

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Sciences de l'Ingéniorat

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT À USAGE D'HABITATION
ET COMMERCIAL EN R+12 AVEC UN SOUS-SOL**

Présenté par : *DJOUDI Faouzi*

Encadrant : *Merzoud Mouloud* Professeur Université Badji Mokhtar Annaba

Jury de Soutenance :

Gouasmia Abdelhacine	Professeur	Université Badji Mokhtar Annaba	Président
Merzoud Mouloud	Professeur	Université Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
Selougha Mokhtar	M.A.A	Université Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail suite à un retour sur les bancs de l'école après vingt ans de mon obtention du diplôme d'ingénieur, et à ma satisfaction, mes enseignants qui m'ont enseigné hier, m'enseignent une autre fois aujourd'hui. Merci vivement à eux de m'avoir fait profiter et goûter le Plaisir du savoir hier et aujourd'hui.

En seconde lieu je voudrais présenter mes remerciements à mon encadreur « MERZOUZ Mouloud » Je voudrais également lui témoigner ma gratitude pour sa patience et son soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mon fils Amjad Racim, à qui je dois mon retour sur les bancs de l'école après vingt ans de mon obtention du diplôme d'ingénieur, je vais lui apprendre le vrai sens de la volonté lorsqu'il va grandir. Ma raison d'être je pourrai te donner tout ma vie, mon sang et mes jours sans compter tout mon amour, à toi mon fils où navigue mes mots tu es la douceur de mon cœur.

À l'âme de mon père Tayeb Djoudi que Dieu ait son âme..

À ma mère, à qui je dois la réussite, pour l'éducation qu'elle m'a prodigué, avec tous les moyens et au prix de toutes les sacrifices qu'elle a consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'elle m'a enseigné depuis mon enfance.

À mon cher frère, mes adorables sœurs, mes beaux-frères et ma belle-sœur. À mes chers petits neveux et nièces.

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour mes proches, ma petite famille et ma grande famille. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés.

Faouzi DJOUDI

RÉSUMÉ

Les complexités de l'Engineering et l'étude d'une Tour d'habitation deux blocs en R+12 avec un sous-sol plus commerces sont diverses et requièrent des compétences qui permettent à l'Ingénieur de prendre en compte tous les paramètres de l'étude engineering, de dimensionnement et de réalisation qu'il est possible de rencontrer au cours d'un tel projet. La préparation de ces étapes demande la mobilisation de nombreuses compétences et que toutes les conditions favorables seront réunies pour avoir réalisé ce projet.

Il est très important au préalable de bien avoir à l'esprit la démarche de conception pour pouvoir réaliser un bâtiment suivant l'idée principale de l'architecte et l'Ingénieur Génie Civil et ainsi ne pas dénaturer le projet initial.

De ce fait le dimensionnement doit prendre en compte les paramètres de conception pour dimensionner un bâtiment capable de résister à toutes les sollicitations qui lui seront appliquées, telles que le vent, les séismes mais aussi les phénomènes tels que le fluage et les tassements.

Le respect de ces étapes clés permet une réalisation précise des différents éléments porteurs comme les fondations, les poutres, les poteaux et les voiles avec toutes les contraintes techniques et architecturales qu'ils comportent.

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure, nécessite l'analyse de plusieurs configurations du système structural, une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliore le comportement de la structure durant le séisme.

D'autre part, cette présente étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures tel que Autocad, Robot, Robot Expert.

Mots clés : Engineering - Construction – Bâtiment - Dimensionnement - séisme - fluage – Autocad – Robot - Fondations – Poteaux – Poutres – Voiles.

ABSTRACT

The complexities of Engineering and the study of a Residential Tower two blocks in R + 12 with a basement plus shops are diverse and require skills that allow the Engineer to take into account all the parameters of the engineering study, sizing and realization that it is possible to meet during such a project. The preparation of these stages requires the mobilization of many skills and that all the favorable conditions will be met to carry out this project.

It is very important beforehand to have the design process in mind in order to be able to produce a building following the main idea of the architect and the Civil Engineer and thus not to distort the initial project.

As a result, the sizing must take into account the design parameters to size a building capable of withstanding all the stresses that will be applied to it, such as wind, earthquakes but also phenomena such as creep and settlements.

Compliance with these key steps allows precise realization of the various load-bearing elements such as foundations, beams, columns and walls with all the technical and architectural constraints they entail.

Understanding the factors influencing the dynamic behavior of a structure requires the analysis of several configurations of the structural system, a good distribution of webs can considerably reduce the effects of torsion modes, inducing additional forces, and improves the behavior of structure during the earthquake.

On the other hand, this present study allowed us to apply the knowledge acquired during our training and to enrich them through the use of structural calculation software such as Autocad, Robot, Robot Expert.

Keywords: Engineering - Construction - Building - Dimensioning - earthquake - creep - Autocad
Robot - Foundations - Posts - Beams - Walls.

ملخص

تتنوع تعقيدات هندسة ودراسة برج سكني ذو مدخلين طابق الأرضي + 12 طابق مع طابق تحت أرضي بالإضافة إلى محلات تجارية وتتطلب مهارات تسمح للمهندس بمراعاة جميع معايير الدراسة الهندسية والتقييم التي من الممكن أن تلاقيه خلال هذا المشروع، لذلك يتطلب إعداد هذه المراحل حشد العديد من المهارات من أجل استيفاء جميع الشروط المواتية لتنفيذ هذا المشروع. لذلك من المهم جدًا مسبقًا وضع عملية التصميم في الاعتبار حتى يتمكن من إنتاج مبنى وفقًا للفكرة الرئيسية للمهندس المعماري والمهندس المدني وبالتالي عدم تشويه المشروع الأولي.

من أجل ذلك أيضًا، يجب أن يأخذ التقييم في الاعتبار معالم التصميم لحجم مبنى قادر على تحمل جميع الضغوط التي سيتم تطبيقها عليه، مثل الرياح والزلازل وكذلك الظواهر مثل الإنضغاط والزحف.

إحترام هذه المراحل الأساسية بالإنجاز الدقيق للعناصر الحاملة المختلفة مثل الأساسات والعوارض والأعمدة والجدران رغم جميع القيود الفنية والمعمارية التي تنطوي عليها.

يتطلب فهم العوامل التي تؤثر على السلوك الديناميكي للهيكل تحليل العديد من تكوينات النظام الهيكلي ، ويمكن أن يؤدي التوزيع الجيد للجدران من الخرسانة مسلحة إلى تقليل تأثيرات أنماط الالتواء بشكل كبير، وإحداث قوى إضافية، وتحسين سلوك الهيكل أثناء الزلزال.

من ناحية أخرى، أتاحت لنا هذه الدراسة تطبيق المعرفة المكتسبة أثناء تدريبنا وإثرائها من خلال استخدام برامج الحساب الهيكلي مثل أوتوكاد، روبو، روبو إكسبير.

كلمات مفتاحية: هندسة - إنشاءات - بناء - قياس الأبعاد - زلزال - زحف - أوتوكاد - روبو - أساسات - أعمدة - عوارض جدران.

SOMMAIRE

Introduction Générale	Page
Introduction Générale.....	02
 Chapitre I: Introduction et présentation de l'ouvrage	
I.1. Historique	05
I.2. Introduction	06
I.3. Présentation du projet	06
I.3.1 Présentation de l'ouvrage.....	06
I.3.2 Hypothèses de calcul	01
I.3.3 Caractéristiques géométriques	01
I.2.4 Ossature et système constructif adopté.....	01
I.4. Caractéristiques géotechniques du sol	08
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux	08
I.5.1 Le béton.....	08
I.5.1.1 Principaux caractéristiques et avantages de béton.....	09
I.5.1.2 Résistance mécanique.....	09
I.5.1.3 Méthode de calcul	10
I.5.1.4 Déformation et contrainte de calcul	10
I.5.1.5 Contrainte admissible de cisaillement	13
I.5.1.6 Module de déformation longitudinal du béton	13
I.6. Les aciers	13
I.6.1 Caractéristiques mécaniques	14
I.6.2. Diagramme déformation contrainte de calcul	14
I.6.3. Contrainte limite de traction des armatures.....	15
I.6.4. États limites	16
I.6.4.1 E. L. U. R.....	16
I.6.4.2 E. L. S	18
I.6.5. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	19
 Chapitre II: Pré dimensionnement et descente des charges	
II.1. Introduction	21
II.2. Pré dimensionnement	21
II.2.1 Pré dimensionnement du plancher	21
II.2.2 Descente de charges.....	21
II.2.2.1.1 Introduction	21
II.2.2.1.2 Plancher Terrasse (inaccessible)	23
II.2.2.1.3 Plancher étage courant	23
II.2.2.1.4 Cloisons extérieurs	23
II.2.2.1.5 Acrotère.....	24
II.2.3 Pré dimensionnement des poutres.....	24
II.2.3.1 Les poutres	25
II.2.3.2 Les chainages	25

II.2.4 Pré dimensionnement des poteaux.....	26
II.2.4.1 Ferrailage	26
II.2.5 Pré dimensionnement des voiles	27

Chapitre III: Étude des Planchers

III.1.Introduction	30
III.1.1 Définition	30
III.1.2 Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher	30
III.2.Étude de plancher	31
III.2.1 Plancher en corps creux	31
III.2.2 Étude des poutrelles.....	32
III.3.Méthode de calcul	33
III.3.1 La méthode de Caquot	34
III.3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)	34
III.3.2.1 Plancher étage courant	34
III.3.2.2 Plancher terrasse	43
III.4. Calcul du ferrailage	53
III.4.1 E.L.U	53
III.4.2 Vérification à E.L.S.....	55
III.4.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant	56
II.4.4 Diamètre des armatures transversales.....	56
II.4.5. Ancrage des barres	57
II.4.5. Ancrage des armatures	57

Chapitre IV: Étude des éléments non structuraux

IV.1 Escaliers	60
IV.1.1. Introduction	60
IV.1.2. Étude des escaliers a deux volées avec palier intermédiaire	61
IV.1.2.1 Calcul de nombre des marches.....	61
IV.1.2.2 Epaisseur de la paillasse et de palier	62
IV.1.2.3 Descente de charge	62
IV.1.2.4 Détermination des sollicitations.....	63
IV.1.2.5 Calcul de ferrailage volée.....	68
IV.1.2.6 Étude de la poutre palière.....	71
IV.1.2.6.1 Dimensionnement.....	71
IV.1.2.6.2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003)	71
IV.1.2.6.3 Charge supportée par la poutre.....	71
IV.1.2.6.4 Calcul des sollicitations	71
IV.1.2.6.5 Calcul du ferrailage poutre palière.....	73
IV.2. Acrotère	78
IV.2.1. Introduction	78
IV.2.2. Ferrailage	79
IV.2.2.1 Sollicitation	79
IV.2.2.2 Calcul de l'excentricité.....	80
IV.2.2.3 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue.....	80
IV.2.2.4 Vérification à L'ELS.....	82
IV.3. Étude du balcon	83
IV.3.1 Introduction	83
IV.3.2 Descente des charges du balcon	83
IV.3.3 Sollicitations.....	83
IV.3.4 Ferrailage.....	84
IV.3.4.1 Armatures finales.....	85
IV.3.4.2 Armature de répartition	85
IV.3.4.3 Schéma de ferrailage.....	85
IV.3.4.4 Vérification de l'effort tranchant.....	85
IV.3.4.5 Vérification de la flèche.....	86
IV.4 Étude de l'ascenseur	87
IV.4.1Évaluation des charges	88
IV.4.2 Choix des câbles.....	88
IV.4.3 Combinaison des charges.....	89
IV.4.4 Vérification au poinçonnement.....	90
IV.4.5 Calcul des sollicitations à l'E.L.U.R.....	90
IV.4.5.1 Sous charge concentrée.....	90
IV.4.5.2 Sous charge répartie.....	92
IV.4.6. Ferrailage de la dalle.....	93
IV.4.6.1 E.L.U.R.....	93
IV.4.6.2 Calcul des sollicitations à l'E.L.S	95
IV.4.6.2.1 Sous charge concentrée.....	95
IV.4.6.2.2 Vérification à l'E.L.S.....	97
IV.4.7 Calcul du mur voile.....	98

