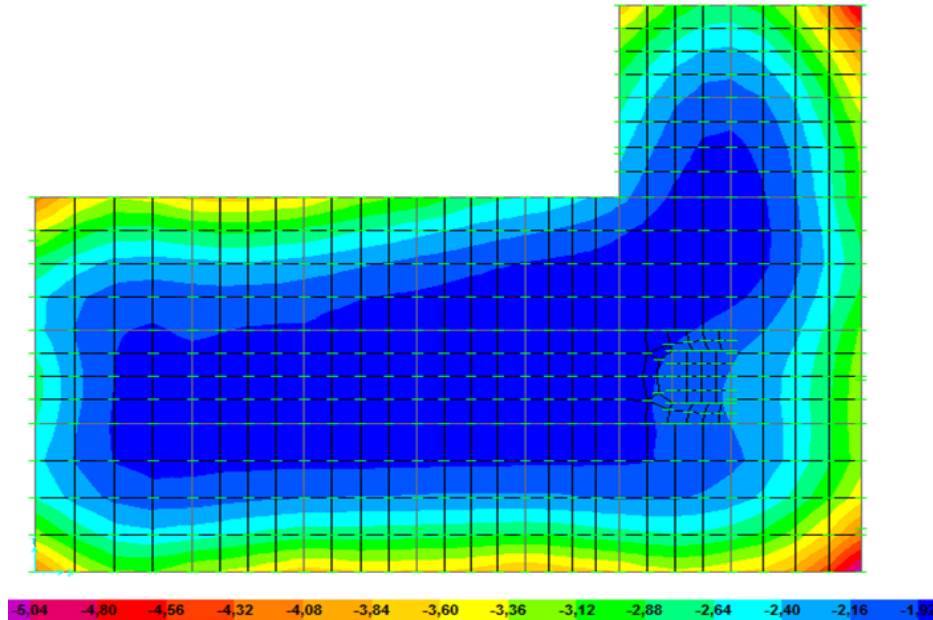


Figure.7.2 : Déplacement UZ

7.3.6 Les sollicitations du radier :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000 on a obtenu les résultats suivants :

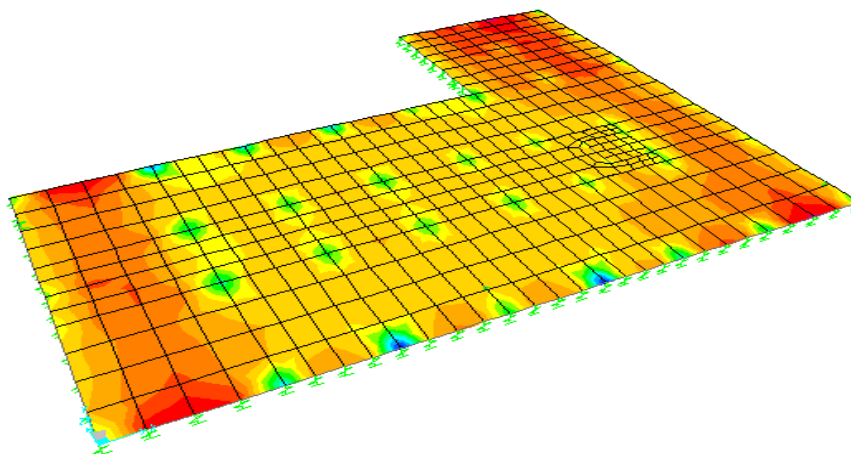


Figure.7.3 : M_{11} à ELU

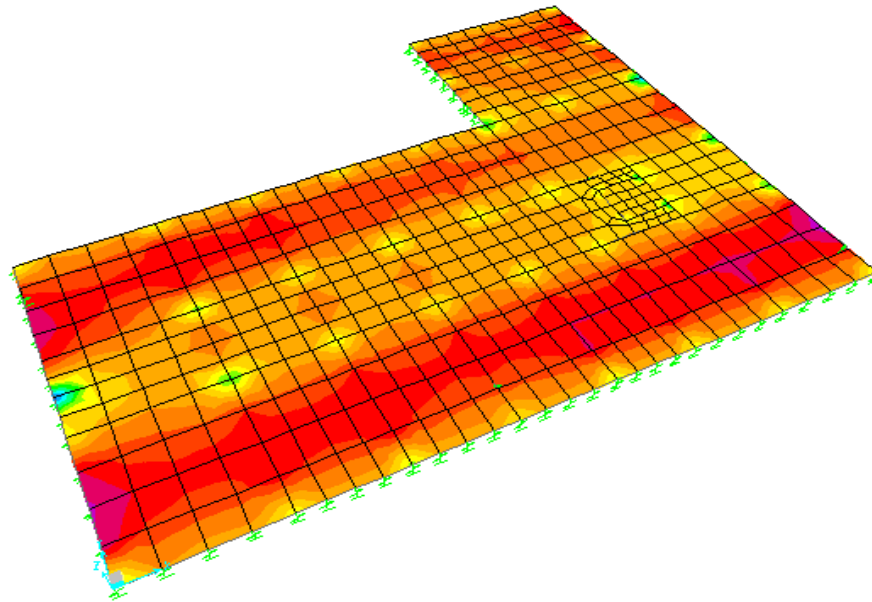


Figure.7.4 : M_{22} à ELU

- Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau 7.3 : Les différentes sollicitations du radier.

		ELU		ELS	
		M_{11} [KN.m]	M_{22} [KN.m]	M_{11} [KN.m]	M_{22} [KN.m]
Dalle	Appuis	955,1096	932,9838	650,9562	636,3369
	Travée	721,2433	686,2979	488,9855	466,8161
Nervure	Appuis	284,8283	292,7909	193,9582	199,9325
	Travée	359,4128	364,5857	243,6646	248,0663

7.3.7 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (0.80×1.00) m² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'. La partie la plus sollicitée est la partie d'extrême de bâtiment.

Le radier se comporte comme un plancher renversé.

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure▪ **En travée :**• **ELU :**

$$d = 0,9 h = 0,72 \text{ m ; avec } h = 80 \text{ cm; } b = 1 \text{ m}$$

▪ **Ferraillage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{u11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{721,2433 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,72)^2 \cdot 14,17} = 0,098 \leq \mu_R = 0,392$$

→ La section est de simple armature , donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 (0,098)} \right) = 0,129$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u) = 0,682 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{721,2433 \times 10^{-3}}{0,682 \times 347,83} = 30,40 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 80}{1000} ; \frac{0,23 \times 100 \times 0,9 \times 80 \times 2,1}{400} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \text{Max} (8 \text{ cm}^2 ; 8,69 \text{ m}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte : $A_{st} = 31,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit **10T20**

▪ **Ferraillage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{u22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{686,297 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,721)^2 \cdot 14,17} = 0,093 \leq \mu_R = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 0,122$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u) = 0,68 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u22}}{z \cdot \sigma_{st}}$$

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure

$$A_{st} = \frac{M_{u22}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{686,297 \times 10^{-3}}{0,68 \times 347,83} = 29,01 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 31,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit **10T20**

▪ **Vérification a l'ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

▪ **Suivant Lx :**

$$\gamma = \frac{721,243 \times 10^{-3}}{488,985 \times 10^{-3}} = 1,47 \Rightarrow \alpha \leq \frac{1,47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,485$$

On compare $\alpha = 0,129 < 0,485 \dots \dots \dots \text{CV}$

▪ **Suivant Ly :**

$$\gamma = \frac{686,297 \times 10^{-3}}{466,816 \times 10^{-3}} = 1,47 \Rightarrow \alpha = \frac{1,47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,485$$

On compare $\alpha = 0,122 < 0,485 \dots \dots \dots \text{CV}$

▪ **En appuis**

• **ELU :**

$$d = 0,9 \text{ h} = 0,72 \text{ m ; avec h} = 80 \text{ cm; b} = 1 \text{ m}$$

• **Ferraillage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{u11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{955,109 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,72)^2 \cdot 14,17} = 0,130 \leq \mu_R = 0,392$$

→ La section est de simple armature , donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 (0,130)} \right) = 0,174$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u) = 0,66 \text{ m}$$

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{955,109 \times 10^{-3}}{0,66 \times 347,83} = 41,60 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 43,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit **14T20**

▪ **Ferraillage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{u22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{932,983 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,721)^2 \cdot 14,17} = 0,126 \leq \mu_R = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0,169$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u) = 0,67 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u22}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u22}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{932,983 \times 10^{-3}}{0,67 \times 347,83} = 40,03 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 43,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit **14T20**

▪ **Vérification a l'ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

○ **Suivant Lx :**

$$\gamma = \frac{955,109 \times 10^{-3}}{650,956 \times 10^{-3}} = 1,46 \Rightarrow \alpha \leq \frac{1,46 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48$$

On compare $\alpha = 0,174 < 0,48$ CV

○ **Suivant Ly :**

$$\gamma = \frac{932,983 \times 10^{-3}}{636,336 \times 10^{-3}} = 1,46 \Rightarrow \alpha \leq \frac{1,46 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48$$

On compare $\alpha = 0,169 < 0,48$ CV

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{1882,644 \times 10^{-3}}{1,0,72} = 2,614 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissurations peu préjudiciables.}$$

$$\tau_u = 2,614 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_i, \frac{100}{10} \right) \geq \phi_t$$

$$\text{Min} \left(\frac{80}{35}, \phi_i, \frac{30}{10} \right) \geq \phi_t$$

$$\text{Min} (2,28; 2; 10) \geq \phi_t$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

D'après le **B.A.E.L 91**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(72; 40) \quad \text{Donc: } S_t \leq 40\text{cm}$$

Tableau7.4 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle

		A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{choisis}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)	Φ_t (mm)
L_x	Travée	30,40	10T20	20	10
	Appui	41,60	14T20	20	
L_y	Travée	29,01	10T20	20	10
	Appui	40,03	14T20	20	

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure**7.3.8 Calcul du ferrailage de la nervure :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(0.6 \times 0.8) \text{ m}^2$

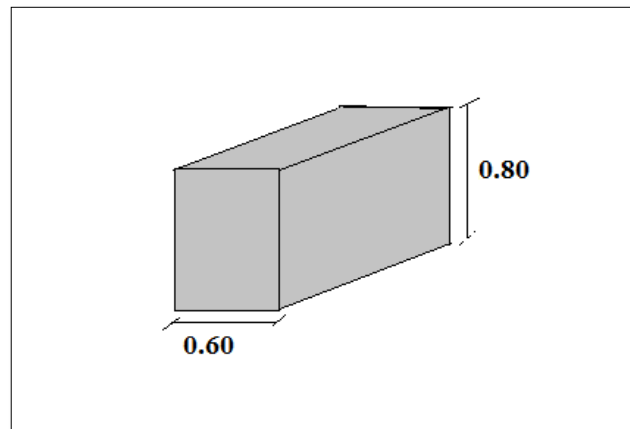


Figure 7.5 : Dimension de la nervure

▪ **En travée :**

• **ELU :**

$$d = 0,9 h = 0,72 \text{ m ; avec } h = 80 \text{ cm ; } b = 0,6 \text{ m}$$

▪ **Ferrailage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{u11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{359,412 \times 10^{-3}}{0,6 \cdot (0,72)^2 \cdot 14,17} = 0,081 \leq \mu_R = 0,392$$

→ La section est de simple armature , donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 (0,081)} \right) = 0,10$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u) = 0,70 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{359,412 \times 10^{-3}}{0,70 \times 347,83} = 14,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{60 \times 80}{1000} ; \frac{0,23 \times 60 \times 0,9 \times 80 \times 2,1}{400} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \text{Max} (4,8 \text{ cm}^2 ; 5,21 \text{ m}^2) \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure

Donc on adopte : $A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit **8T16**

▪ **Vérification a l'ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{359,412 \times 10^{-3}}{243,664 \times 10^{-3}} = 1,475 \Rightarrow \alpha = \frac{1,475 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,487$$

On compare $\alpha = 0,06 < 0,487 \dots \dots \dots \text{CV.}$

▪ **En appuis**

• **ELU :**

$d = 0,9 h = 0,72 \text{ m}$; avec $h = 80 \text{ cm}$; $b = 0,6 \text{ m}$

$$\mu_u = \frac{M_{u11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{284,828 \times 10^{-3}}{0,6 \cdot (0,72)^2 \cdot 14,17} = 0,046 \leq \mu_R = 0,392$$

→ La section est de simple armature , donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 (0,046)} \right) = 0,058$$

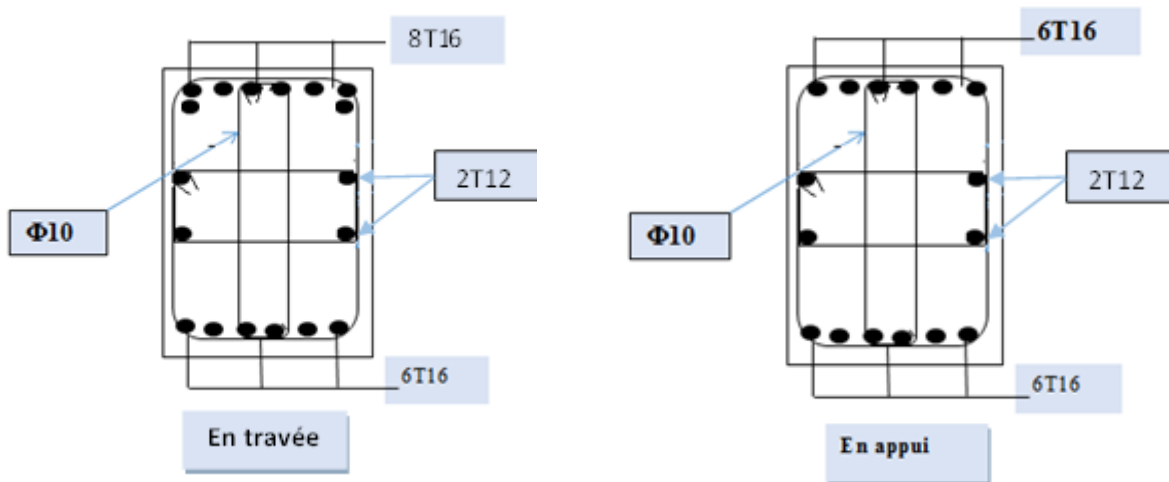
$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u) = 0,70 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{284,828 \times 10^{-3}}{0,70 \times 347,83} = 11,69 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit **6T16**

Chapitre 7: Etude de l'infrastructure**Tableau 7.5** : Récapitulatif du ferrailage de la nervure

	A_{cal} (cm ² /ml)	Choix	A_{choisi} (cm ² /ml)	S_t	S_t'	φt
Travée	14,76	8T16	16,08	15	20	10
Appuis	11,69	6T16	12,06			

**Figure 7.6** : Ferrailage de la nervure

Chapitre 8 :

Etude managériale

8.1 Introduction :

Le colonialisme, depuis son avènement en Algérie, a poursuivi une politique de ségrégation pure et simple en matière de logements.