Chapitre V: Présentation de logiciel robot et modélisation de la structure

V.1 Logiciel Robot Structural Analysais 2014.....	100
V.1.1 Présentation	100
V.1.2. Modélisation.....	101
V.2 Étape de travail	101
V.2.1 Lignes de construction	101
V.2.2 Définition de la section.....	102
V.2.3 Définir les planchers et les voiles	106
V.2.4 Définition des liaisons rigides	109
V.2.5 Définition de charge.....	110
V.2.6 Saisir la valeur de la charge	110
V.2.7 Type d'analyse.....	112
V.3 Analyse de la structure	116
V.3.1 Présentation de la Modélisation de Bloc 1.....	117
V.3.1.1 Note de calcul.....	120
V.3.2 Présentation de la Modélisation de Bloc 2.....	126
V.3.2.1 Note de calcul.....	129

Chapitre VI: Étude dynamique et sismique

VI.1. Introduction.....	136
VI.2 But d'étude.....	137
VI.3 Choix de la méthode de calcul.....	137
VI.3.1 Méthode statique équivalente.....	137
VI.3.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	138
VI.3.3 Les Méthodes Dynamiques.....	138
VI.3.4 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	138
VI.3.5 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.....	139
VI.4 Méthode dynamique modale spectrale.....	139
VI.4.1 Modélisation.....	139
VI.4.1.1 Spectre de réponse de calcul	140
VI.5. Étude sismique	141
VI.5.1 Étude sismique bloc1.....	141
VI.5.1.1 Évaluation de la force sismique.....	141
VI.5.1.2 Résultante de la force sismique	142
VI.5.1.3 Définitions de la valeur des coefficients.....	142
VI.5.1.4 Nombre des modes à considérer	145
VI.5.1.5 Pourcentage d'amortissement critique	146
VI.5.1.6 Période fondamentale T	146
VI.5.1.7 Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol ferme... ..	146
VI.5.1.8 Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.....	146
VI.5.1.9 Facteur d'amplification dynamique	146
VI.5.1.10 Différents modes de déformation de la structure	147
VI.5.1.11 Vérification et Justification des conditions de RPA 99 Version 2003.....	149
VI.5.1.11.1 Calcul la force sismique totale	149
VI.5.1.11.2 Résultante des forces sismiques à la base	149
VI.5.1.11.3 Vérification des modes	150
VI.5.1.11.4 Justification vis à vis des déformations.....	151
VI.5.1.11.5 Vérification de l'excentricité	153

I.5.1.11.6 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	156
VI.5.1.11.7 Vérification de l'effort normal réduit	159
VI.5.2 Étude sismique bloc 2.....	160
VI.5.2.1 Évaluation de la force sismique.....	160
VI.5.2.2 Résultante de la force sismique	161
VI.5.2.3 Définitions de la valeur des coefficients.....	161
VI.5.2.4 Nombre des modes à considérer	164
VI.5.2.5 Pourcentage d'amortissement critique	164
VI.5.2.6 Période fondamentale T	164
VI.5.2.7 Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol ferme...	164
VI.5.2.8 Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.....	164
VI.5.2.9 Facteur d'amplification dynamique	165
VI.5.2.10 Différents modes de déformation de la structure	166
VI.5.2.11 Vérification et Justification des conditions de RPA 99 Version 2003.....	167
VI.5.2.11.1 Calcul la force sismique totale	167
VI.5.2.11.2 Résultante des forces sismiques à la base	168
VI.5.2.11.3 Vérification des modes	169
VI.5.2.11.4 <i>Justification vis à vis des déformations</i>	170
VI.5.2.11.5 Vérification de l'excentricité	172
VI.5.2.11.6 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	174
VI.5.2.11.7 Vérification de l'effort normal réduit.....	178
VI.5.2.3 Justification de la largeur des joints sismiques.....	179

Chapitre VII: Étude des éléments structuraux

VII.1 Introduction.....	181
VII.2 Ferrailage des portiques	181
VII.2.1 Ferrailage des poteaux	181
VII.2.1.1 Exemple de calcul.....	183
VII.2.1.1.1 Poteau 50x50.....	183
VII.2.1.1.1.1 Armatures longitudinales	183
VII.2.1.1.1.2 Ferrailage adopté	185
VII.2.1.1.1.3 Vérification de l'effort tranchant	185
VII.2.1.1.2 Poteau 50x100.....	188
VII.2.2 Ferrailage des poutres	190
VII.2.2.1 Ferrailage des poutres principales PP 30X45 cm ²	190
VII.2.2.1.1 Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99.....	189
VII.2.2.1.2 Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91	191
VII.2.2.1.3 Calcul des armatures transversales	193
VII.2.2.1.4 Recouvrement des barres longitudinales.....	195
VII.2.2.2 Étude des poutres secondaires P.S 30x35 cm ²	197
VII.3 Étude des voiles	198
VII.3.1 Introduction.....	198
VII.3.2 Le système de contreventement	198
VII.3.2.1 Conception.....	198
VII.3.2.2 Calcul.....	198
VII.3.2.3 Principe de calcul	198
VII.3.2.4 La méthode de calcul	199
VII.3.3 Ferrailage des voiles	200
VII.3.3.1 Détermination des contraintes	201
VII.3.3.2 Calcul des armatures verticales	203
VII.3.3.3 Le diamètre	203
VII.3.3.4 L'espacement	203
VII.3.3.5 Calcul des armatures horizontales.....	204
VII.3.3.6 Calcul des armatures transversales	204
VII.3.4 Disposition des armatures	204
VII.3.4.1 Armatures verticales	204
VII.3.4.2 Armatures horizontales	205
VII.3.4.3 Armatures transversales	205

Chapitre VIII: Etude de l'Infrastructure

VIII.1. Calcul des fondations	207
VIII.1.1 Introduction	207
VIII.1.2 Choix du type de fondations	207
VIII.1.3 Définition du radier.....	208
VIII.2 Calcul du radier	208
VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier	209
VIII.2.1.1. Combinaison d'actions	209
VIII.2.1.2.Surface du radier	210
VIII.2.1.3. Pré dimensionnement de la dalle	212
VIII.2.1.4. Pré dimensionnement des nervures	212
VIII.2.1.4.1 Largeur des nervures	212
VIII.2.1.4.2 Hauteur des nervures	212
VIII.2.2 Caractéristiques géométriques du radier	214
VIII.2.3 Vérification de la stabilité de radier	215
VIII.2.4 Vérification des contraintes.....	217
VIII.3 Ferrailage du radier.....	219
VIII.4 Ferrailage du débord.....	226

Chapitre IX: Étude de sol

IX.1 Introduction	231
IX.2 Reconnaissance géotechnique	231
IX.2.1 Essais in situ	231
IX.2.1.1 Essais pénétrométriques	231
IX.2.1.2 Sondage carotté	232
IX.2.2 Essais de laboratoire	232
IX.2.2.1 Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol	232
IX.2.2.1.1 Les caractéristiques physiques	233
IX.2.2.2.Classification des sols selon le système L.T.P.EST	234
IX.2.2.2.1.Essais mécaniques	234
IX.3 Étude d'homogénéité des caractéristiques physiques et mécaniques	235
IX.3.1 Synthèse du sol	235
IX.4 Capacité portante du sol	236
IX.4.1 Essais in situ (pénétrömètre dynamique)	236
IX.4. 2 Essais de laboratoire	236
Conclusion générale	238
Références bibliographiques.....	240

Volume II: Gestion et Organisation Chantier

X.1 Introduction	243
X.2. Management	243
X.2.1 Définition.....	243
X .2.1.1 La direction de projet ...	243
X .2.1.2 La gestion de projet	243
X .2.1.3 Le management de projet.....	243
X.2.2 Le manager	244
X. 2. 2.1 Les compétences de manager.....	245
X .3 Management de projet de construction	246
X .3.1 Les Fonctions de Management.....	247
X .3.2 Plan de Masse ...	249
X.3.3 Les acteurs de projet.....	251
X.4 Les grandes étapes d'une opération de construction	253
X.4.1 Le choix de bureau d'étude	253
X.4.2 Les études de projet ...	253
X.4.2.3.Préparation de cahier des charges	255
X.4.2.4.Choix de l'entreprise.....	256
X.5.Le marché	257
X.5.1 Définition	257
X.5.2 Le marché de notre projet	258
X.5. Conclusion.....	259
X.6 La gestion	260
X.6.1 Introduction	260
X.6.2 Gestion de personnel	260
X.6.3 Gestion de matériel	261
X.6.4 Gestion de Matériaux.....	261
X.7 Organisation des chantiers	262
X.7.1 Introduction	262
X.7.2 Préparation du chantier	262
X.7.3 Equipement des chantiers.....	264
X.7.4 Aménagement des chantiers.....	265
X.7.5 Conduire des travaux.....	265
X.7.6 L'installation de notre chantier	266
X.7.7 Les Moyens matériel et humains au niveau de notre chantier	268
X.7.8 L'aire de stockage et ateliers de travail.....	271
X.7.9 Installation de chantier	274

X.8 Le métré.....	274
X.8.1 Introduction	274
X.8.2 Les métreurs	275
X.8.3 Les actes du métré.....	275
X.8.4 Gestion de Matériaux.....	277
X.9 La planification	280
X.9.1 Introduction	280
X.9.2 Définition	280
X.9.3 Qu'est-ce qui constitue un plan (planifier) de projet	281
X.9.4 <i>Les découpages</i>	282
X.9.5 L'ordonnancement des tâches.....	283
X.9.6 Estimation des charges des tâches et de la durée du projet.....	283
X.9.7 Quelques définition.....	283
X.10 Les méthodes GANTT et PERT	284
X.10.1 Le diagramme de GANTT	284
X.10.2 La méthode PERT	285
X.11 La Planification du notre projet	286
X.11.1 Planification structurelle	286
X.11.2 Planification opérationnelle.....	292
X.11.3 Les différents plannings	296
X.11.4 Conclusion.....	300
 Annexes	
Plans d'archietcture de la tour.....	302
Tableaux et organigrammes.....	313

LISTE DES FIGURES

Chapitre I Introduction et Presentation de l'ouvrage

Figure I.1 Diagramme parabole rectangle	11
Figure I.2 Diagramme rectangulaire simplifié.....	12
Figure I.3 Diagramme déformation- contrainte	15
Figure I 4 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	17

Chapitre II Prédimensionnement des Éléments et Descente de Charges

Figure II.1 Schéma Dalle à corps creux	21
Figure II.2 Schéma plancher terrasse	22
Figure II.3 Schéma plancher étage courant.....	23
Figure II.4 Schéma cloison extérieure.....	23
Figure II.5 Schéma Acrotère.....	24
Figure II .6 Dimensions des poutres.....	24
Figure II.7 Dimensions à respecter pour les poutres	25
Figure II.8 Dimensions à respecter pour les voiles.....	28

Chapitre III Étude des planchers

Figure III.1 Schéma de poutrelle.....	32
Figure III.2 Type de poutrelles.....	33
Figure III.3 Schéma statique des poutrelles type 1 étage courant.....	35
Figure III.4 Diagramme des moments fléchissants M plancher type 1 étage courant.....	37
Figure III.5 Diagramme des efforts tranchants plancher type 1 étage courant.....	37
Figure III.6 Schéma statique des poutrelles type 2 étage courant.....	38
Figure III.7 Diagramme des moments fléchissants M plancher type 2 étage courant.....	39
Figure III.8 Diagramme des efforts tranchants plancher type 2 étage courant.....	40
Figure III.9 Schéma statique des poutrelles type 3 étage courant.....	40

Figure III.10	Diagramme des moments fléchissants M plancher type 3 étage courant	43
Figure III.11	Diagramme des efforts tranchants plancher type 3 étage courant.....	43
Figure III.12	Schéma statique des poutrelles plancher type 1 terrasse.....	44
Figure III.13	Diagramme des moments fléchissants M plancher type 1 terrasse	46
Figure III.14	Diagramme des efforts tranchants plancher type 1 terrasse.....	46
Figure III.15	Schéma statique des poutrelles plancher type 2 terrasse.....	47
Figure III.16	Diagramme des moments fléchissants M plancher type 2 terrasse	48
Figure III.17	Diagramme des efforts tranchants plancher type 2 terrasse.....	48
Figure III.18	Schéma statique des poutrelles plancher type 3 terrasse.....	49
Figure III.19	Diagramme des moments fléchissants M plancher type 3 terrasse	51
Figure III.20	Diagramme des efforts tranchants plancher type 3 terrasse.....	52
Figure III.21	Dimensions des poutrelles.....	53
Figure III.22	Schéma de l'ancrage courbe.....	57
Figure III.23	Ferraillage de poutrelle.....	58

Chapitre IV Étude des éléments non structuraux

Figure IV.1	Schéma d'un escalier	60
Figure IV.2	Vue en plan d'escalier.....	60
Figure IV.3	Schéma statique d'escalier.....	61
Figure IV.4	Schéma statique de l'escalier.....	63
Figure IV.5	Diagrammes des sollicitations escalier à l'ELU.....	65
Figure IV.6	Diagramme des moments retenus d'escalier à l'ELU	66
Figure IV.7	Diagramme des sollicitations à l'ELS	67
Figure IV.8	Diagramme des moments retenus à l'ELS.....	68
Figure IV.9	Diagrammes des (M et T) de la poutre palière à l'ELU	72
Figure IV.10.	Diagrammes des (M et T) de la poutre palière à l'ELS	73
Figure IV.11	Ferraillage de la poutre palière	76
Figure IV.12	Ferraillage Escalier volée 1	76

Figure IV.13 Ferrailage Escalier volée 2	77
Figure IV.14 Coupe de l'acrotère	79
Figure IV.15 Schéma statique de l'acrotère	79
Figure IV.16. Ferrailage de l'acrotère	82
Figure IV.17 Schéma statique de balcon.....	83
Figure IV.18 Schéma de ferrailage du balcon	85
Figure IV.19 Schéma concentration des charges d'ascenseur à l'ELU....	91

Chapitre V Présentation Robot et Modélisation de la Structure

Figure V.1 Schéma 3D de la structure bloc 1.....	117
Figure V.2 Schéma 2D des voiles bloc 1.....	118
Figure V.3 Schéma Plan de RDC bloc 1.....	118
Figure V.4 Schéma Plan étage courant bloc 1.....	119
Figure V.5 Schéma Plan de la terrasse bloc 1.....	119
Figure V.6 Schéma 3D de la structure bloc 2.....	126
Figure V.7 Schéma 2D des voiles bloc 2.....	127
Figure V.8 Schéma Plan de RDC bloc 2.....	127
Figure V.9 Schéma Plan étage courant bloc 2.....	128
Figure V.10 Schéma Plan de la terrasse bloc 2	128

Chapitre VI Étude Sismique

Figure VI.1 Modélisation Bloc 1 Tour R+12 + SS en 3D.....	141
Figure VI.2 1 ^{er} mode de déformation de la structure Bloc 1 plan (Y-Z).....	147
Figure VI.3 2 ^{ème} mode de déformation de la structure Bloc 1 plan (X-Z).....	148
Figure VI.4 3 ^{ème} mode de déformation de la structure niveau terrasse (plan X-Y).....	148
Figure VI.5 Présentation Phénomène appelé « effet P- Δ »	156
Figure VI.6 Modélisation Bloc 2 Tour R+12 + SS en 3D.....	160

Figure VI.7 1 ^{er} mode de déformation de la structure Bloc 2 plan (Y-Z).....	166
Figure VI.8 2 ^{eme} mode de déformation de la structure Bloc 2 plan (X-Z).....	166
Figure VI.9 3 ^{eme} mode de déformation de la structure niveau terrasse (plan X-Y).....	167
Figure VI.10. Présentation de la largeur des joints sismiques.....	179

Chapitre VII Étude des éléments structuraux

Figure VII.1 Direction des moments et efforts sur un poteau	181
Figure VII.2 Ferrailage des poteaux 50x50.....	187
Figure VII.3 Schéma de la zone nodale.....	188
Figure VII.4 Ferrailage des poteaux 50x100.....	189
Figure VII.5 Schéma d'une section de calcul poutre principale 30x45.....	191
Figure VII.6 Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x45.....	196
Figure VII.7 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire 30x35.....	197
Figure VII.8 Dimensions de voile	200
Figure VII.9 Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	204
Figure VII.10 Disposition du ferrailage du voile	205

Chapitre VIII Étude de l'infrastructure

Figure VIII.1 Schéma du Radier	208
Figure VIII.2 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	212
Figure VIII.3 Schéma statique du bâtiment.....	215
Figure VIII.4 Contraintes sous le radier	218
Figure VIII.5 Schéma statique du débord.....	226
Figure VIII.6 Ferrailage de la dalle du radier.....	229
Figure VIII.7 Ferrailage des nervures.....	229

Chapitre X Gestion et Organisation Chantier

Figure X.1 Principe de la conduite de projet.....	244
Figure X.2 Manager d'équipe	244
Figure X.3 Les notions fondamentales de management ..	248
Figure X.4 Vue aérienne du projet (plan de masse).....	250
Figure X.5 Organigramme des étapes de choix de l'entreprise.....	256
Figure X.6 Coffrage de plancher	258
Figure X.7 Ferrailage de plancher	259
Figure X.8 Panneau d'indication	263
Figure X.9 Clôture de chantier	266
Figure X.10 Bureaux des techniciens + coin sanitaire	267
Figure X.11 Bureaux de pointage, bureau d'échantillons et poste de garde.....	267
Figure X.12 Magasin, mécanicien et électricien ..	267
Figure X.13 Menuiserie bois, aluminium et soudeur..	268
Figure X.14 Montage de la grue (l'engin de levage).....	268
Figure X.15 Stockage de bois de coffrage	271
Figure X.16 Stockage des Aciers	271
Figure X.17 Atelier de façonnage	272
Figure X.18 Centrale à béton	272
Figure X.19 Circuit de la commande du béton	273
Figure X.20 Plan coffrage Sous-Sol	277
Figure X.21 Plan coffrage RDC au 11 ème étage	278
Figure X.22 La durée des taches.....	284
Figure IX.23 Réseau PERT & Chemin Critique.....	286
Figure X.24 WBS Découpage du projet en lots.....	287
Figure X.25 (PBS) Découpage du projet sous lots livrables	288

Figure X.26 (OBS) Les ressources de projet	289
Figure X.27 (CBS) Coût de chaque tâche	290
Figure X.28 (RBS) Les ressources de chaque tache	291
Figure X.29 Réseau PERT & Chemin Critique de Gros œuvre	292

LISTES DES TABLEAUX

Chapitre I Introduction et Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques	7
Tableau I.2 Coefficient d'application.....	11
Tableau I.3 Caractéristiques mécaniques des aciers.....	14

Chapitre III Étude des Planchers

Tableau III.1 Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux	52
---	-----------

Chapitre IV Étude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 Descente de charge volée	62
Tableau IV.2 Descente de charge palier.....	63
Tableau IV.3 Effort tranchant et moment fléchissant escalier à l'ELU	65
Tableau IV.4 Effort tranchant et moment fléchissant escalier à l'ELS	67
Tableau IV.5 Sollicitations acrotère à l'ELU	80
Tableau IV.6 Sollicitations acrotère à l'ELS.....	80
Tableau IV.7 Calcul de ferrailage acrotère.....	81
Tableau IV.8 Vérification de l'effort tranchant à l'ELS	82
Tableau IV.9 Calcul moments aux charges concentrées ascenseur	92
Tableau IV.10. Calcul des sollicitations à l'E.L.S ascenseur	96

Chapitre VI Étude Sismique

Tableau VI.1 Q Facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q	142
Tableau VI.2 Les réactions à la base du Bloc 1.....	149
Tableau VI.3 Vérification de l'effort tranchant à la base du Bloc 1	150
Tableau VI.4 Vérification des Modes du Bloc 1	150
Tableau VI.5 Déplacement relatif X du Bloc 1	152
Tableau VI.6 Déplacement relative Y du Bloc 1.....	153
Tableau VI.7 Vérification de l'excentricité dans le sens X du Bloc 1.....	154

Tableau VI.8 Vérification de l'excentricité dans le sens Y du Bloc 1.....	155
Tableau VI.9 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X du Bloc 1.....	157
Tableau VI.10. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y du Bloc 1.....	158
Tableau VI.11 Vérification sollicitations normales du Bloc 1.....	159
Tableau VI.12 Q Facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q	161
Tableau VI.13 Les réactions à la base du Bloc 2.....	168
Tableau VI.14 Vérification de l'effort tranchant à la base du Bloc 2.....	168
Tableau VI.15 Vérification des Modes du Bloc 2.....	169
Tableau VI.16 Déplacement relatif X du Bloc 2.....	170
Tableau VI.17 Déplacement relative Y du Bloc 2.....	171
Tableau VI.18 Vérification de l'excentricité dans le sens X du Bloc 2.....	172
Tableau VI.19 Vérification de l'excentricité dans le sens Y du Bloc 2.....	173
Tableau VI.20 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X du Bloc 2.....	176
Tableau VI.21. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y du Bloc 2.....	177
Tableau VI.22 Vérification sollicitations normales du Bloc 1.....	178