Après l'Indépendance, les aspirations à un nouveau mode de vie, semblable à celui de l'ancien colon, moderne, plus facile, font que toute cette population va s'orienter vers les villes principales. Les logements abandonnés par les Européens ne suffisent plus. Il est alors nécessaire de construire 75 000 nouveaux logements par an dans les villes, et plus de 65 000 dans les campagnes. Ceci donne une idée sur les besoins de reconstruction.[0]



Figure 8.1 : La réforme du logement.

Un million de logements réalisés entre 2004 et 2009, le même nombre pratiquement est reconduit pour 2010-2014, et cela ne suffit pas, donc certains modes d'attribution de logements mis en place par l'Etat dans le but d'atténuer les effets de la crise et permettre à la population d'accéder au logement.

L'objectif de la réforme du logement n'est pas seulement une nouvelle organisation, elle représente une véritable révolution dans les mentalités, dans les démarches et dans les comportements.

Ces techniques de construction choisies étant des plus sophistiquées, leur maîtrise posent des problèmes pour les entreprises qui influent sur le bon déroulement de projet.

Face à un environnement est de plus en plus évolutif, les projets de construction subissent souvent des contraintes économiques de coût ou de délais et ceci est le résultat d'une mauvaise élaboration du projet et l'absence du management du contenu.

En effet, **Le management de projet** dans la conception est le moyen le plus efficace pour une gestion rigoureuse et un contrôle suivi des réalisations, afin d'obtenir une meilleure qualité de l'espace construit.

Qu'est-ce qu'un projet ?

« 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 des contraintes de délais, de coûts et des ressources. ». Définition de l'Organisation Mondiale de Normalisation selon la norme ISO 10006 (version 2003)

Chapitre 8: Etude managériale

« Le **management de projet** est une application de connaissances, compétences, outils et techniques dans des activités de projet en vue d'atteindre ou de dépasser les attentes des parties impliquées dans le projet. »[1]

Ce chapitre a été mené en effectuant une planification du projet, on a fait un appel aux notions de management de projet qui nous aident à piloter notre projet.

8.2 Présentation de projet :

Le projet que nous avons étudié est un bâtiment (R+9) à usage mixte constitué de :

Un rez de chaussée à usage commercial

*1er au 9eme étages à usage d'habitation et des bureaux *

Ce bâtiment est implanté dans la Wilaya de Tlemcen commune« HENNAYA»

Notre but n'est pas seulement d'étudier le bâtiment techniquement mais aussi de faire une étude managériale basée sur la maîtrise des notions de management de projet pour :

Définir le délai, le coût et le contenu technique.

Déterminer les exigences.

Définir des objectifs clairs et réalisables.

En effet, Pour assurer le succès d'un projet, l'équipe de projet doit :

Planifier, développer, contrôler, ajuster, et enfin de clore le projet de notre bâtiment avec un capital d'expérience.

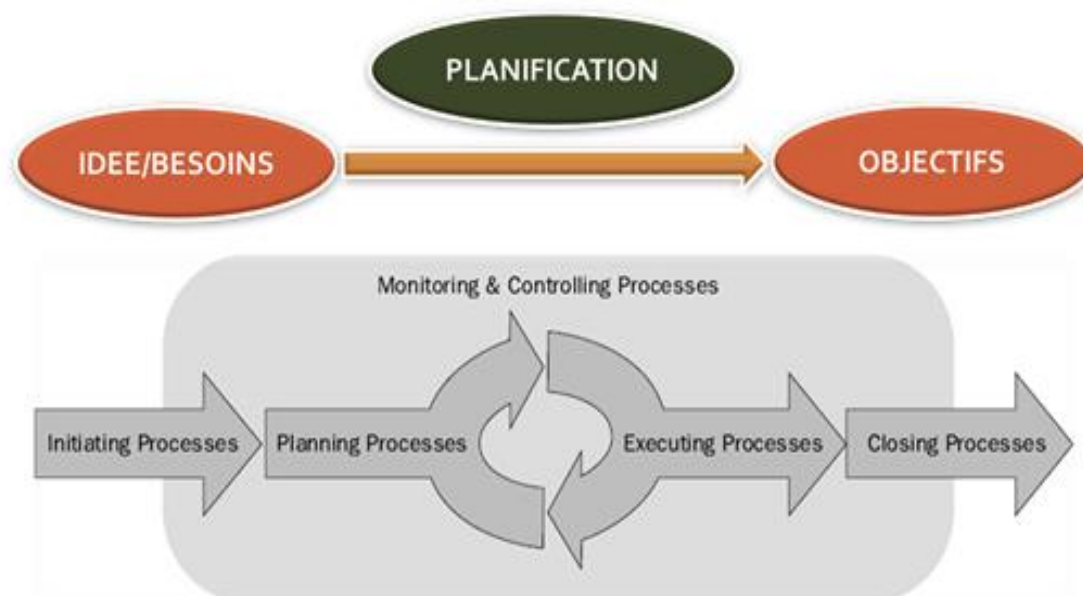


Figure 8.2 : Processus simplifié d'élaboration d'un projet [2]

8.3 Cycle de vie d'un projet de construction :

Les projets sont des réalisations uniques qui impliquent nécessairement un certain degré d'incertitude en ce qui a trait aux probabilités de succès. Les organisations qui exécutent des projets divisent normalement ceux-ci en plusieurs phases afin d'en permettre une meilleure gestion et un contrôle adéquat : identification, planification, réalisation et terminaison.

Collectivement, ces phases sont mieux connues (globalement ou individuellement) sous le nom de **cycle de vie de projet**, chacune étant marquée par la réalisation d'un ou de plusieurs biens livrables. [MS Project Guide]

A partir de cette démarche, nous préconisons le cycle de vie de notre projet présenté ci-dessous :

8.4 Les acteurs de notre projet :

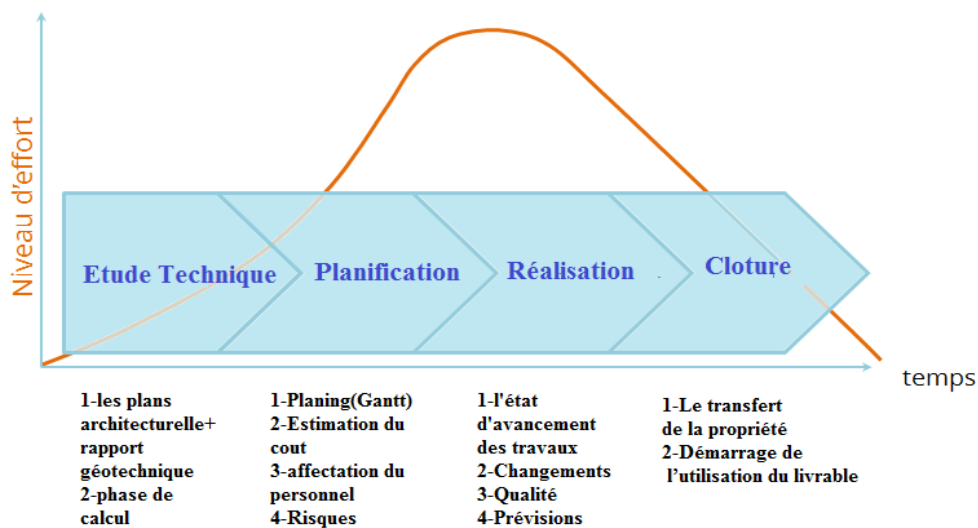


Figure 8.3 : Cycle de vie du notre projet.

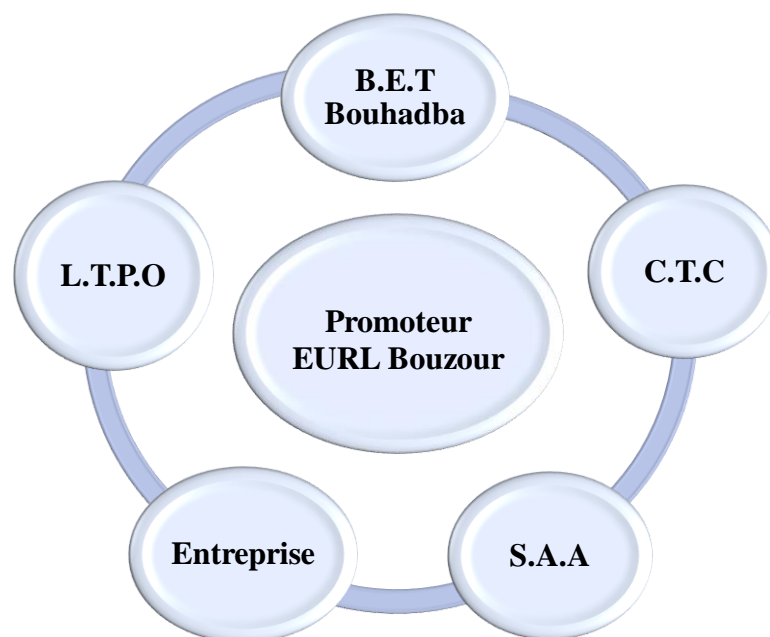


Figure 8.4 : Les acteurs de notre projet

Les chantiers de construction mobilisent un nombre important d'intervenants dont :

- **Maître d'ouvrage : (EURL Bouzour)**

Le maître de l'ouvrage est la personne physique ou morale pour le compte duquel sont réalisés les travaux et les ouvrages.

- **Maître d'œuvre : (B.E.T Bou Hadba)**

Architecte ou bureau d'étude spécialisés chargé par le maître de l'ouvrage de concevoir de suivre et de contrôler l'exécution des travaux, dans les conditions de délais, de qualité et de coût fixées.

- **Le contrôleur technique :(C.T.C)**

Personne physique ou morale agissant pour le compte du maître d'ouvrage et ayant pour mission de contrôler et contribuer à la prévention des aléas techniques susceptible d'être rencontrés dans la réalisation des ouvrages.

- **Laboratoire des travaux public de l'Ouest : (L.T.P.O)**

Le laboratoire des travaux public doit offrir des services et des activités aux particuliers on les organise comme suit

Conseil en ingénierie pour la géologie des sols.

Essais et contrôle des matériaux de construction.

- **Société Nationale d'Assurance : (S.A.A)**

Lors de la survenance d'un évènement incertain et aléatoire souvent appelé « Risque »,il faut définir une nouvelle notion ,c'est l'assurance qui est un service fournit une prestation financière destinée à un individu, une association, ou une entreprise.

- **Entreprise :**

L'entrepreneur a pour objet de la réalisation des travaux, en assurant les moyens matériels nécessaires et une main d'œuvre qualifié et en nombre requis, par rapport à la nature de l'ouvrage.

8.5 Planification de notre projet :

Le planning d'un projet nécessite de disposer d'un cadre de référence unique et commun entre les différents acteurs afin d'identifier toutes les tâches nécessaires et suffisantes pour en maîtriser la gestion tant sur le plan technique, économique et administratif.

Et pour cela nous avons plusieurs outils a utilisés :

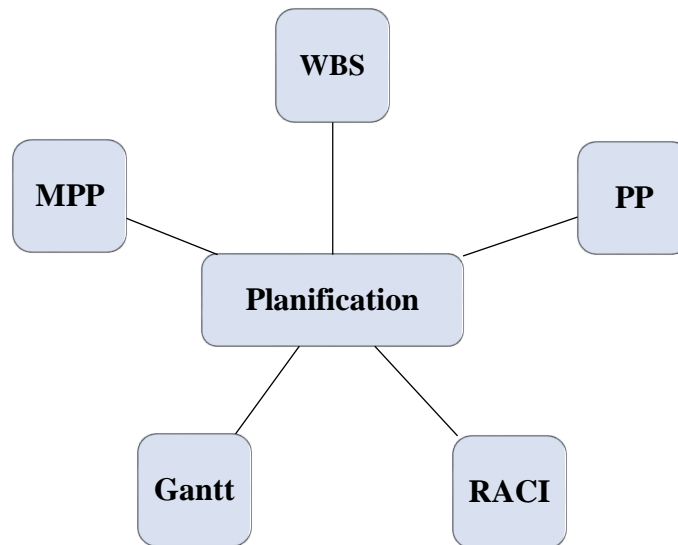


Figure 8.5 : Les outils nécessaires de planification

8.5.1 Works Breakdown Structure (WBS) :

WBS signifie que le projet subit au départ trois manipulations importantes :

- Décomposer le projet en tâches
- Ordonner ces tâches
- Donner une hiérarchie à ces tâches (ou créer le WBS du projet): par exemple la tâche coulage de béton est d'échelle 1 alors que les sous tâches coffrage, ferrailage, etc... sont d'échelle 2.

L'organigramme technique (WBS) est par excellence l'outil adéquat.

Works Breakdown Structure (Structure hiérarchique des tâches)

Le WBS de notre projet est représenté dans **(L'annexe D)**.

8.5.2 Priorités du projet (PP) :

Un projet est caractérisé par trois éléments :

La bonne **qualité** si les exigences de performances sont satisfaites, un **délai** et un **coût** incite le chef de projet de contrôler en permanence l'évolution des dépenses et contrôler la balance entre les besoins du propriétaire.

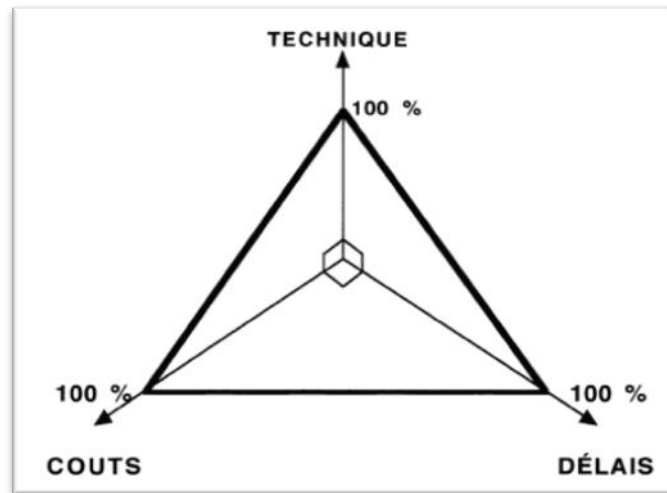
Chapitre 8: Etude managériale

Figure 8.6 : Priorités du projet (PP)

8.5.3 Matrice des priorités du projet (MPP)

Pour les besoins inhérents au présent de notre projet, nous nous sommes fixés le contenu comme contrainte, le coût est acceptable et on a optimisé le délai.

	Coût	Délai	Contenue
Contrainte			★
Accepte	★		
Améliore		★	

Tableau 8.1 : Matrice des priorités du projet (MPP)[2]

8.5.4 Matrice des responsabilités (RACI) :

La matrice **RACI** définit les rôles et responsabilités dans un service ou sur un projet mais aussi dans une entreprise, cet acronyme RAC signifie :

R : responsabilité, A : autorité, C : consulté et I : informé

R : responsabilité :

Il s'agit des personnes qui effectuent le travail requis pour exécuter la tâche.

A : autorité :

Il s'agit des personnes qui doivent rendre des comptes relativement à l'exécution de la tâche de manière convenable et complète.

C : consulté :

Ce sont ceux dont les avis sont demandés par l'intermédiaire de la communication bilatérale.