Chapitre VII Étude des éléments structuraux

Tableau VII.1 Q Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux	183
Tableau VII.2 Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	189
Tableau VII.3 Les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants.....	191
Tableau VII.4 Récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	195
Tableau VII.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	197
Tableau VII.6 Vérification de la contrainte de cisaillement	202
Tableau VII.7 Volume des contraintes pour la zone tendue.....	203

Chapitre VIII Étude de l'infrastructure

Tableau VIII.1 Combinaison d'actions	209
Tableau VIII.2 Caractéristiques géométriques.....	214

Tableau VIII.3 Contraintes sous le radier à l'ELU.....	218
Tableau VIII.4 Contraintes sous le radier à l'ELS.....	219
Tableau VIII.5 Calcul des moments à l'ELU.....	221
Tableau VIII.6 Calcul des moments à l'ELS.....	221
Tableau VIII.7 Ferrailage des panneaux du radier.....	222
Tableau VIII.8 Vérification des contraintes.....	222
Tableau VIII.9 Ferrailage des nervures (sens(x-x)et (y-y)).....	223
Tableau VIII.10 Vérification des contraintes	223
Tableau VIII.11 Ferrailage du débord.....	227
Tableau VIII.12 Vérification des contraintes du débord.....	228

Chapitre IX Étude de sol

Tableau IX.1 Coupe des sondages	232
Tableau IX.2 Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques	233
Tableau IX.3 Classification du sol selon L.T.P.EST.....	234
Tableau IX.4 Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques.....	234
Tableau IX.5 Étude d'homogénéité des caractéristiques du sol.....	235
Tableau IX.6 Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène.....	235

Volume II Gestion et Organisation Chantier

Tableau X.1 Compétences de manager	245
Tableau X.2 La fiche technique de projet.....	254
Tableau X.3 Les moyens matériels	270
Tableau X.4 Les moyens humains	271
Tableau X.5 Métré	279
Tableau X.6 Diagramme de Gantt.....	285
Tableau X.7 Les tâches et sous tâches de Gros œuvre.....	292
Tableau X.8 Calcul de durée de la tâche	295

Tableau X.9 Tableau d'ordonnement des taches	295
Tableau X.10 Planning de réalisation	296
Tableau X.11 Diagramme de GANTT proposé	297
Tableau X.12 Planning de Main d'œuvre proposé	297
Tableau X.13 Planning de Matériel.....	298
Tableau X.14 Tableau des quantités global du Bloc 1.....	300
Tableau X.15 Tableau des quantités global du Bloc 2.....	300

PRICIPALES NOTATIONS UTILISÉES

- A** : coefficient d'accélération de zone
- Aa** : section d'armature en appui
- Al** : section d'armature longitudinale
- Amin** : section d'armature minimale déterminée par les règlements
- Ar** : section d'armature de répartition
- Aser** : section d'armature d'état limite de service
- At** : section d'armature de travée ou transversale
- Au** : section d'armature d'état limite ultime de résistance
- Ax** : section d'armature du sens x-x
- Ay** : section d'armature du sens y-y
- A'** : section d'armature comprimée
- A1** : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
- A2** : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
- Br** : section réduite du béton
- Cp** : facteur de force horizontale
- Cs** : coefficient de sécurité
- Cr** : charge de rupture
- Crn** : charge de rupture minimale nécessaire
- D** : coefficient d'amplification dynamique
- E** : module de déformation longitudinale
- Eij** : module de déformation longitudinale instantanée
- Eiv** : module de déformation longitudinale différée
- G** : action permanente
- H** : hauteur
- HA** : armature à haute adhérence
- I** : moment d'inertie
- If** : moment d'inertie fictif
- J** : action permanente avant mise en place des cloisons
- L** : longueur
- Le** : longueur en élévation
- Ln** : entre axe des nervures
- Lp** : longueur en plan
- M** : moment fléchissant
- Ma** : moment fléchissant en appui

M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

M_d : moment fléchissant de la droite

M_e : masse du câble ; moment au centre de la section

M_f : moment fléchissant totale

M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

M_t : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

M_w : moment fléchissant de la gauche

M_x : moment fléchissant du sens x-x

M_y : moment fléchissant du sens y-y

M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

N : effort normal

N_e : effort normal au centre de la section

N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

P_r : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

S_r : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

U_c : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

V_t : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

W_p : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
ea : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_d : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre
h_{moy} : hauteur moyenne
h_t : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h₁ : hauteur du poteau
i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
lf : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l₀ : longueur libre
q_b : charge linéaire induite par les marches
q_{eq} : charge linéaire équivalente
q_l : charge linéaire
q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_P : charge linéaire du palier

s : espacement

t : espacement ; période

x : abscisse

y : ordonnée

y₁ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Introduction Générale

Introduction générale :

À travers les temps, les structures de bâtiments ont évolué à la fois avec les matériaux utilisés et les technologies de mise en œuvre et c'est ainsi qu'aujourd'hui il est possible de construire de villes nouvelles et les tours de grande hauteur .Le béton armé permettra enfin d'édifier - parfois en un temps record - des ouvrages d'art, des locaux industriels et des bâtiments d'habitation ou de bureaux dont la taille et les capacités, insoupçonnées, ont été rendues possibles par l'inventivité des ingénieurs et l'audace des architectes. Dans ce mouvement, de très grandes entreprises se sont développées et exportent ce savoir-faire dans le monde entier.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu du manier à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architecturale ou encore le confort de ses usagers. Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

C'est pour cela diriger et étudier un projet, de la conception à l'achèvement, comprend des défis uniques, quelle que soit la taille, la portée ou la complexité de ce dernier. Nous nous épanouissons lorsque nous devons faire face à de tels défis et mettons tout en œuvre pour permettre de réaliser un projet de grande taille et atteindre des résultats durables après l'achèvement du projet dans son ensemble de façon à ce que le maître d'ouvrage puisse entrer en possession d'un ouvrage complet en état de marche après vérification, le cas échéant, de ses garanties de performance, avec le respect des règles de l'art et les normes de sécurité en vigueur .

C'est dans ce contexte que nous allons présenter dans cette mémoire un manuel ou à priori une étude complète en amont et en aval pour une tour d'habitation et de commerce, donc l'objet de ce travail a pour but d'étudier une tour d'habitation en deux blocs R+12 avec un sous-sol plus commerces sis à la wilaya de Souk Ahras,

De ce fait les thèmes de notre mémoire sont développés dans neuf chapitres à savoir:

Le premier chapitre s'intéresse à la présentation de l'ouvrage, ces caractéristiques géométriques, l'ossature et système constructif adopté et la caractéristique mécanique des matériaux béton et acier.

Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments de la structure et la descente des charges qui est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse.

Le troisième chapitre traite l'étude des planchers et les facteurs généraux de choix de type de plancher qui est en corps creux avec l'étude des poutrelles et calcul des sollicitations.

Le quatrième chapitre aborde l'étude des éléments non structuraux à savoir : les escaliers, l'acrotère, balcon et l'ascenseur avec le ferrailage de ces éléments et toutes les vérifications nécessaires.

Le cinquième chapitre présente le logiciel Robot et modélisation de la structure avec les étapes de travail et notes de calculs pour les deux blocs de notre projet.

Le sixième chapitre traite l'étude sismique qui est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, qui permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA99 Version 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99).

Le septième chapitre est consacré à l'étude des éléments structuraux à savoir : poteaux, poutres et voiles avec le ferrailage et toutes les vérifications nécessaires, l'étude des portiques (poteaux, poutres) sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations.

Le huitième chapitre traite l'étude de l'infrastructure et les fondations de la construction constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, et elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, ce qui explique que la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le neuvième chapitre consacré à l'étude et la reconnaissance de sol où va être implanté l'ouvrage, qui est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.

Et dans les annexes nous avons consacré un volume II qui mis le point sur la gestion et organisation de chantier de la construction de notre ouvrage, ainsi, on s'est attelé à mettre en pratique plusieurs outils de management tels que la planification, l'ordonnancement, la gestion, l'organisation et l'installation de chantier, avec établissement du planning de projet et les différents plannings matériels et main-d'œuvre.

CHAPITRE I

Introduction et présentation

de l'ouvrage

I.1. Historique :

Depuis l'Antiquité, les hommes ont remédié à la fragilité des maçonneries soumises à des tractions en y incorporant des chaînages à base de fer, comme par exemple des tirants en fer retrouvés datant du XIV^e siècle.

Le béton est apparu en 1830 avec le ciment Portland auquel on a ajouté du sable, des agrégats et de l'eau. Sa faible résistance à la traction était compensée par un chaînage de métal, qui ne suffisait cependant pas pour le nommer « béton armé ».

En effet, le terme « béton armé » suppose un ferrailage calculé et organisé de façon rigoureuse pour résister aux efforts de traction dans la structure.

La première structure en béton armé a été conçue en 1855 par l'ingénieur français Joseph Lambot. Depuis cette date, ce matériau s'est fortement répandu dans le domaine de la construction : bâtiments, ponts, murs de soutènement... en sont constitués. Le domaine des arts n'est pas en reste puisque certains ouvrages sont réalisés, entièrement ou partiellement, en béton armé, comme la structure du Christ Rédempteur de Rio de Janeiro ou l'église du Raincy. Ses multiples avantages sont à l'origine de son succès à l'échelle mondiale.

Et vers la fin du XIX^e siècle : le béton armé devient un mode de construction courant pour les immeubles puis les ouvrages d'art sous l'impulsion des ingénieurs François Coignet et Armand Gabriel Considère et de l'architecte François Hennebique.

Le béton armé est caractérisé par sa grande résistance à la compression et à la traction. Facile de mise en œuvre, c'est un matériau de choix pour la réalisation de nombreux ouvrages. Cette propriété, très particulière, est due à l'association de deux matériaux complémentaires : le béton pour sa résistance à la compression et l'acier pour sa résistance à la traction.

Bien que sa fabrication soit plutôt simple, certaines règles doivent être respectées. En effet, l'eau, le ciment, les adjuvants et les granulats qui constituent le béton sont, par exemple, soumis à des normes. De même, les armatures utilisées ont des caractéristiques géométriques et mécaniques spécifiques dont il faut tenir compte.

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

Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

I.2. Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des 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 va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié99, RPA99 Version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.3 Présentation du projet:

I.3.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est une tour R+12 avec sous-sol à souk ahras.

Cet ouvrage est implanté sur le lot N°428 en bordure de la route de Bouhdjar à Souk Ahras, il est composé de deux blocs identiques en R+12 plus un sous-sol séparé avec un joint de délimitation à usage d'habitation

La structure de l'ouvrage à étudier est en portiques contreventés par des voiles.