I : informé :

Il s'agit de ceux qui sont tenus au courant de l'avancement ou de l'achèvement des tâches.

Chapitre 8: Etude managériale

Tableau8.2 : Matrice des responsabilités (RACI)

Acteurs \ Tâches	Maître d'ouvrage (Entreprise)	Maître d'œuvre	Le contrôleur technique (C.T.C)	L.T.P.O	Sous-traitants	S.A.A
Etude technique	C	R	C	C	I	I
ODS	R	I	I	I	I	I
Installation de chantier	C	R	I		I	I
Infrastructure	C	R	C	C	I	I
Superstructure	C	R	C	I	I	I
Corps d'état technique+ secondaire	C	R	I	I	C	I

8.5.5 Diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT permet de planifier notre projet et de le rendre plus simple le suivi de son avancement, aussi un bon moyen de communication entre les différents acteurs d'un projet.

Ce type de modélisation est particulièrement facile à mettre en œuvre avec un simple tableur plus connu est Microsoft Project. (**Voir annexe E**)

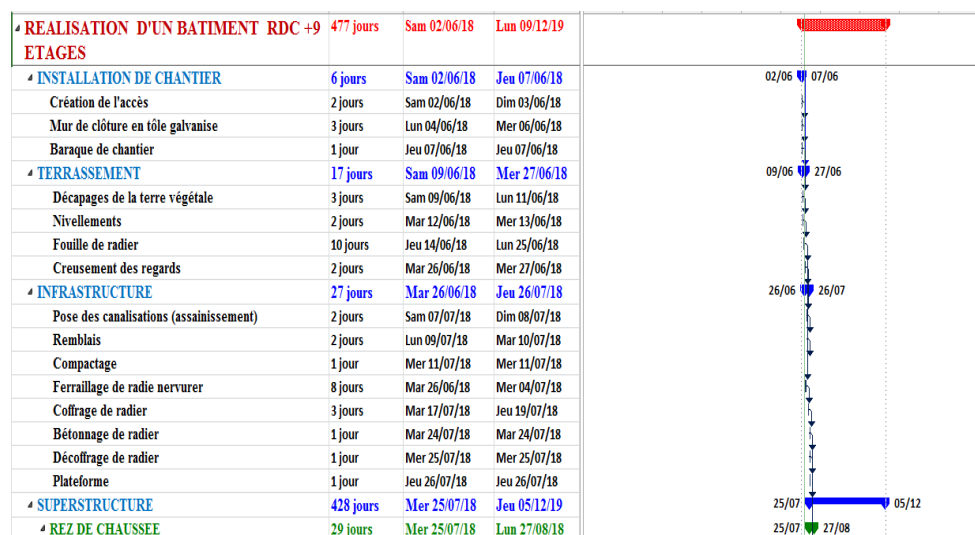


Figure 8.7 Schéma de diagramme de Gantt

8.5.5.1 MS Project :

Est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet, il permet de gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les coûts et les calendriers.

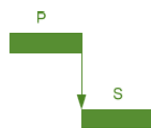
La gestion est assurée par la mise à jour de la progression et le réajustement automatique du projet.

8.5.5.2 La notion tâche :

L'activité est le processus qui consiste à identifier les actions spécifiques à entreprendre pour produire les livrables de projet. [1]

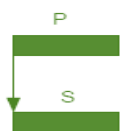
8.5.5.3 Les 4 types de liaisons des tâches :

a- liaison de type fin à début (FD) :



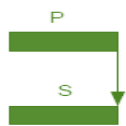
➤ La tâche S peut débiter lorsque la tâche P est terminée.

b- liaison de type début à début (DD) :



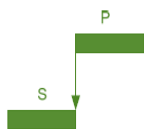
➤ La tâche S peut débiter lorsque la tâche P est commencée.

c- liaison de type fin à fin (FF) :



➤ La tâche S peut terminer lorsque la tâche P est terminée.

d- liaison de type début à fin (DF).



➤ La tâche S peut terminer lorsque la tâche P est commencée.

S (le successeur)

P (Le prédécesseur)

La durée escomptée de chaque tâche doit être raisonnable, respectable et n'entraîne pas à un surcoût de projet.

 **Les ressources humaines affectées :**

Après plusieurs visites aux chantiers de notre projet et des différents promoteurs immobiliers qui ayant des programmes de réalisations de projet de logements telle que OPGI, et vu les moyens humains affecté par rapport à chaque tâche.

Nous préconisons pour notre projet les ressources humaines suivantes :

 **Nombre des effectifs :**

Groupe coffreur : 6 personnes.

Groupe ferrailleur : 6 personnes.

Groupe maçon : 4 personnes.

Groupe manouvres : 4 personnes.

Groupe peinture : 3 personnes.

Groupe menuiserie : 3 personnes.

Sur la base de ces informations, on a effectué un calcul automatique grâce au logiciel **MS Project** (voir annexe E), qui nous a permis d'obtenir les résultats ci-après :

- La durée du projet est de **477 jours** de travail (**16 mois**)
- Le début de projet est prévu le : **02 juin 2018**.
- La fin du projet est prévue le : **09 décembre 2019**

8.5.6 Estimation du coût des travaux de réalisation « RDC+9étages » :

Une estimation du coût d'une activité est une évaluation quantitative du coût probable des ressources nécessaires à l'achèvement de cette activité.

L'estimateur peut utiliser pour cela plusieurs outils et techniques sont :

8.5.6.1 Estimation par analogie (Top Down, Descendante, Macro)

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 méthode consiste à utiliser l'information historique et le jugement d'expert (peu d'information).

8.5.6.2 Détermination du taux de coût des ressources (Bottom up, Ascendante, Micro)

La personne qui prépare l'estimation du coût doit connaître les coûts unitaires de chaque ressource (exemples : salaire horaire du personnel, prix d'un matériau au mètre cube)

8.5.6.3 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).

Cette approche est très répandue dans le secteur du bâtiment.

8.5.6.4 Logiciels de gestion de projet :

Tel que Microsoft Project (MS).

La liste des effectifs.

Ressource matériaux et matériels.

En effet dans ce secteur, on a choisi l'outil **d'estimation paramétrique** et nous avons constaté que le coût de réalisation par un mètre carré varie entre 30 000.00 DA et 50 000.00 DA, dépend de la qualité de logement (LSP, LPP, LPL, LPA...), étant donné que notre projet est rentré dans le cadre des **logements promotionnel aidé** (cette approche a été prise à partir des informations citées dans le site Web [[http://www.logements-algerie.com/lpa-2018/prix-logement lpa-2018](http://www.logements-algerie.com/lpa-2018/prix-logement-lpa-2018) (consulté le 15/05/2018)] Le coût de vente de notre projet sera représenté comme suit :

Tableau 8.3 : Coût estimatif de notre projet

Type de logement	Etage	Prix de 1m ² (DA)	Surface (m ²)	Prix par étage (DA)
Commerce	RDC	30 000.00	323,4	9 702 000.00
Bureau	1-9	40 000.00	2171,10	8 684 4000.00
Habitation	5-9	50 000.00	739,50	3 967 5000.00
Estimation	13 622 1000.00 DA			

8.6 Management des risques :

La nécessité de réaliser les projets de plus en plus en partenariat et l'obligation de mieux maîtriser les coûts, les délais et les spécifications techniques des projets pour cela la gestion des risques doit être une partie centrale de la gestion stratégique de tout projet. Pour éviter de nombreux risques susceptible de perturbé le planning actuel.

Les risques du projet se situent toujours dans le futur. Le risque est un évènement ou une condition possible dont la caractérisation aurait un effet sur au moins un des objectifs du projet.

[1]

Le management des risques de projet comprend les processus de conduite de la planification du management des risques, leur identification, leur analyse, la planification des réponses aux risques. [1]

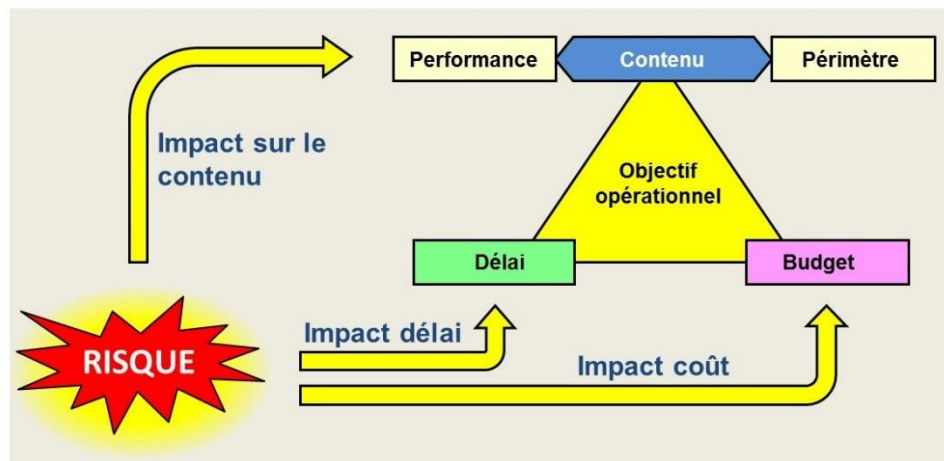


Figure 8.8 : Les conséquences du risque projet [4]

8.6.1 Caractéristiques du risque :

- La fréquence d'occurrence (la probabilité).
- La gravité d'impact
- La criticité

La criticité est la combinaison de l'impact(ou gravité) et la probabilité d'un risque, évaluée souvent sur une échelle de 1 à 4, est liée à l'intensité de l'accident(ou gravité, ou sévérité) lorsqu'il se produit. [3]

$$\text{Criticité} = \text{gravité} \times \text{fréquence}$$

8.6.2 La procédure de mise en place du management des risques de projet :

- ✚ Les processus de gestion des risque se fait en quatre étape :
 - Identification.
 - Evaluation.
 - Développer une réaction.
 - Contrôler.

Pour définir le processus de management du risque on se réfère à la norme ISO 31000 : 2009 qui est la norme internationale fournissant les principes et lignes directrices sur le Management des risques. Le processus de management du risque se décompose selon la norme ISO 31000 : 2009 en sept activités, comme schématisé sur la figure.

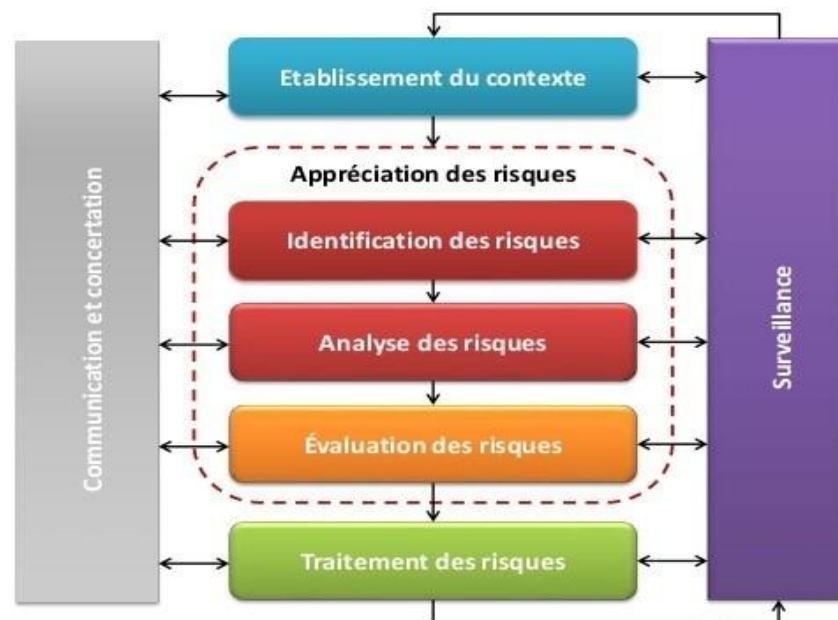


Figure 8.9 : Le processus de management des risques selon L'iso 31000[5]

- Les principes de management des risques [5] :
 - Le management du risque créer de la valeur et la préserve.
 - Le management du risque est intégré aux processus organisationnels.
 - Le management du risque est intégré au processus de prise de décision.
 - Le management du risque traite explicitement de l'incertitude.
 - Le management du risque est systématique, structuré et utilisé en temps utile.
 - Le management du risque s'appuie sur la meilleure information disponible.
 - Le management du risque est adapté.
 - Le management du risque intègre les facteurs humains et culturels.
 - Le management du risque est transparent et participatif.
 - Le management du risque est dynamique, itératif et créatif au changement.

Chapitre 8: Etude managériale

- Le management du risque facilite l'amélioration continue de l'organisme.

8.6.2.1 Identification de risque :

Les techniques d'identification des risques sont nombreuses. On utilise la méthode de **Brainstorming** ou **remue-méninges**.

✓ **Brainstorming ou remue-méninges :**

Est une méthode participative d'identification des risques en s'appuyant sur la créativité spontanée des participants et de résolution des problèmes. Il s'agit de noter toutes les idées sans n'y apporter aucun jugement et d'éviter les critiques afin de laisser progresser la réflexion ; Le brainstorming aboutit à de nombreuses pistes de risque.

Le but des remue-méninges est d'obtenir une liste complète des risques du projet et sont ensuite identifiés et classés par type de risque, et leurs définitions sont affinés.

Le principe de base se traduit par quatre règles : ne pas critiquer, se laisser aller ; rebondir sur les idées exprimées et chercher à obtenir le plus grand nombre d'idées possibles sans imposer ses idées.

Tableau 8.4 : Liste des risques

N°	Les risques du projet
R1	Chutes des ouvriers. (travail en hauteur)
R2	Glissement du délai par rapport au planning.
R3	Inondation du chantier.
R4	Séisme.

8.6.2.2 Evaluations des risques :

Processus global qui permet de cerner le danger, d'analyser et de catégoriser le risque et les facteurs de risque qui pourraient causer un préjudice. Ainsi d'analyser et d'examiner le risque associé au danger et enfin déterminer des moyens appropriés pour éliminer le danger ou pour maîtriser le risque lorsque le danger ne peut pas être éliminé.

Il existe de nombreuses méthodologies et outils d'évaluation des risques susceptibles d'aider le chef de projet à calculer la pertinence et la gravité du danger.

▪ **L'objectif de l'évaluation des risques :**

L'objectif du processus d'évaluation des risques consiste à examiner les dangers, puis à éliminer ces dangers ou à réduire le degré de risque en ajoutant des mesures de maîtrise des risques, au besoin. Ainsi, le lieu de travail deviendra plus sûr et plus sain.

✓ **Jugement d'expert :**

Le jugement d'expert est nécessaire pour évaluer la probabilité et l'impact de chaque risque afin de déterminer sa position dans la matrice. Les experts sont en général ceux qui ont l'expérience de projets similaires relativement récents. Par ailleurs, ceux qui planifient et gèrent le projet en question sont des experts, tout particulièrement au sujet des spécificités de ce projet.

- Les compétences et aptitudes de l'expert en management des risques sont multiples :

- ✓ Capacité d'analyse.

- ✓ Méthode et rigueur.
- ✓ Maitrise des normes juridiques et techniques.
- ✓ Maitrise des techniques d'analyse de risques.
- ✓ Travail en équipe pluridisciplinaire.
- ✓ Réactivité et adaptabilité.
- ✓ Connaissances scientifiques permettant de s'adapter aux différents types de production industrielle.
- ✓ Gestion de budget.
- ✓ Gestion de projet, planification.

8.6.2.3 Développement d'une réaction au risque :

- **Alléger** : Pour réduire le risque soit en diminuant la probabilité que l'évènement se produit ou en réduisant l'impact de l'évènement défavorable sur le projet.
- **Transférer** : Passé le risque à une autre partie, ça ne change pas le risque, mais ça se paye.
- **Partager** : Le risque avec une autre partie, généralement, les couts et les bénéfices du risque sont partagés avec une assurance.
- **Garder** : Le risque est maintenu s'il y a un plan d'urgence bien établi.

1. Le contrôle des stratégies de repense au risque :

- Identifier les risques émergents.
- Contrôler le risque et les méthodes adoptées pour gérer ce risque.
- Analyser de nouveau les risques existants.
- Surveiller les risques résiduels.
- Evaluant leur efficacité.
- Surveiller les conditions de déclenchement des plans de secours.
- L'évaluation du risque et la mise à jour des besoins doit faire l'objet d'un travail continu.

Le management du risque est dynamique et non réactif. Il réduit le nombre de surprise et conduit à une meilleure compréhension des conséquences d'événements négatifs.

8.7.1 Classification des risques présentant dans notre projet :

Notre projet est soumis aux risques, on a estimé et identifié les principaux risques, ensuite on a évalué la criticité dans le but de les gérer manager et les maitriser.

Chapitre 8: Etude managériale

Tableau 8.5 : Classification des risques.

Événement à risque	Probabilité	Gravité	Criticité	Action à entreprendre
R1 -Chutes des ouvriers.	3	4	12	- Équipements de sécurité. EPI -Filet de sécurité.
R2 - Glissement du délai par rapport au planning.	3	3	9	-Travailler des heures supplémentaires avec des motivations.
R3 -Inondation du chantier.	3	2	6	-Partagé le risque avec une assurance (SAA).
R4 - Séisme.	1	3	3	-Suivre les exigences du RPA. -Partagé le risque avec une assurance (SAA).

8.7.2 Matrice de criticité :

La matrice de criticité est évaluée souvent sur une échelle de 1 à 5 .Elle est liée à l'intensité de l'accident lorsqu'il se produit, et elle est conçue pour aider à déterminer le niveau de risque.

Par ailleurs, afin d'estimer les risques acceptables et non acceptables selon le cas de notre projet on a élaboré une matrice de criticité représenté comme suit :

Probabilité d'occurrence	> 90%	Quasiment certain					
	50-90%	Probable					
	30-50%	Possible		R3	R2	R1	
	10-30%	Peu-probable					
	< 10%	Rare			R4		
			Limité 1	Mineur 2	Modéré 3	Majeur 4	Très significatif 5
			Gravité				




 : Risque inacceptable.  : Risque modéré.  : Risque acceptable.

Figure 8.10 : Matrice de criticité.

8.7 Conclusion :

Dans ce chapitre et à l'aide du logiciel **MS Project** nous avons essayés de développer une démarche pour la planification du projet étudié qui nous conduira à l'atteinte des objectifs dans les délais et les couts préétablis.

En effet, on a montré aussi dans ce chapitre que la bonne gestion des risques permet souvent de réduire ces derniers ou en tout cas minimiser leurs impacts.

CONCLUSION GENERALE

En fin de ce modeste travail qui présente l'étude d'un bâtiment en (RDC+9étages) à usage d'habitation et bureaux constituée d'une structure mixte (portique-voile), nous avons persuadés que ce système de contreventement mixte conformément aux règlements technique en vigueurs est très conseillé en zone de faible sismicité, parce qu'il représente une capacité de résistance satisfaisante.

Comme à travers de cette étude, nous avons pu assimiler nos différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures (SAP 2000, AUTO-CAD), en tenons compte de la sécurité et la résistance structurale ; de la conception et l'exécution, sans oublier le côté de l'étude managériale de ce projet.

- ✓ Il est nécessaire de disposer les voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme.
- ✓ Repons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- ✓ L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation car les dimensions des semelles provoquent un chevauchement.
- ✓ l'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans le délai et le coût et pour cela ce travail nous a donné l'avantage de bien maîtriser le logiciel de gestion des projets (MS PROJECT).

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mougin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[RPA, 99/V2003] Règles Parasismique Algérienne RPA99/Version 2003.Document technique réglementaire. D.T.R B.C.2.48. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

[CBA 93] Mr.BELAZOUGUI.M (président du groupe).Règles de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A.93.Document technique règlementaire.D.T.R.-B.C.2-41. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Rue Kaddour Rahim (Prolongée) B.P 2 52 Hussein-Dey-Alger.

[DTR B.C.2.2] MELLAK.Hachemi.Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique réglementaire.DTR.B.C 22.Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S. Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

[Mémoire] KHERBOUCHE, NAZIM. Etude technico-économique d'un bâtiment à usage d'habitation R+8 en béton arme. Mémoire d'obtention du diplôme du MASTER en génie civil, soutenue en Juillet 2013, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

[0] LAAHA TARACHE adra ; Politique de l'habitat et contraintes de la construction du logement en Algérie ; Analyse comparative avec la Tunisie et le Maroc : Thèse de doctorat d'état

[1] PMBOK, Guide du corpus des connaissances en management de projet. Quatrième édition, ANSI/MPI 99-001-2008.

[2] ALLAL M. Amine, Chap.2, **qu'est-ce qu'un projet ?**

[3] HAMZAOUI F. Cours management. 2016.

[4] Michel Estève. Lexique du management de projet. ISBN 978-2-9539251-0-4.05 Avenue d'Armagnac 87170 ISLE. [Consulté le 01/06/2018].Disponible à l'adresse <
<https://fr.slideshare.net/Innovaxion/lexique-du-management-de-projet>>

[5] ZIED BOUDRIGA. Cours concepts fondamentaux liés aux risques. Publié le 08/09/2015

Logiciels utilisés :

 SAP 2000 version 14.2

 AUTOCAD 2013

 MSE

 WORD 2013

 EXCEL 2013

 MS-PROJECT 2013

Annexe A

CONCLUSION

Le terrain prévu pour le projet du marché couvert, implanté au bourg de Khmissti de la commune d'Hennaya, appartient à la période géologique du Miocène, et qui se représente par une couche d'encroustement de calcaire blanchâtre tendre s'étalant jusqu'aux environs de 2,00 mètres par rapport à la surface du sol; cette couche recouvre un sous-sol composé de plusieurs formations représentées dans un contexte hétérogène, à savoir :

- Argile marron rougeâtre concrétionnée tendre à pâteuse avec quelques conglomérats.
- Marne verdâtre à beige, peu concrétionnée, pâteuse à mi-raide, avec quelques conglomérats gréseux.
- Grès brun altéré en sable fin marron.

Partant de toutes ces données et considérations, nous recommandons un fondement de l'ouvrage avec :

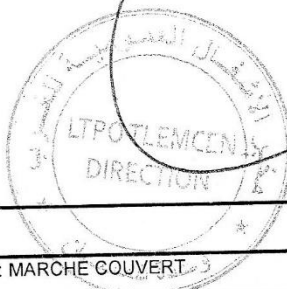
- ❖ Un système de fondation superficiel sur semelles filantes. fichées à la profondeur de 1,50 mètre.
- ❖ l'adoption d'une contrainte admissible de 2,4 bar.
- ❖ Projeter un trottoir périphérique avec un système de drainage et évacuation des eaux en dehors de l'emprise des fondations.
- ❖ Eloigner la plantation autour des blocs.
- ❖ Enfin, tenir en compte les recommandations du RPA 99, version 2003, qui stipule que la région d'Hennaya, wilaya de Tlemcen se trouve dans la zone 1, en sismicité

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour toute information utile.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE
A. BENSENOUCI