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Longueur en plan 37.80 m.
- Largeur du bloc: 25.50 m
- Hauteur totale du bâtiment 47.94m.
- Ce bloc est fondé sur un système de fondation de type radier nervuré..
- Le Système de contreventement en portique contreventés par des voiles
- Les plancher en corps creux 16+4cm.

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme: catégorie S2
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.50$ bars.

I.3.2. Hypothèses de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont:

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865$ Mpa.
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195$ Mpa.
- $f_e = 400$ Mpa.

I.3.3 .Caractéristiques géométriques:

Longueur totale du bâtiment	37.80 m
Largeur totale du bâtiment	25.50 m
Hauteur totale du bâtiment	47.94 m
Hauteur du sous-sol	3,96 m
Hauteur du RDC	3,74 m
Hauteur des étages courants	3,4 m

Tableau I.1.Ccaractéristiques géométriques

I.3.4. Ossature et système constructif adopté :

- **Ossature :**

C'est une ossature auto- stable réalisé en système de portique (poteaux- poutres).

Le Système de contreventement en portique contreventées par des voiles

- **Planchers :**

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

- **Escaliers:**

On a deux types d'escalier : Escalier droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès d'un niveau à autre, par contre l'escalier de RDC a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1^{er} étage.

- **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtement :**

Enduit en plâtre pour les plafonds.

Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Isolation :**

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

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

I.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2,50 \text{ bars}$.

I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :

1.5.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

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

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peu se forme soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.5.1.1 Principaux caractéristiques et avantages de béton:

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont :

Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

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

I.5.1.2 Résistance mécanique :

a. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenue au jour considéré, elle est évaluée par la formule

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Avec :

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $a = 4,76$ $b = 0,83$

$40 \leq f_{c28} \leq 60$ MPa $a = 1,40$ $b = 0,95$

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

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

b. Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

- pour $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa

I.5.1.3. Méthode de calcul :

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

- **Définition des états limites :**

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

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

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

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

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

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

- **Etat limite de service(ELS) :**

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

I.5.1.4 Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un

diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle(B.A.E.L91modifié99.p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

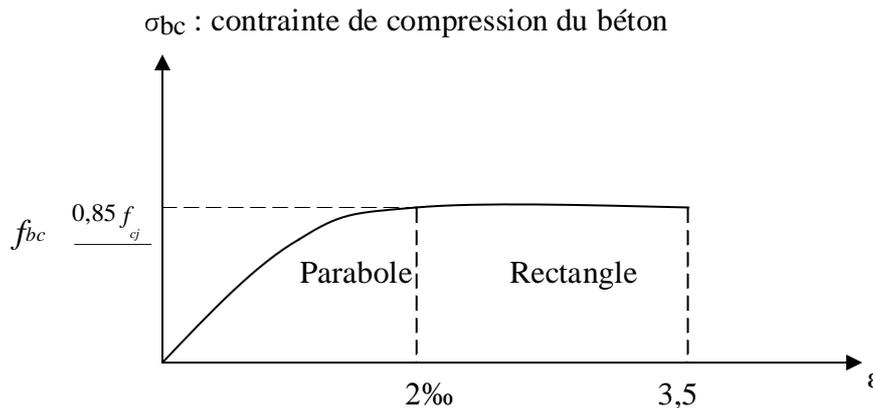


Figure I.1 Diagramme parabole rectangle

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

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

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

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

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

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

Coefficient d'application (voir le tableau)

	<i>Durée d'application</i>
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

Tableau I.2 Coefficient d'application

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

Diagramme rectangulaire (B.A.E.L91 modifié 99, p81) :

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

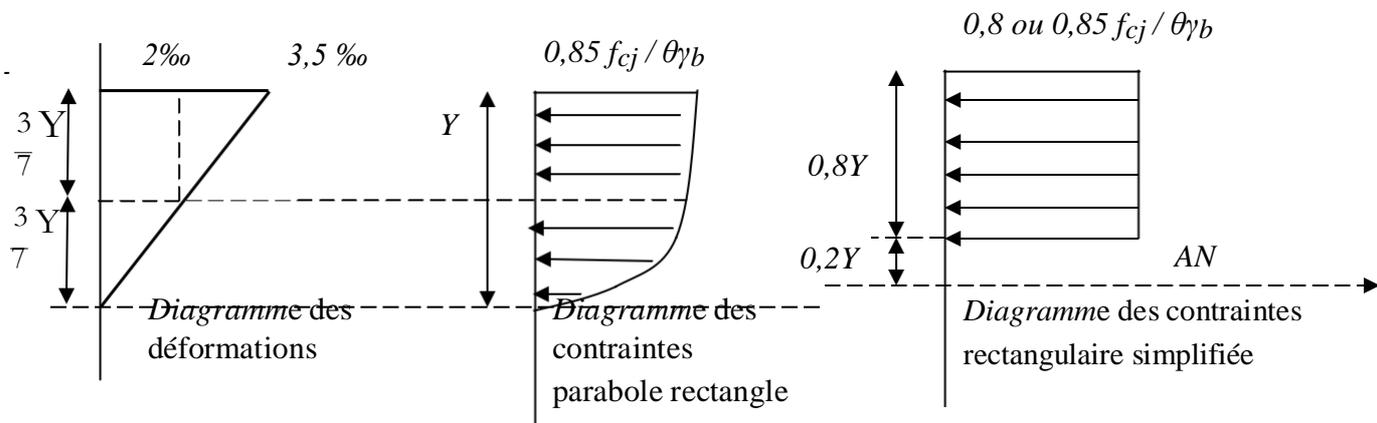


Figure I.2 Diagramme rectangulaire simplifié

**Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. - Sur la distance restante 0,8 y la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

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

I.5.1.5 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 MPa \Rightarrow \tau_u = 3,34 MPa$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) \quad \text{Fissuration nuisible ou très nuisible}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 MPa \Rightarrow \tau_u = 2,5 MPa$$

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

I.5.1.6. Module de déformation longitudinal du béton :

- **Module de déformation instantanée :**

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

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

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

- **Module de déformation différée :**

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

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

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

- **Module de déformation transversale :**

Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- ➔ $\gamma = 0,2$Pour les justifications aux états limites de services.
- ➔ $\gamma = 0$Dans le cas des états limites ultimes.

I.6 Les aciers :

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

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel Fe E215 FeE 235

- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :
 $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

I.6.1. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22 F _e E24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40 F _e E50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40 F _e TE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$ TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I.3 Caractéristiques mécaniques des aciers

I.6.2. Diagramme déformation contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\varepsilon\%) \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général}$$

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

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400. $\sigma_s = 348\text{ Mpa}$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5\text{ MPa}$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \Delta L/L$

σ_s : Contrainte de l'Acier.

Diagramme déformation- contrainte(B.A.E.L91modifié99.p78) :

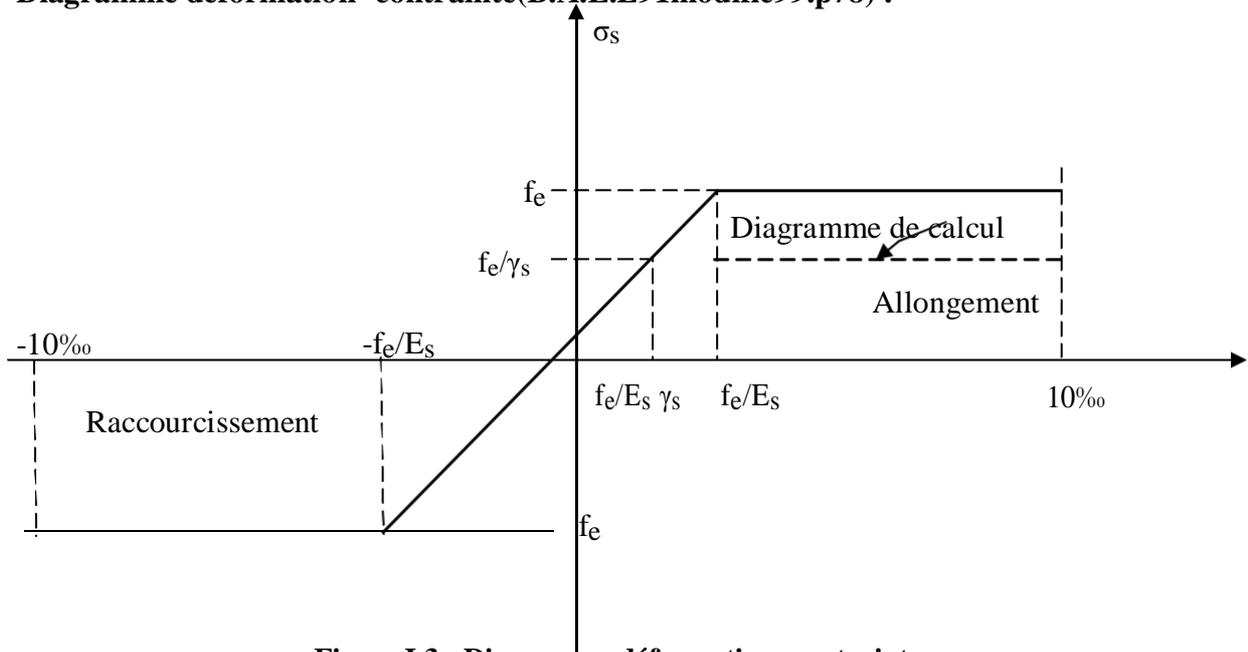


Figure I.3 : Diagramme déformation- contrainte

I.6.3. Contrainte limite de traction des armatures :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : coefficient de fissuration (η = 1 pour les RL, η = 1.6 pour les HA).

- **Poids volumique :**

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

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

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

I.6.4 États limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- États limite ultime de résistance E. L. U. R
- États limite de service

I.6.4.1. E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.6.4.1.1 Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.