LE CHEF DEPARTEMENT TECHNIQUE
H. DAHMANI

LE DIRECTEUR D'UNITE
N. BOUSSEMAHA



LTPO-Unité De TLEMCCEN

Etablie le : 14/10/2015

ETUDE DE SOL : MARCHÉ COUVERT

DPT T: A.B / H.D / N.B

7 / 9

Révisée le : 18/10/2015
indice de révision : 1

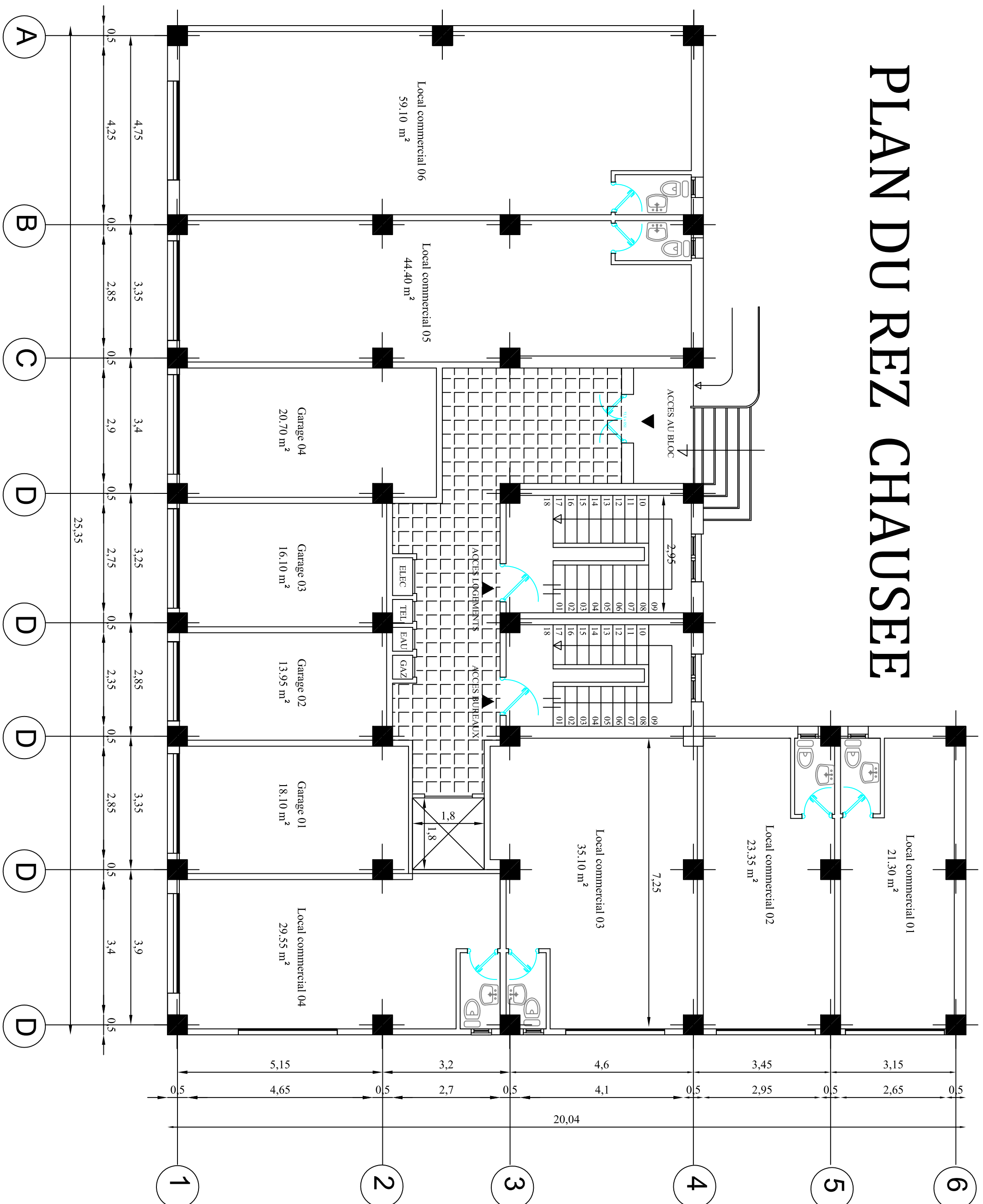
KHEMISTI - HENNAYA

Annexe B

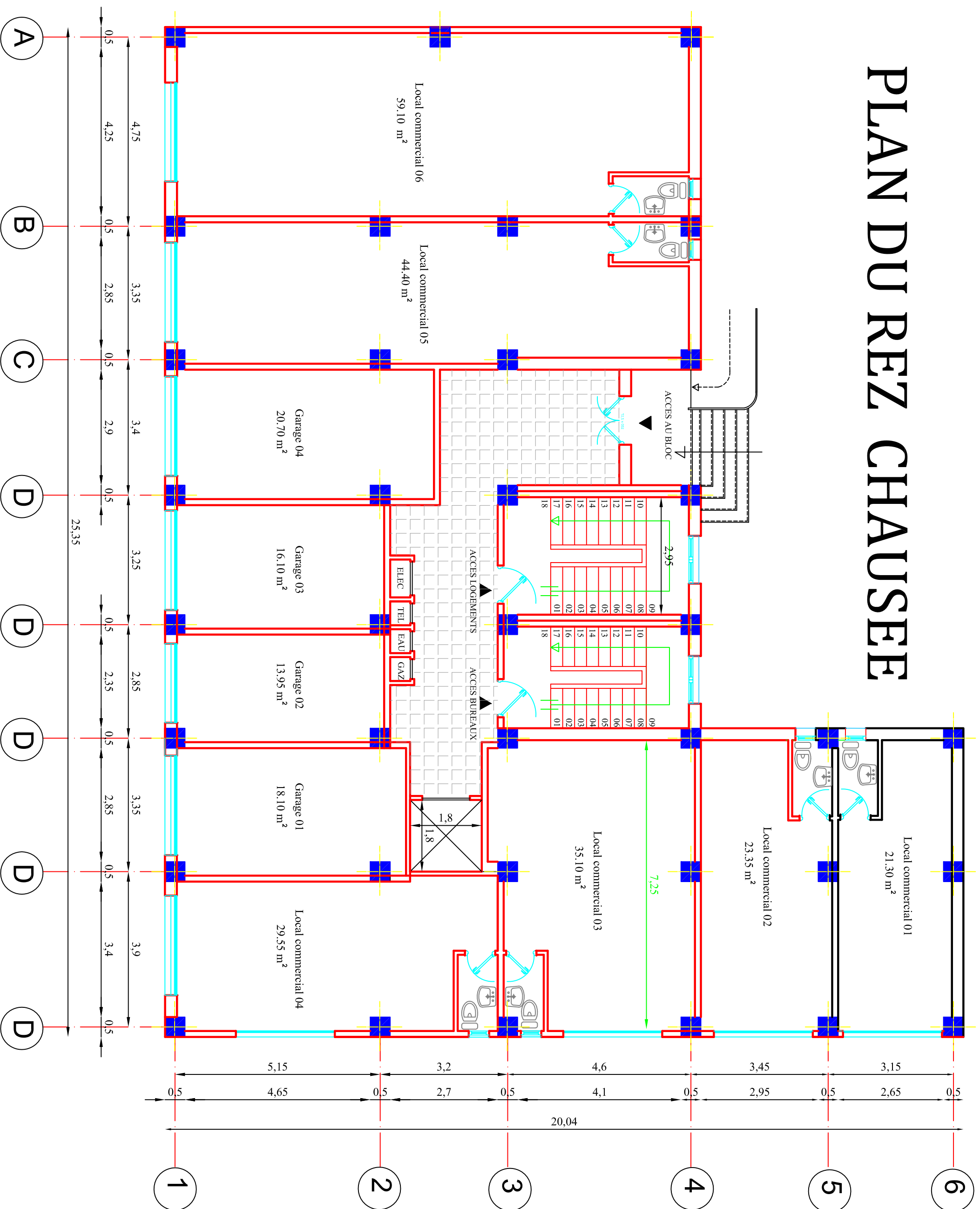
Annexe C

Annexe D

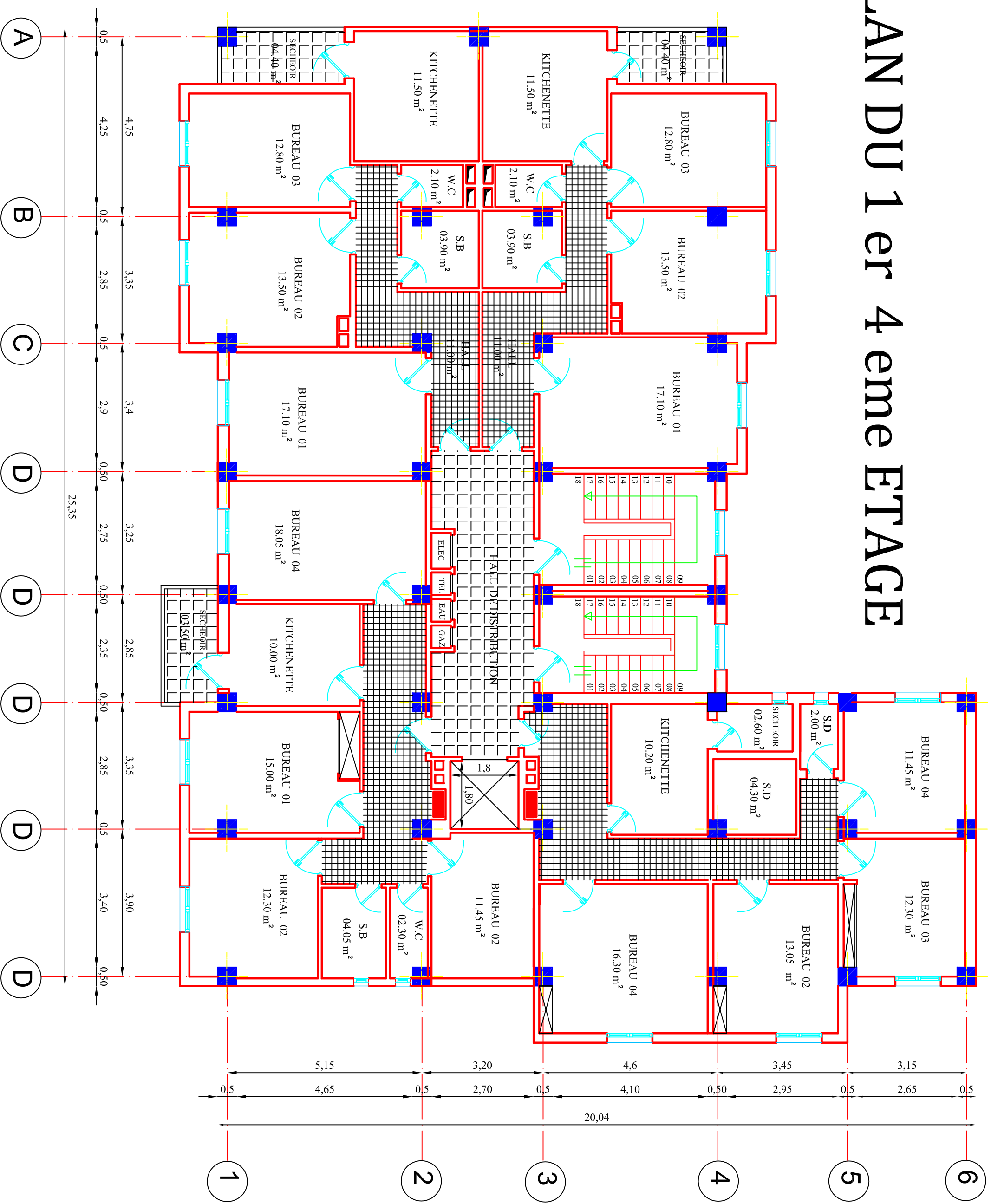
PLAN DU REZ CHAUSSEE



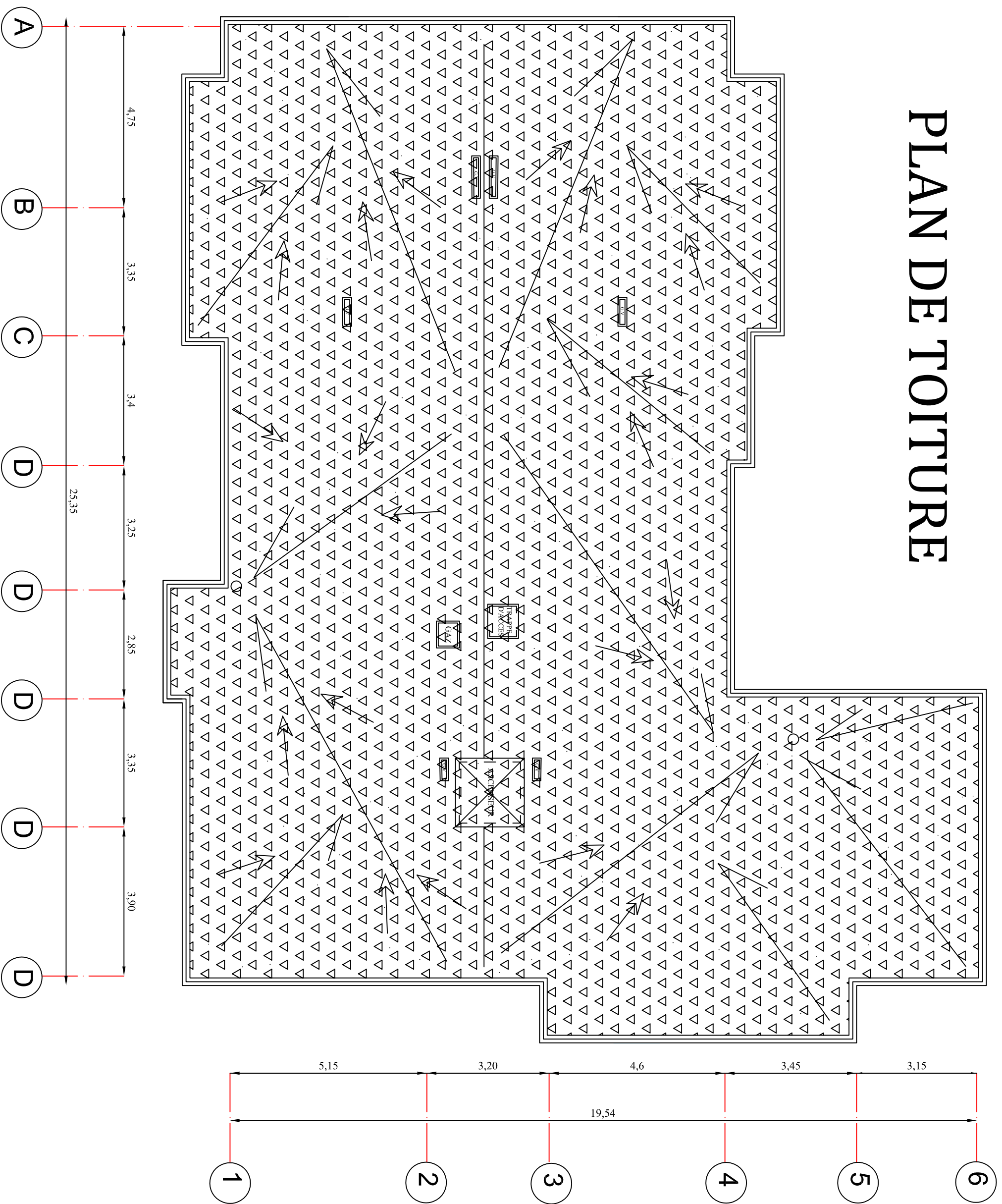
PLAN DU REZ CHAUSSEE

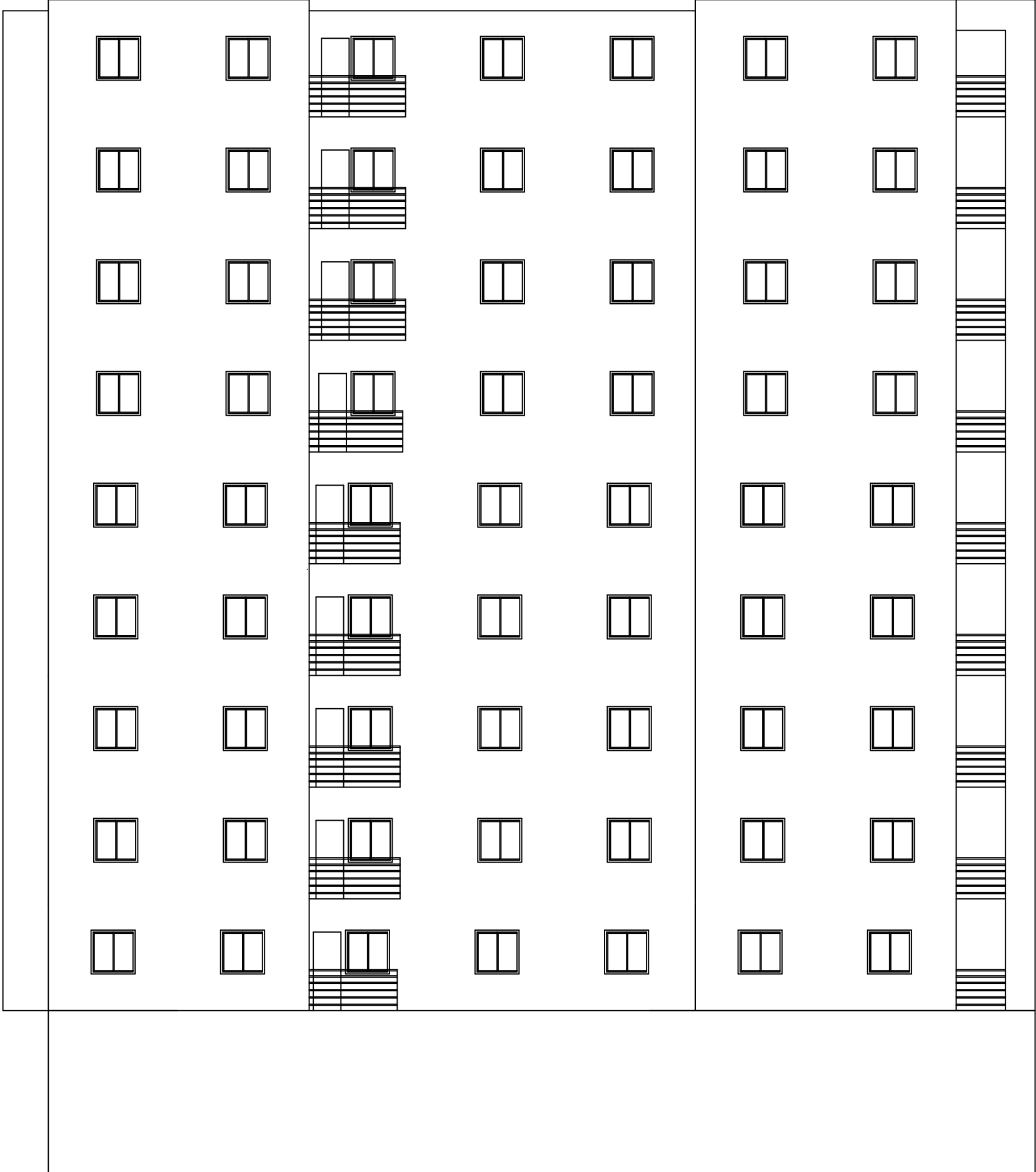


PLAN DU 1^{er} 4^{eme} ETAGE