I.6.4.1.2 Règle des trois pivots(B.A.E.L91modifié99.p83) :

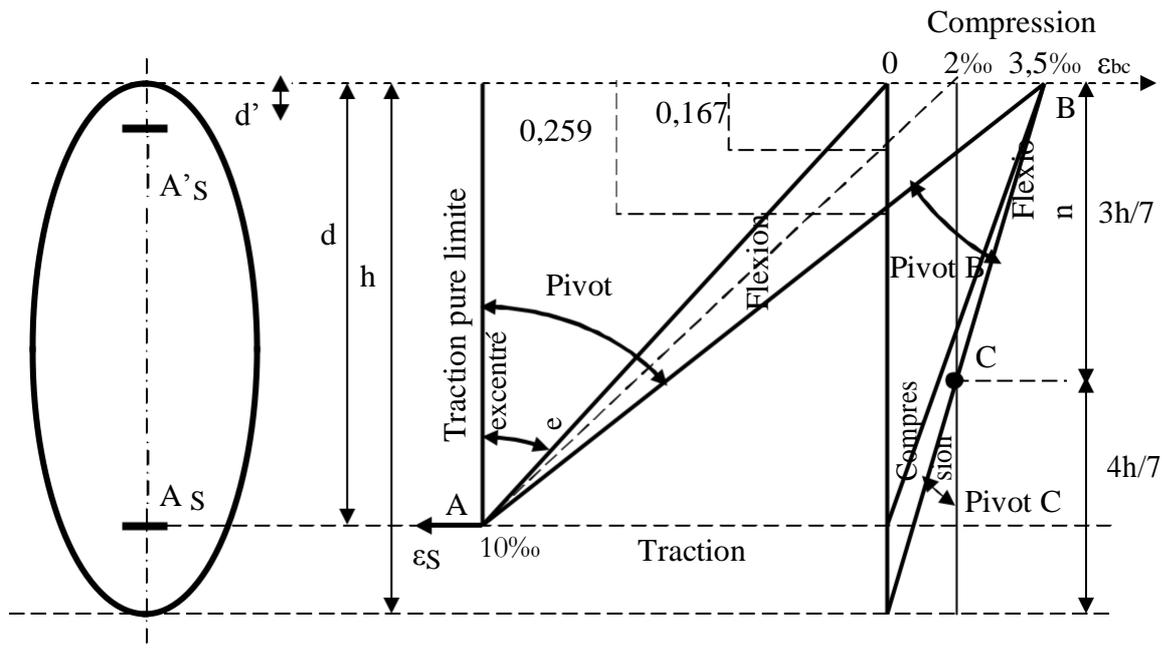


Figure I.4 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

*Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

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

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

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

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

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

*Le cas particulier où $\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) = 0,167$ **Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au de là de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\epsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

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

*Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

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

*La compression simple ou composée admet le pivot C.

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

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

En résumé :

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

I.6.4.2 E. L. S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.6.4.2.1 Hypothèse de calcul :

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

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc} ; \quad \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

CHAPITRE II

**Pré dimensionnement des éléments
et descente des charges**

II.1. Introduction:

Pour le pré dimensionnement, on utilise les règles suivantes:

- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- Document Technique Réglementaire; Charges Permanentes et Charges d'Exploitation DTR

II.2. Pré dimensionnement :

II.2.1. Pré dimensionnement du plancher :

$e_{min} (L_x, L_y) / 22.5$ voir article B 6.8.4.2.4. Du D.T.R-B.C. 2.41

$L_{max} = 4.25m$ (entre nu)

Alors notre plancher est d'épaisseur $h_t = (16+4) cm$

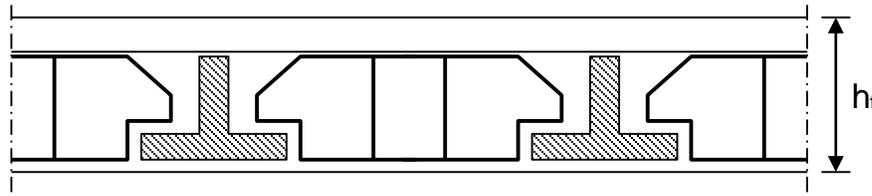


Fig. II.1 Schéma Dalle à corps creux.

Type généralement constitué par des poutrelles en béton armé, des corps creux (entrevous) et une dalle de compression de faible épaisseur en béton armé par treillis soudés. L'épaisseur « e » du plancher est obtenue par la formule suivante :

II.2.2. Descente de charges:

II.2.2.1. Descente de charges des dalles:

II.2.2.1.1. Introduction :

La descente de charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

Charge permanente : la charge permanente correspond au poids propre des éléments porteurs,

ainsi que les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, enduits, et revêtements quelconques, et les éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation.

Charge d'exploitation : les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

II.2.2.1.2. Plancher Terrasse (inaccessible) :

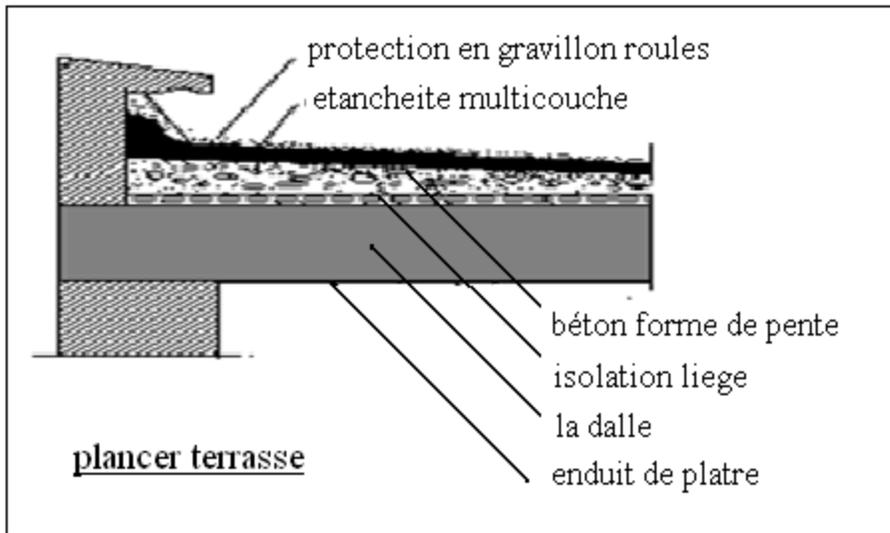


Fig. II.2 Schéma plancher terrasse.

1. protection en gravillon	(e = 5 cm)	$0,05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$
2. Etanchéité multicouches	(e = 6 cm)	$0,06 \times 200 = 12 \text{ kg/m}^2$
3. Béton de pente	(e = 10cm)	$0,1 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
4. Isolation thermique au liège	(e = 4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
5. Dalle pleine en corps creux	(e = 16+4)	$0,20 \times 1400 = 280 \text{ kg/m}^2$
6. Enduit plâtre	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
		Total = 633 kg/m ²

G = 633 kg/m² (G = 753 kg/m² pour la dalle pleine)

Q = 100 kg/m²

II.2.2.1.3. Plancher étage courant :

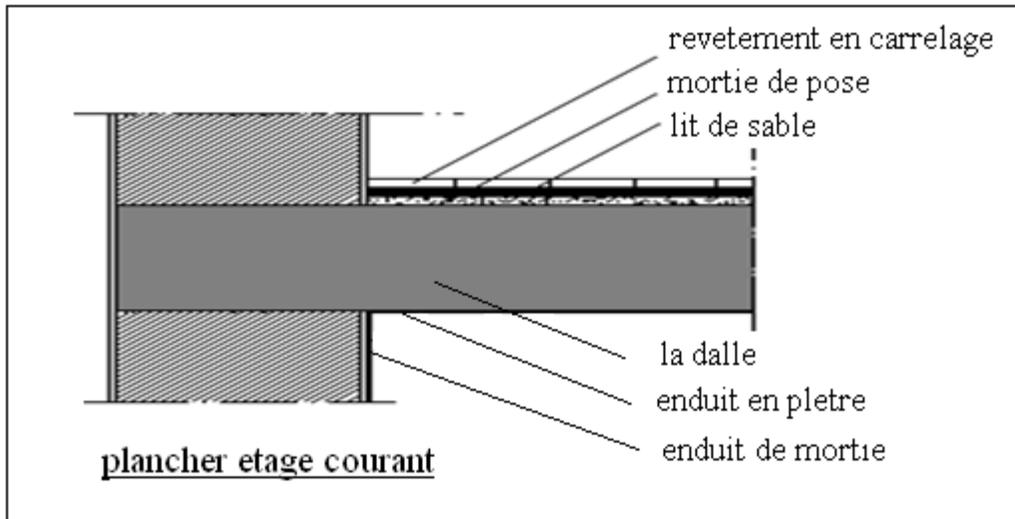


Fig. II.3 Schéma plancher étage courant.

1. Revêtement en carrelage	(e = 2cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2. Mortier de pose	(e = 2cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3. Lit de sable	(e = 3cm)	$0,03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$
4. Dalle en corps creux	(e = 16+4 cm)	$0,20 \times 1400 = 280 \text{ kg/m}^2$
5. Enduit plâtre	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
6. cloisons légers		$= 100 \text{ kg/m}^2$
		Total = 538 kg/m ²

G = 538 kg/m² (G = 568 kg/m² pour la dalle pleine)

Q = 150 kg/m²

II.2.2.1.4. Cloisons extérieures:

Enduit extérieur	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Briques creuses (15 cm)	$0,15 \times 1400 = 210 \text{ kg/m}^2$
Briques creuses (10 cm)	$0,10 \times 1400 = 140 \text{ kg/m}^2$
Enduit intérieur	$0,015 \times 1200 = 18 \text{ kg/m}^2$
Total = 408 kg/m ²	

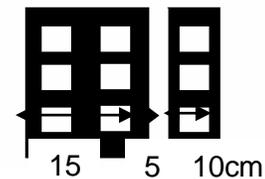


Fig. II.4 Schéma cloison extérieure

Avec 25 % d'ouverture : $408 \times 0,75 = 306 \text{ kg/m}^2$

Donc : **G = 306 kg/m²**

II.2.2.1.5. Acrotère :

La surface de l'acrotère est

$$S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7)$$

$$S = 0,079 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,079 \times 2500) = 197,5 \text{ Kg/m}$$

$$G = 197,5 \text{ kg/m}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}$$

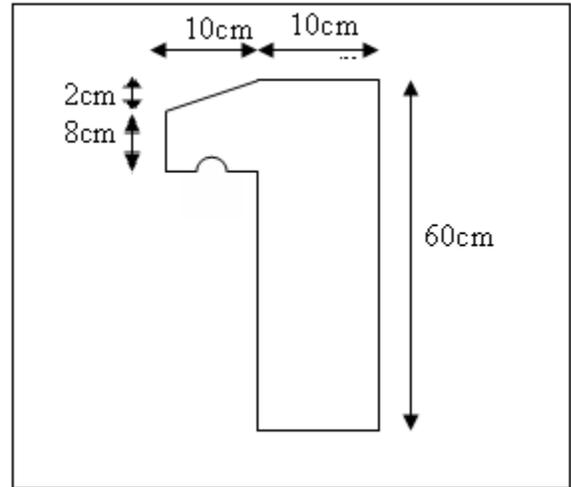


Fig. II.5 Schéma Acrotère.

II.2.3. Pré dimensionnement des poutres:

Selon les Règles de BAEL91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section

b : largeur de la section

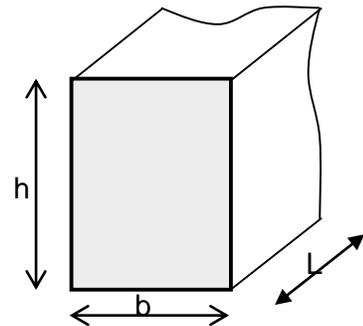


Fig. II.6 Dimensions des poutres

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$b_{\text{max}} = 1,5h_1 + b_1$$

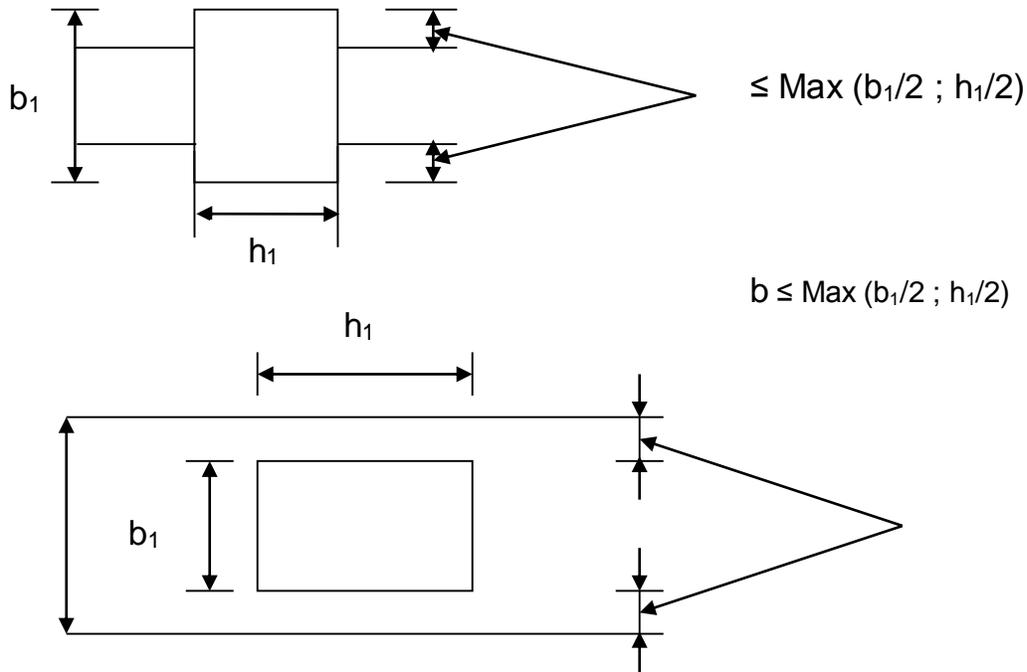


Fig. II.7 Dimensions à respecter pour les poutres

Nous prendrons pour:

II.2.3.1 Les poutres:

$$L_{\max} = 5.40 \text{ m} \longrightarrow 36\text{cm} \leq h_t \leq 54\text{cm}$$

On prend: $h_t = 45 \text{ cm}$.

$13.5 \leq b \leq 31.5$ On prend: $b=30 \text{ cm}$.

$$\frac{h}{b} = 1.5 < 4 \quad (\text{conditions du RPA est vérifiée})$$

Alors: $h_t = 45\text{cm}$

$b = 30 \text{ cm}$.

II.2.3.2 Les chainages:

$$L_{\max} = 4.25 \text{ m} \longrightarrow 28\text{cm} \leq h_t \leq 42.5$$

On prend: $h_t = 35 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$.

$$\frac{h}{b} = 1.16 < 4 \quad (\text{conditions du RPA est vérifiée})$$

Alors: $h_t = 35\text{cm}$.

$b = 30\text{ cm}$.

II.2.4. Pré dimensionnement des poteaux:

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

Coffrage des poteaux

- Min (b1, h1) 25cm en zones I et II

- Min (b1, h1) $h_e/20$

$1/4 b1/h1 \geq 4$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:

D 25cm en zone I

D $h_e/15$

II.2.4.1 Ferrailage :

II.2.4.1.1 Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

* leur pourcentage minimal sera de :

- 0,7% en zone I

* Leur pourcentage maximal sera de

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

* Le diamètre minimum est de 12mm

* La longueur minimale des recouvrements est de:

- 40 en zone I et II

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

Et d'après les règles BAEL91 ; elles préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{A}{B_r}}$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

f_{bc} : $0,85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14,17$ MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$f_e/\gamma_s = 400/1,15=348$ MPa

γ_b : 1,5.

γ_s : 1,15.

β : Coefficient de correction qui dépend de l'élançement mécanique λ des poteaux et qui prend les valeurs suivantes:

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

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

On se fixe sur un élançement mécanique par exemple $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

D'après RPA99/ version 2003 :

$A/B_r = 0,70\%$ (zone I)

$B_r (\text{m}^2) \geq 0,0652 N_u (t)$

II.2.5. Pré dimensionnement des voiles:

On peut considérer deux types de voiles :

Voile simple rectangulaire ;

Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, assemblés de façon rigide à former un ensemble rigide.

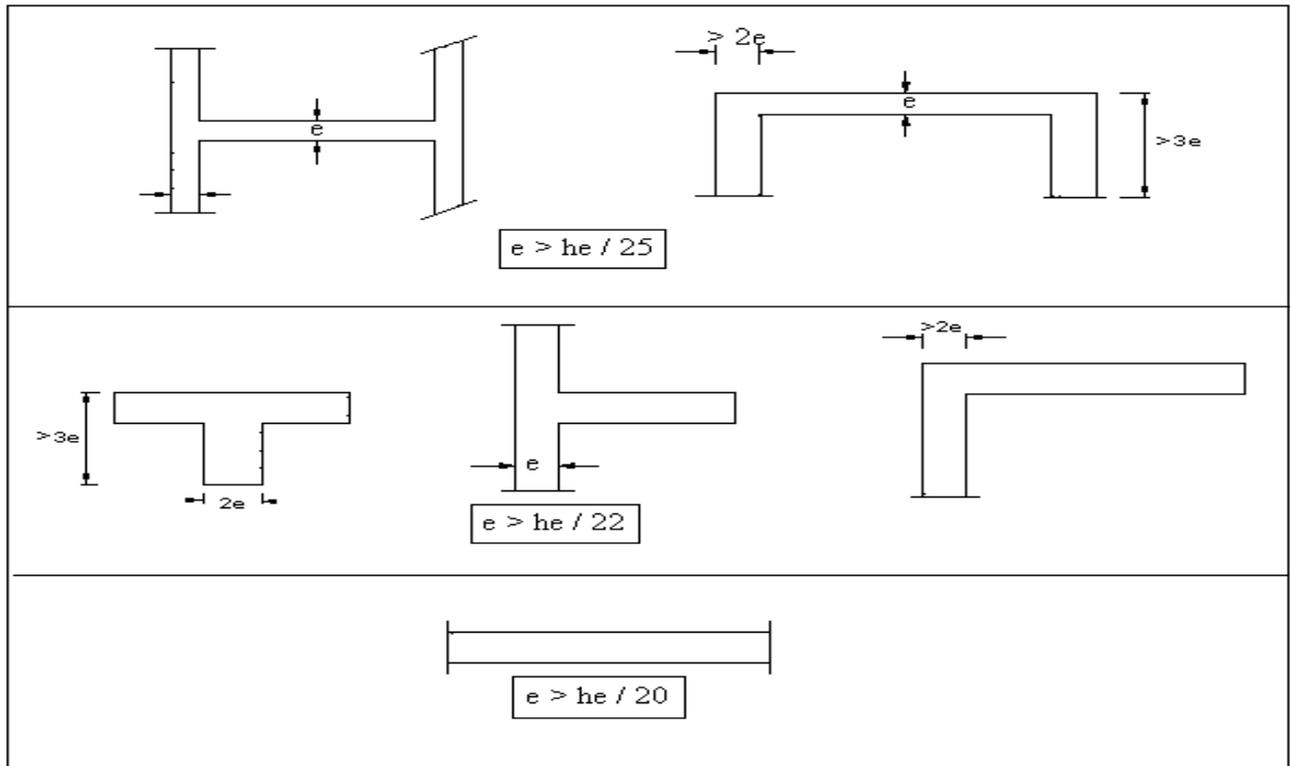


Fig. II.8 Dimensions à respecter pour les voiles

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003, seuls les éléments structuraux ayant un rapport $L/e \geq 4$ sont considérés comme des voiles, avec une épaisseur minimale exigée par le même article de 15 cm

.he = hauteur d'étage. (sous plafond) : 3.39 m

$a \geq \{3.61/20\} \implies$ on adopte une épaisseur $a = 20$ cm.

CHAPITRE III

Étude des planchers

III.1 Introduction

III.1.1 Définition

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction; leurs rôles essentiels sont :

- Plate forme porteuse pour l'étage considéré (résistance aux charges permanentes et sous charges mobiles, circulation : possible entre étage par trémies pour l'escalier et pour ascenseur)
- Toit pour l'étage sous-jacent : support des plafonds : l'adhérant et le suspendus.
- Ecran permettant le confort de l'habitant (acoustique et thermique)
- Élément de stabilité : par chaînage.

Dans notre projet, nous avons utilisés deux types de planchers :

- plancher dalle pleine au milieu de la structure, reposant sur le noyau central pour l'ensemble des niveaux ; pour le sous-sol réalisé avec pré dalles.
- plancher corps creux pour les autres étages, avec un plancher terrasse comportant un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour facilitée l'écoulement des eaux pluviales.

III.1.2 Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher

- La flèche.
- L'équipement de l'entreprise.
- La nature d'exploitation.

Dans notre projet, nous avons utilisés un plancher corps creux, avec un plancher terrasse qui aura une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

Il est composé :

- Corps creux en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles.
- Dalle de compression, une dalle de faible épaisseur 4 à 6 cm, en béton armé de quadrillage de treillis soudé (FeE240).

- Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliée par des étriers.

III.2 Étude de plancher

III.2.1 Plancher en corps creux

III.2.1.1 Étude de la dalle de compression

-La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
 - 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).
- La section minimale des armatures doit être :
- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est :

$$f_e = 520 \text{ MPa} .$$

a. Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{520} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

On prend $5\phi 6/ml \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$.

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0,70 \text{ cm}^2/ml.$$

On prend $5\phi 6/ml \Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$.