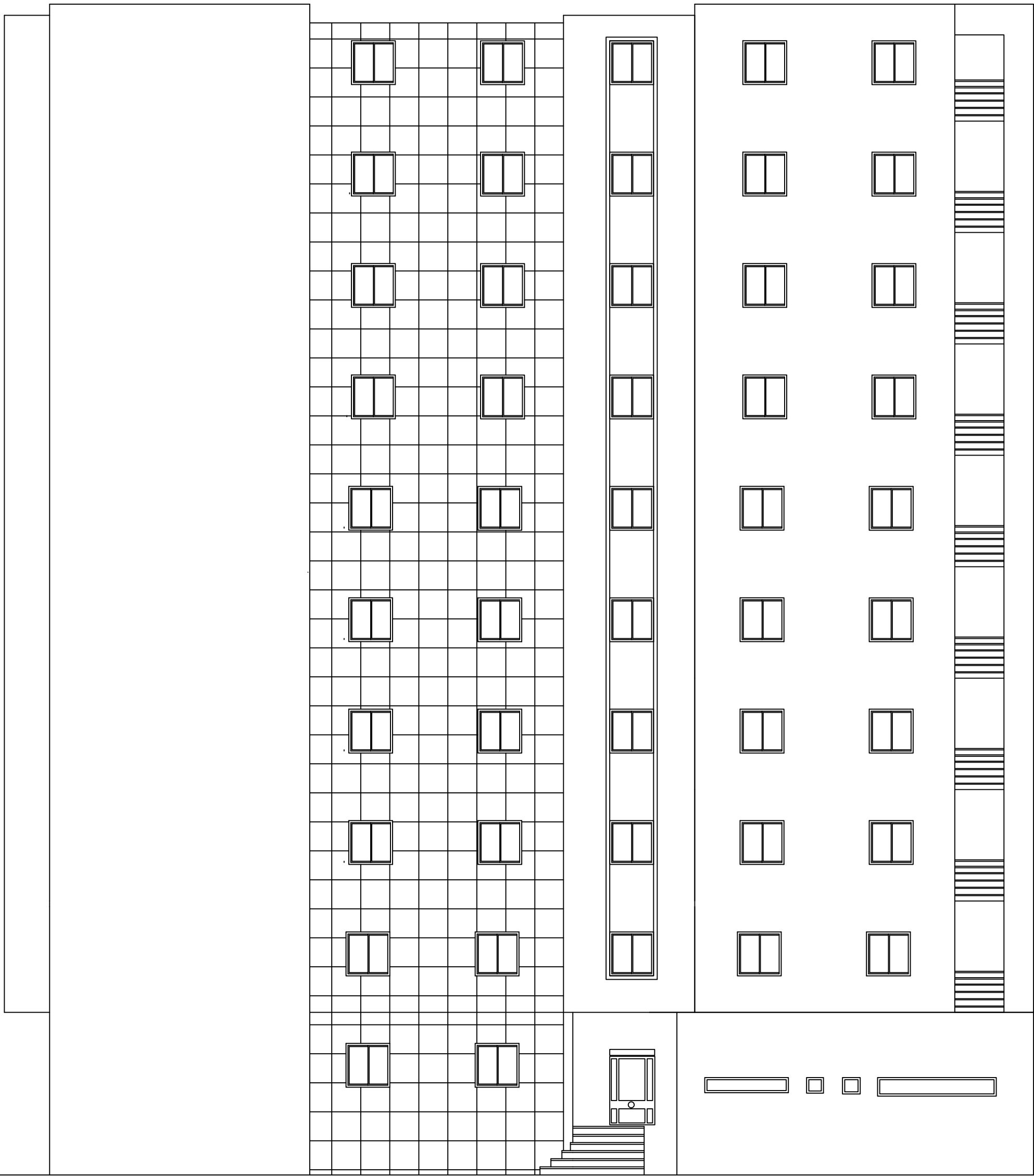


PLAN DE TOITURE



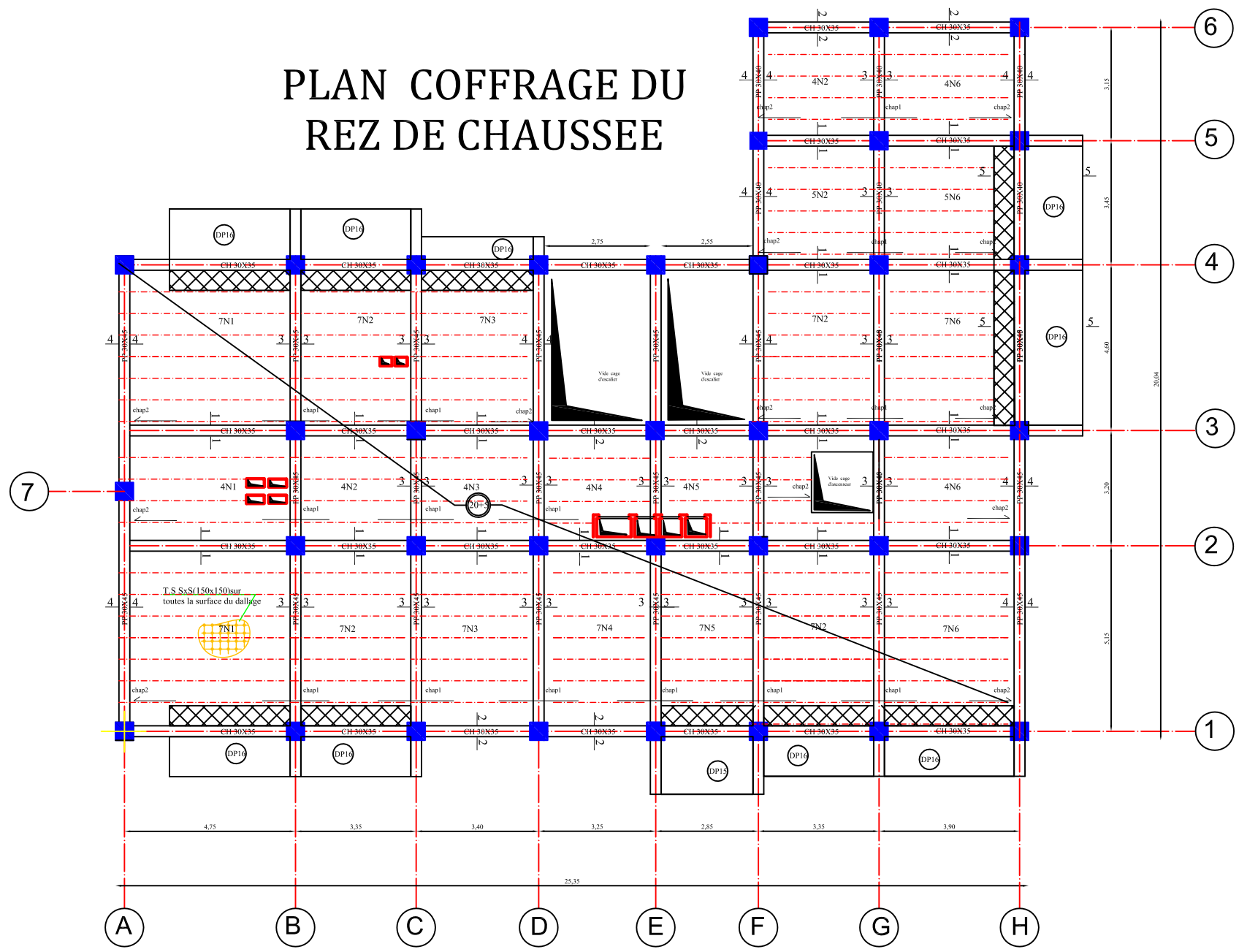


FACADE PRINCIPALE

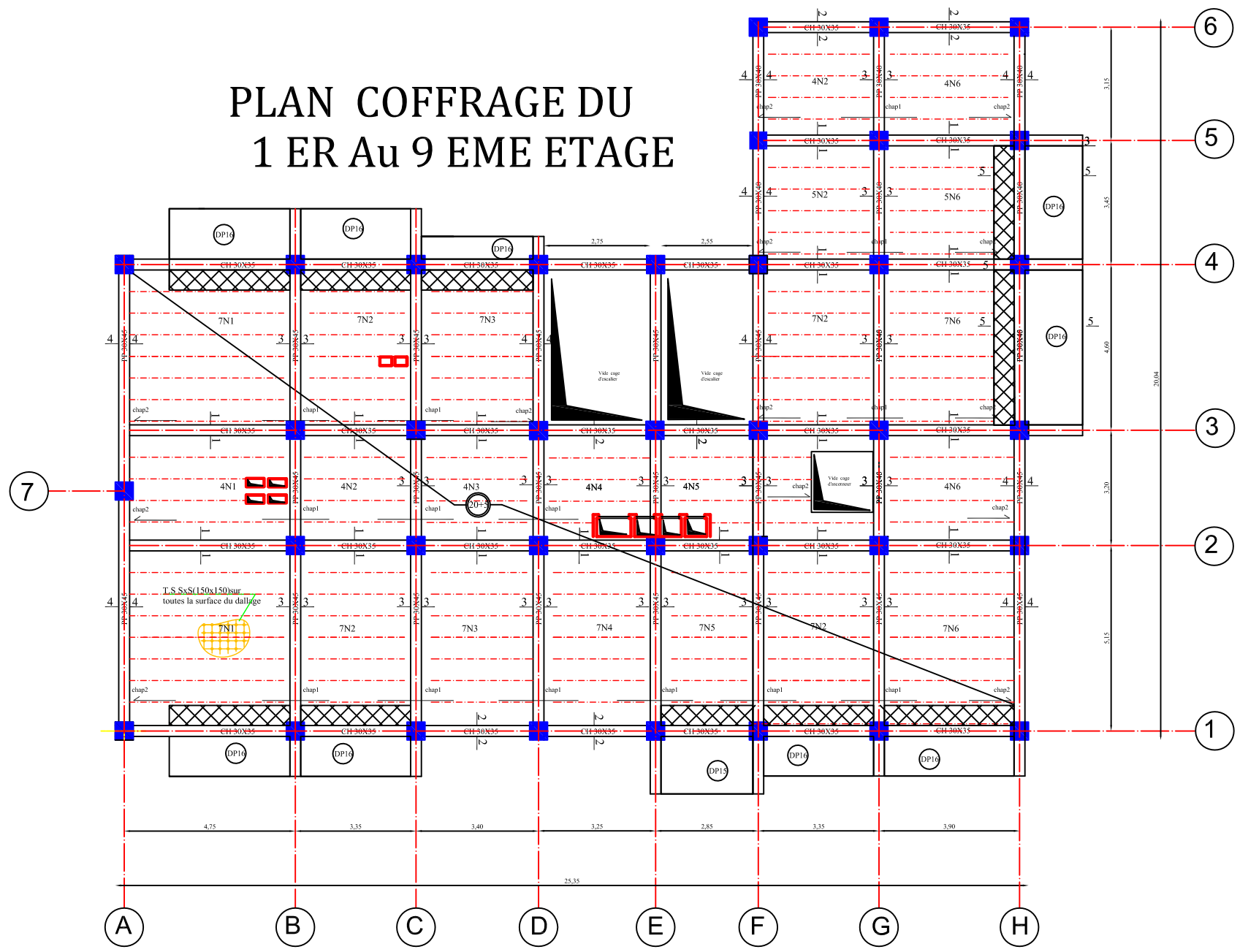


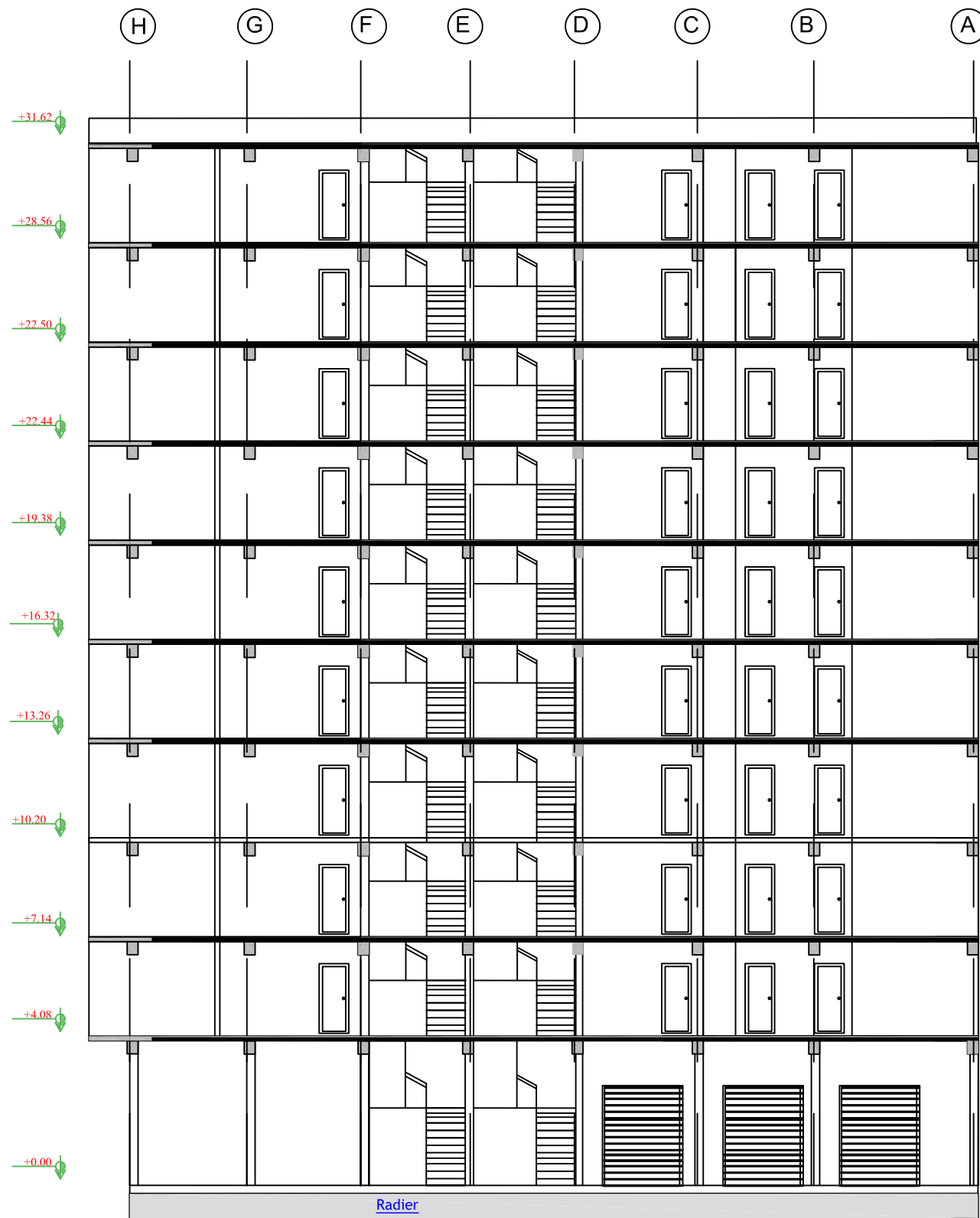
FACADE LATÉRALE

PLAN COFFRAGE DU REZ DE CHAUSSEE



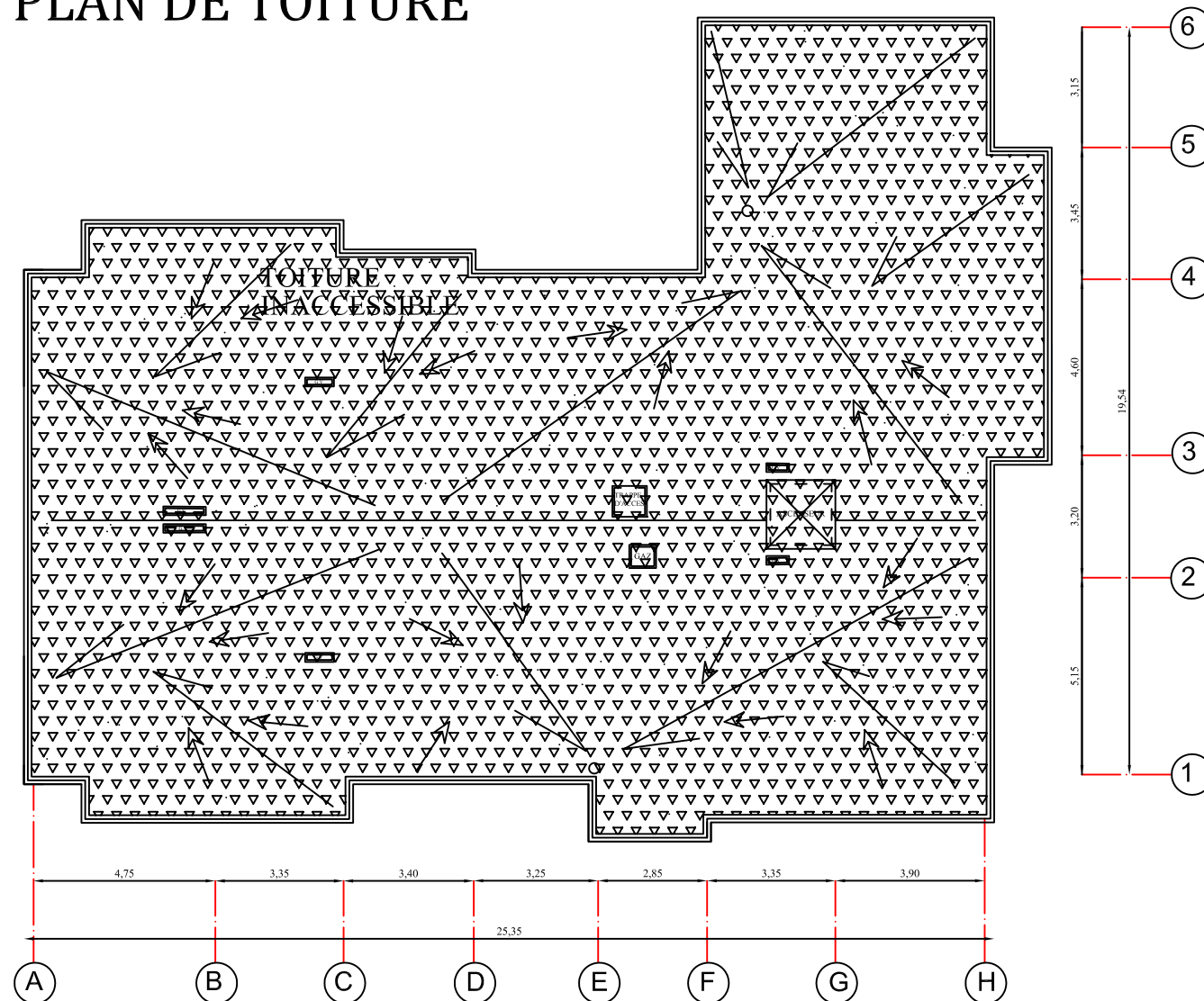
PLAN COFFRAGE DU 1 ER Au 9 EME ETAGE





COUPE A-A

PLAN DE TOITURE



PLAN COFFRAGE DU TERRASSE

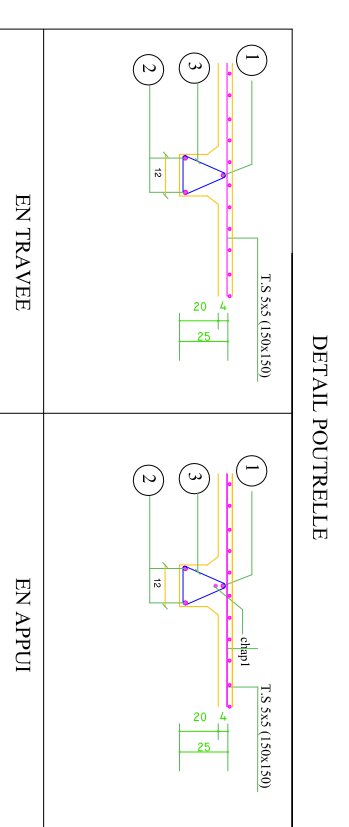
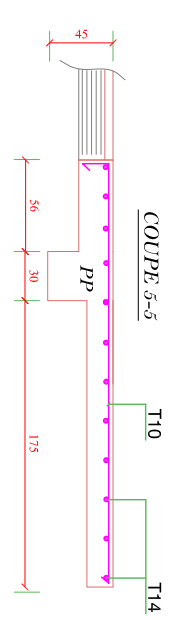
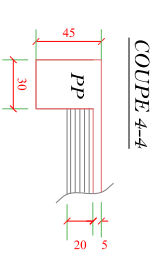
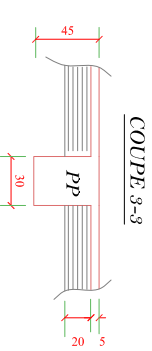
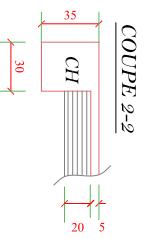
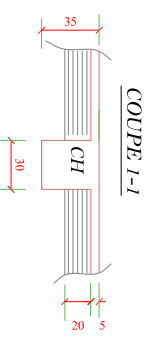
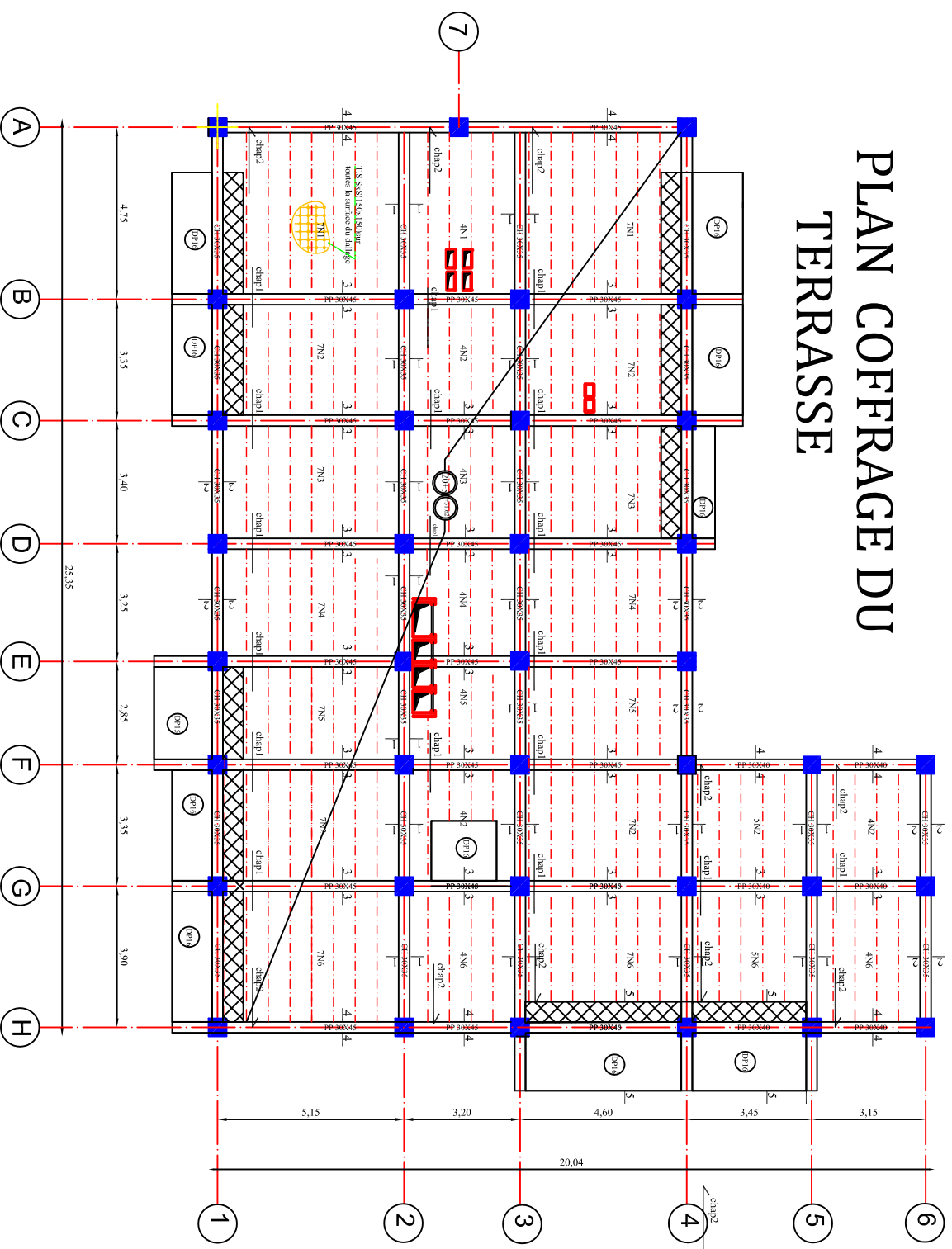
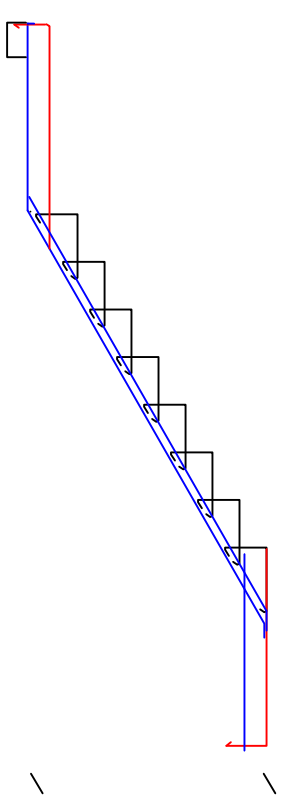
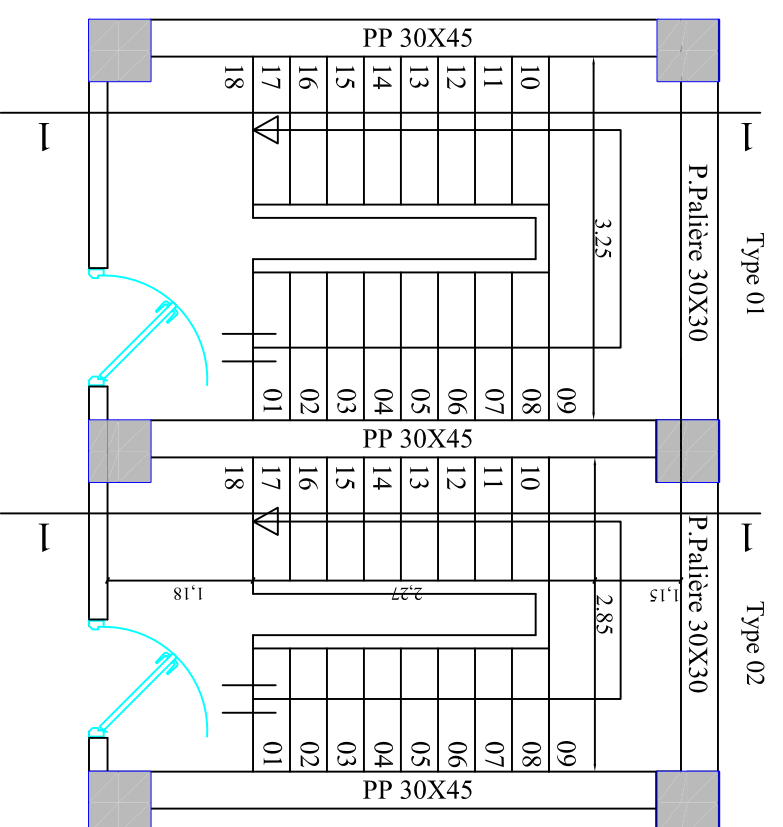


TABLEAU DES POTRELLES				
REPERE	NBS	FERRAILLAGE		
		1	2	3
N1	18	475	1 T12	2 T12
N2	45	335	1 T12	2 T12
N3	18	340	1 T12	2 T12
N4	18	325	1 T12	2 T12
N5	18	285	1 T12	2 T12
N6	27	390	1 T12	2 T12

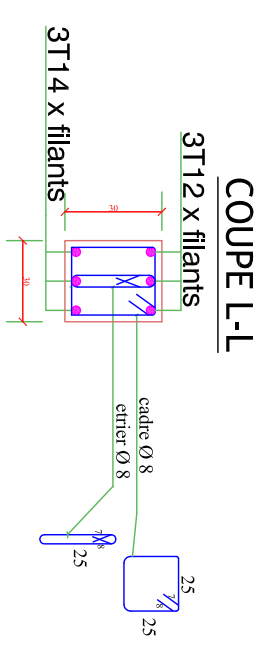
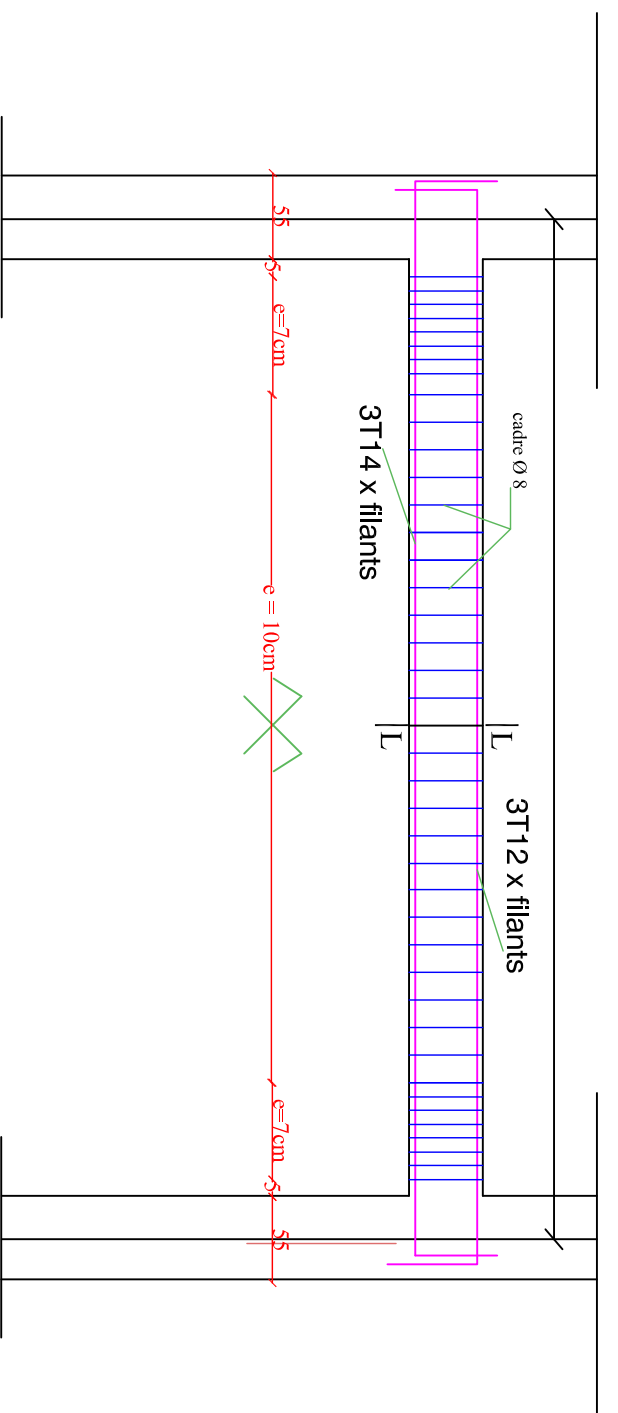
Chapeaux

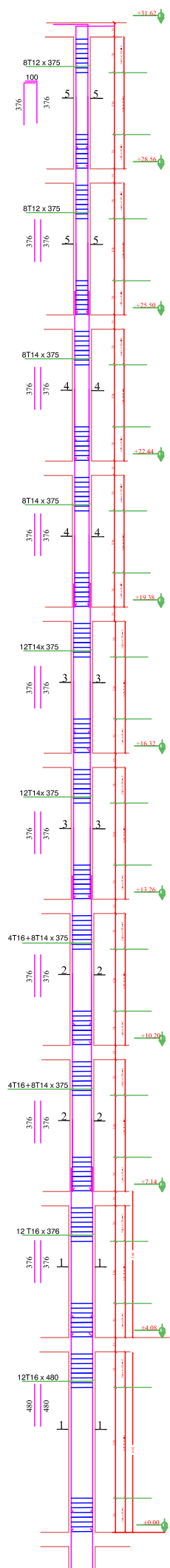
REPERE	Long	Ø	Façonnage
Chap1	270	1 T12	—
Chap2	150	1 T12	—



COUPE 1-1

FERR Poutre Palière 30X30
EX : Type 01





COUPE 5-5



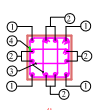
N	Nbre	Longeur	Ø
①	8	371	12
②	28	131	8
③	28	114	8

COUPE 4-4



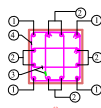
N	Nbre	Longeur	Ø
①	8	371	14
②	28	151	8
③	28	134	8

COUPE 3-3



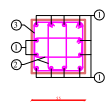
N	Nbre	Longeur	Ø
①	12	371	14
②	28	171	8
③	56	216	8

COUPE 2-2

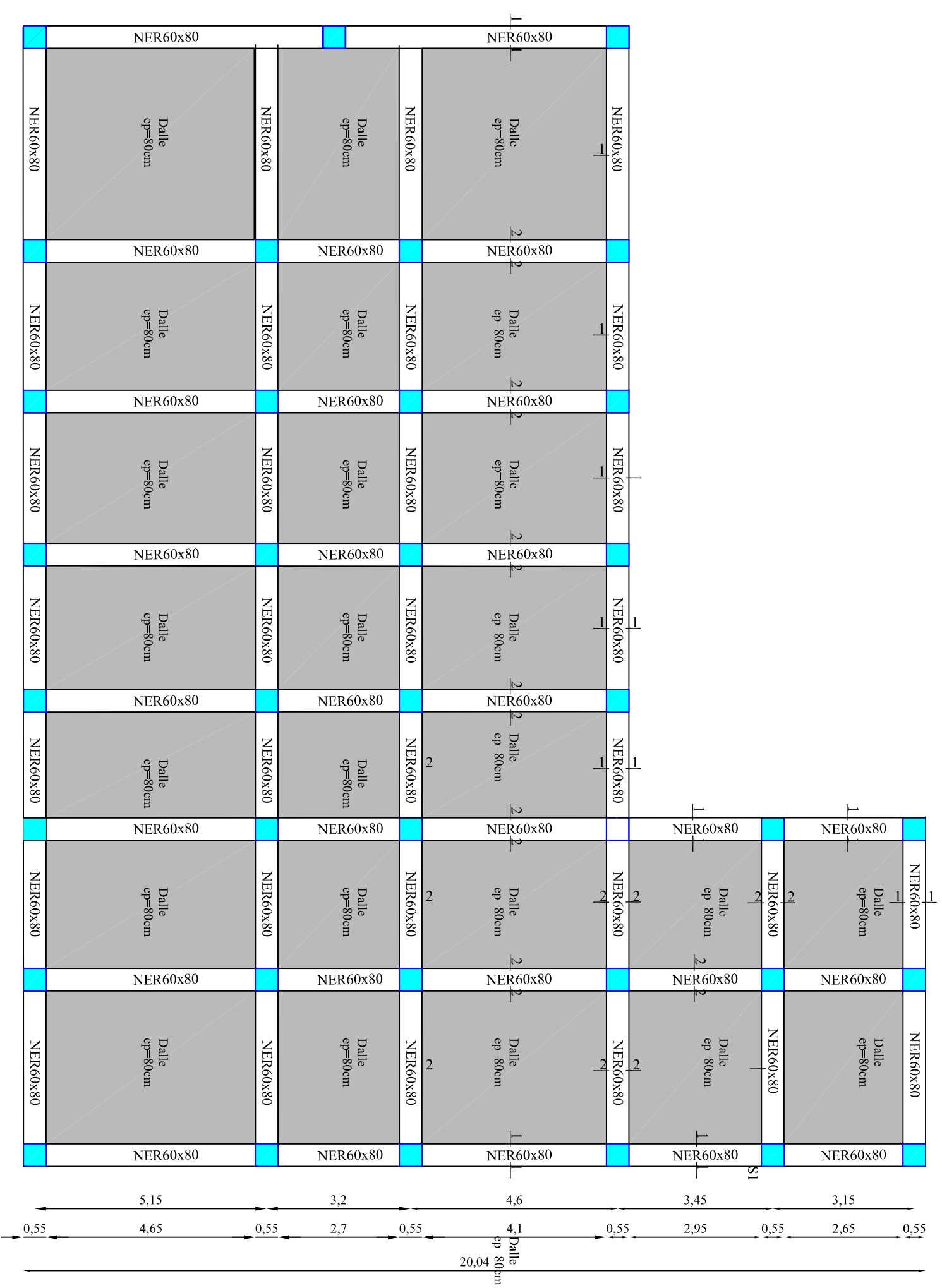


N	Nbre	Longeur	Ø
①	4	371	16
②	8	371	14
③	28	191	8
④	56	244	8

COUPE 1-1



N	Nbre	Longeur	Ø
①	12	473	16
②	36	211	8
③	72	268	8



A

B

C

D

E

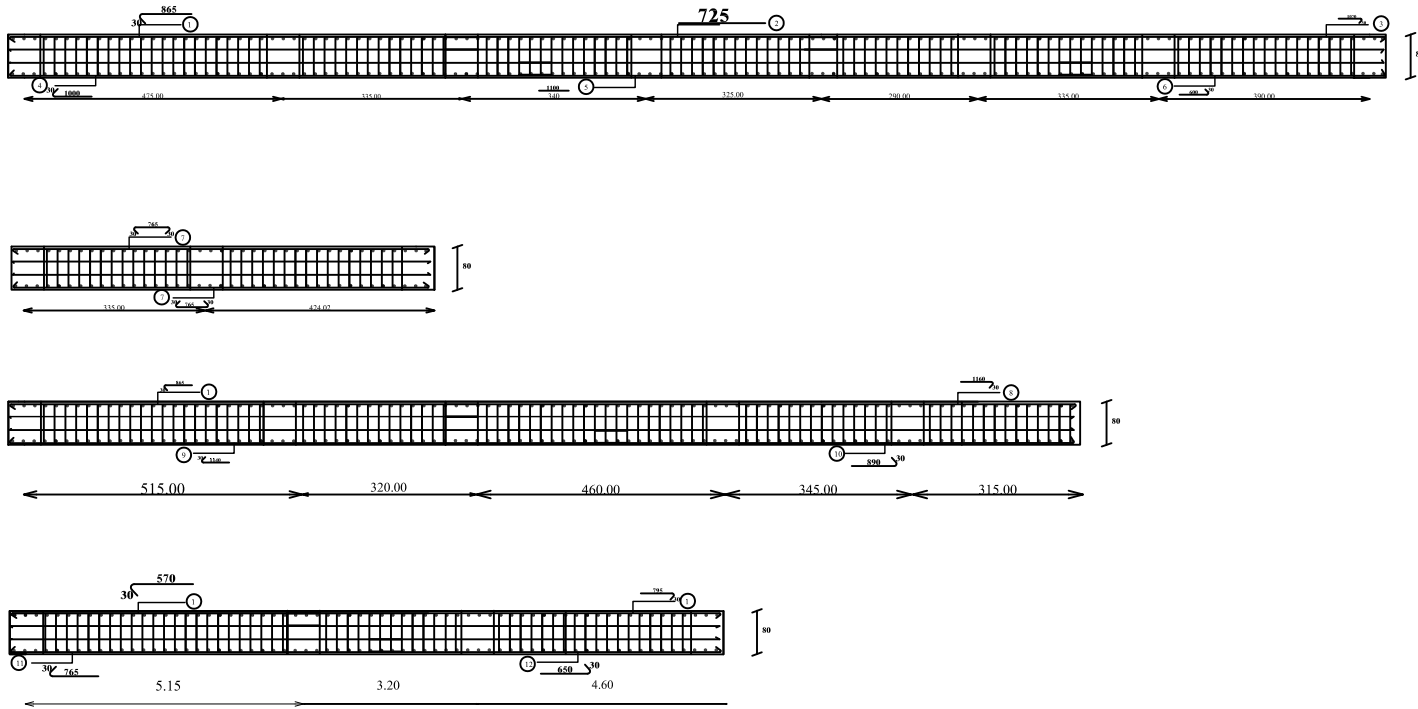
F

G

H

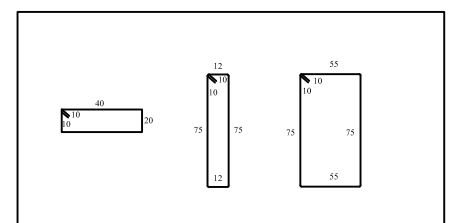
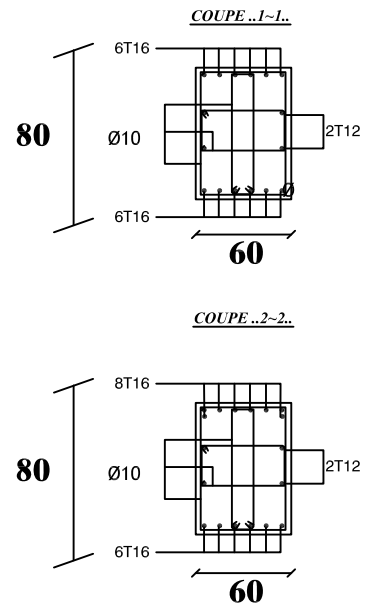
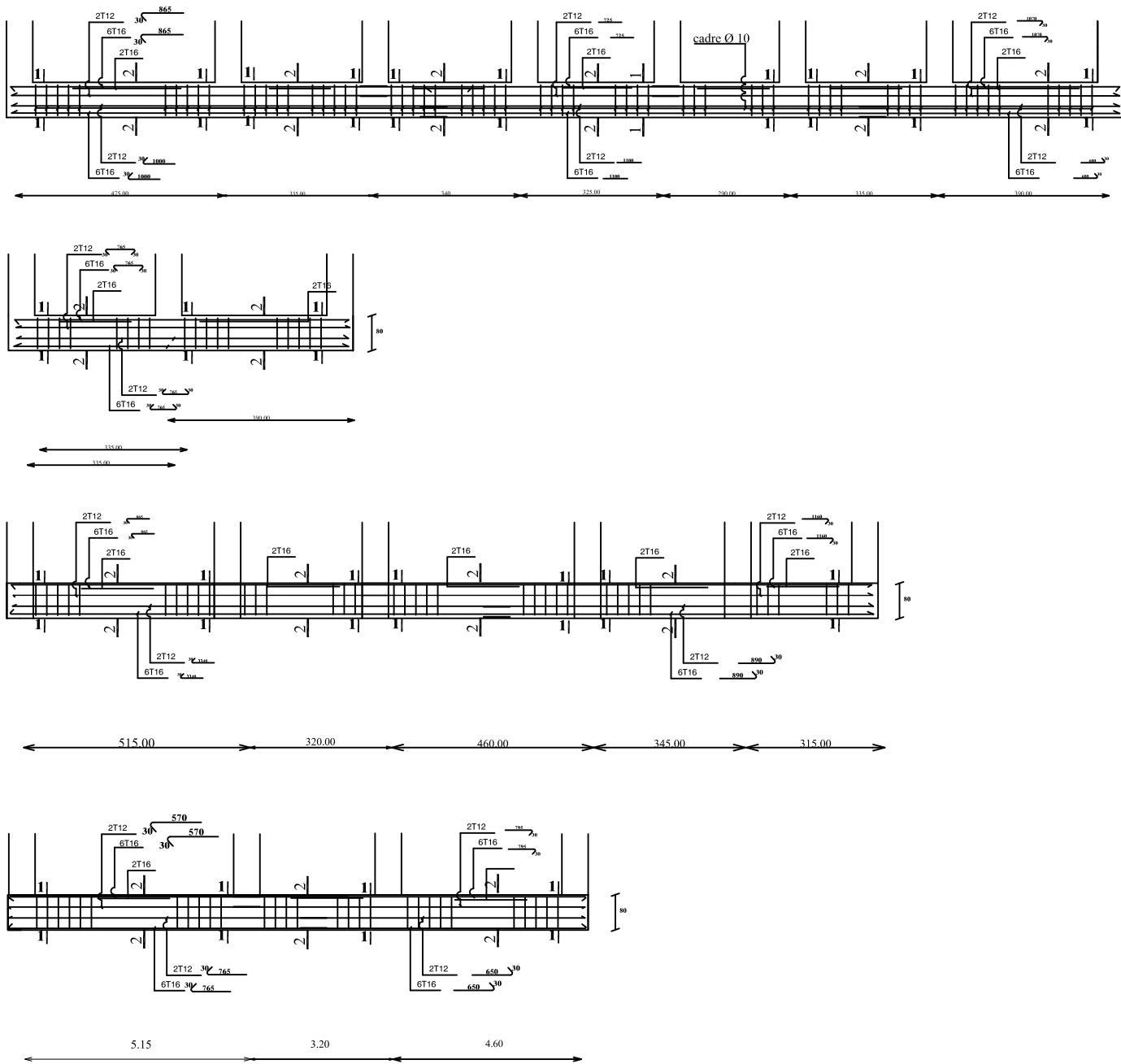
Plan repérage Radier

Dalle

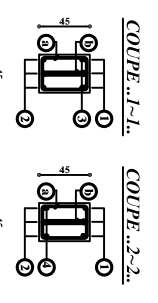
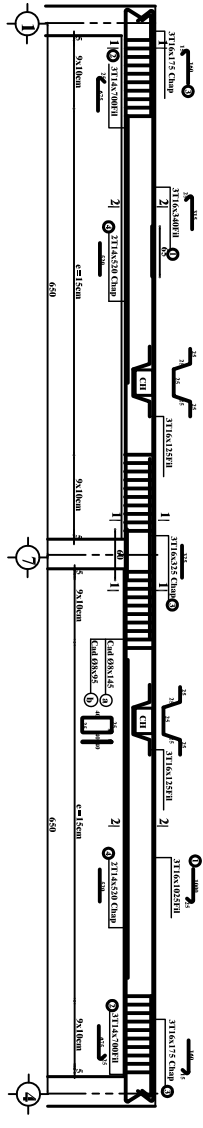
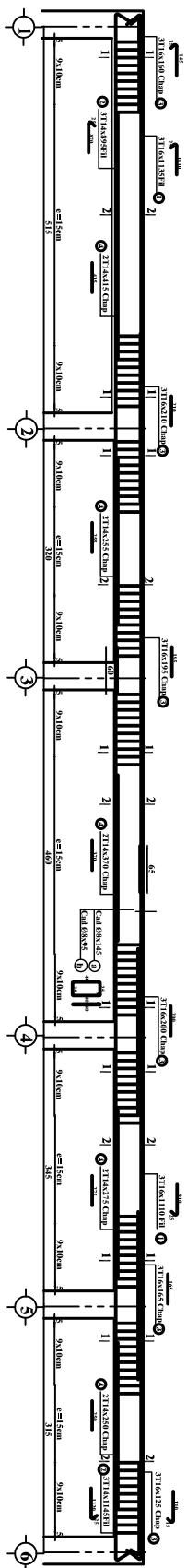


Poutre	N	Ø
Dalle	①	T20
	②	T20
	③	T20
	④	T20
	⑤	T20
	⑥	T20
	⑦	T20
	⑧	T20
	⑨	T20
	⑩	T20
	⑪	T20
	⑫	T20

Nervure (60X80)



Poutre principale (30x45)



Chainage (30x35)