Donc on adoptera un treillis soudés de : $\phi 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III.2.2 Étude des poutrelles :

a. Dimensions : Comme on a vu dans le chapitre précédent, les dimensions de poutrelle sont :

$$h_t = 20 \text{ cm} ;$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b = 60 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ;$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}.$$

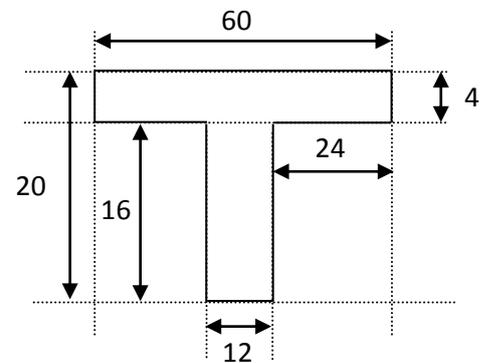


Figure III.1 Schéma de poutrelle.

b. Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

1. Terrasse :

E.L.U:

$$(1,35G + 1,5P) \times 0,60 = (1,35 \times 6330 + 1,5 \times 1000) \times 0,60 = 6027,30 \text{ N/ml}$$

E.L.S:

$$(G + P) \times 0,60 = (6330 + 1000) \times 0,60 = 4398 \text{ N/ml}$$

2. Étage courant :

E.L.U:

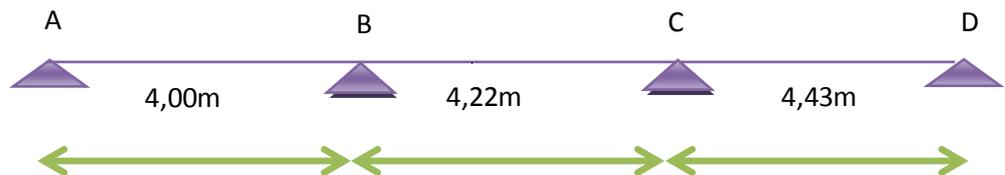
$$(1,35G + 1,5P) \times 0,60 = (1,35 \times 5380 + 1,5 \times 1500) \times 0,60 = 5707,80 \text{ N/ml}$$

E.L.S:

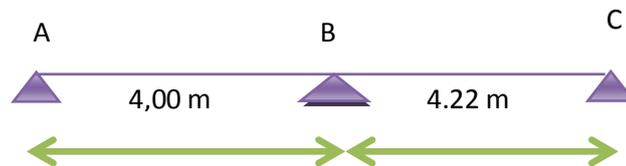
$$(G + P) \times 0,60 = (5380 + 1500) \times 0,60 = 4128 \text{ N/ml}$$

c. Type des poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

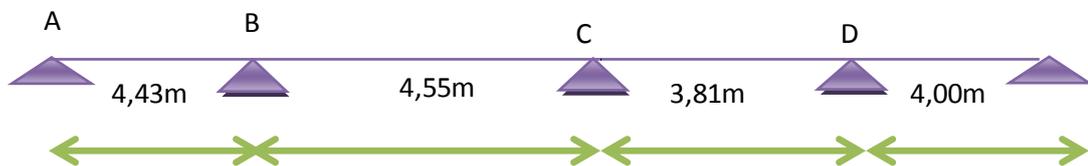


Figure III.2 Type de poutrelles

III.3 Méthode de calcul :

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99

Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérée : $P \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.
4. la fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse).

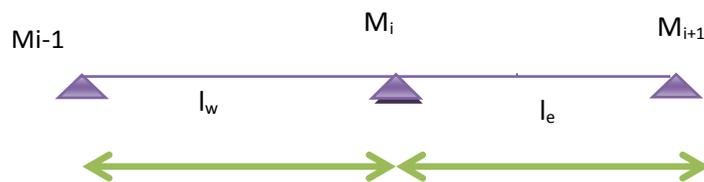
III.3.1 La méthode de Caquot

$$M_{ap} = k \left(\frac{G_w \times l'^3_w + G_e \times l'^3_e}{8,5(l'_w + l'_e)} + \frac{P_w l'^3_e + P_e l'^3_w}{8,5(l'_e + l'_w)} \right)$$

Avec $K = \frac{2}{3} = 0.6666$

$l' = 1$ (pour les travées de rives)

$l' = 0,81$ (pour les travées de intermédiaire)



$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

III.3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)

III.3.2.1. Plancher étage courant :

a. Type 1 :

Plancher étage : Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 5,38 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q = 5,708 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$

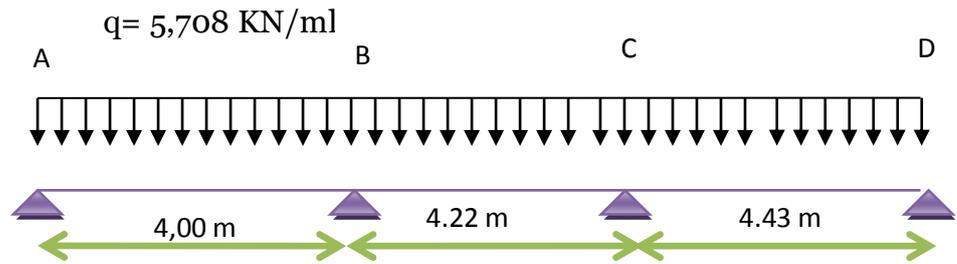


Figure III.3 Schéma statique des poutrelles type 1 étage courant

- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 11,416 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 12,706 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 14,002 \text{ KN.m}$$

Les moments sur appuis sont :

$$M_{Aap} = 0$$

$$M_{Bap} = 0,66x \left(\frac{(5,708x(4,00)^3 + 5,708x(3,376)^3)}{8,5(4+3,376)} + \frac{(1,5x(4,00)^3 + 1,5x(3,376)^3)}{8,5(4+3,376)} \right) = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cap} = 0,66x \left(\frac{(5,708x(3,376)^3 + 5,708x(4,43)^3)}{8,5(3,376+4,43)} + \frac{(1,5x(3,376)^3 + 1,5x(4,43)^3)}{8,5(3,376+4,43)} \right) = 8,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dapp} = 0$$

Les moments en travée

$$X = \frac{4,00}{2} + \left(\frac{7,14}{5,708x4,00} \right) = 2,74 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$M_t = 14,75 \text{ KN.m}$$

$$X = \frac{4,22}{2} + \left(\frac{1,85}{5,708x4,22} \right) = 2,19 \text{ m}$$

$$M_t = 13,65 \text{ KNm}$$

$$X = \frac{4,43}{2} + \left(\frac{-8,99}{5,708 \times 4,43} \right) = 1,86 \text{ m}$$

$$M_t = 9,88 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

- L'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

• Travée AB :

$$T_w = \frac{q.l}{2} + \frac{M_A - M_B}{4} = 9,63 \text{ KN}$$

$$T_e = -13,20 \text{ KN}$$

• Travée BC :

$$T_w = \frac{q.l}{2} + \frac{M_B - M_C}{4} = 11,58 \text{ KN}$$

$$T_e = -12,50 \text{ KN}$$

• Travée CD :

$$T_w = \frac{q.l}{2} + \frac{M_C - M_D}{4} = 14,89 \text{ KN}$$

$$T_e = -10,39 \text{ KN}$$

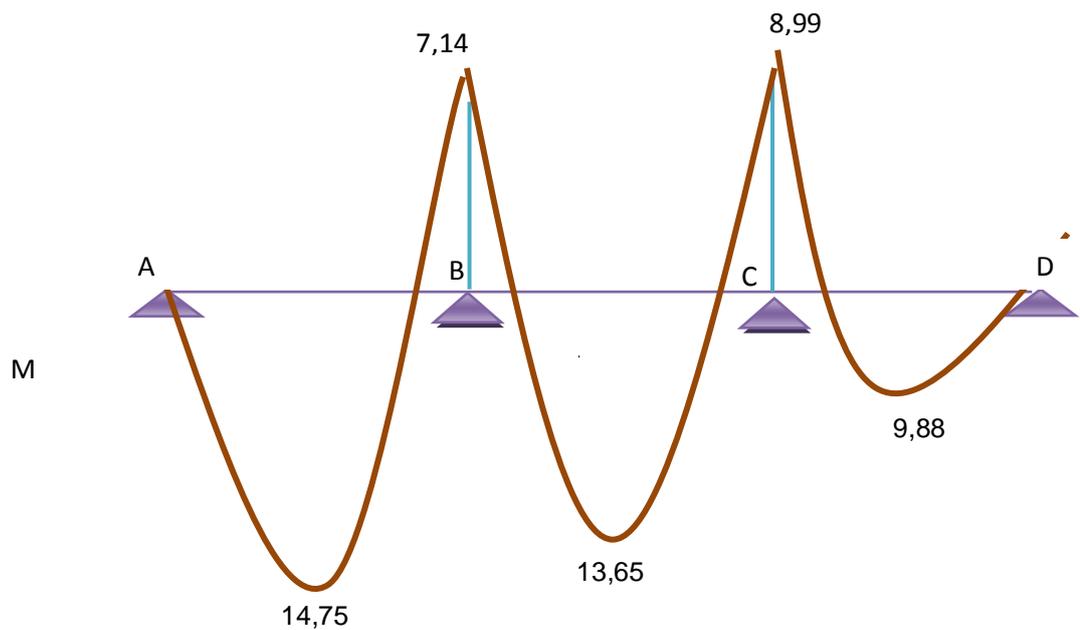


Figure III.4 Diagramme des moments fléchissants M plancher type 1 étage courant [KN.m]

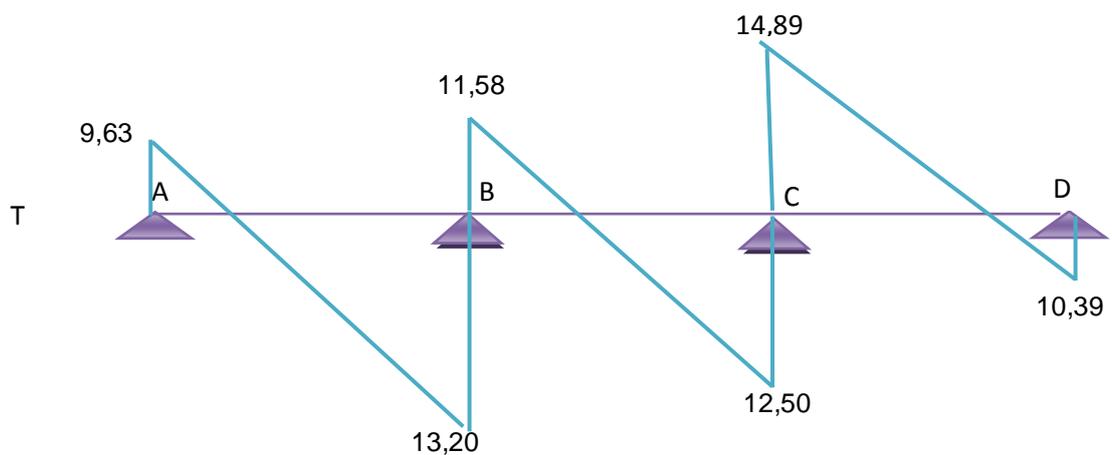


Figure III.5 Diagramme des efforts tranchants plancher type 1 étage courant

b. Type 2 :

Plancher étage courant calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 5,38 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$q = 5,708 \text{ KN/ml}$ à E.L.U.R

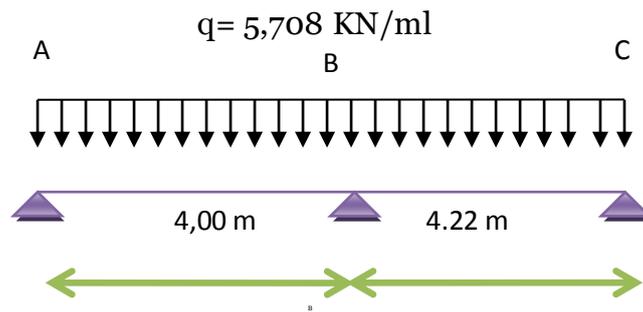


Figure III.6 schéma statique des poutrelles type 2 étage courant

- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 11,42 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 12,71 \text{ KN.m}$$

Les moments sur appuis sont :

$$M_{Aap} = 0$$

$$M_{Bap} = 0,66x \left(\frac{(5,708x(4,00)^3 + 5,708x(4,22)^3)}{8,5(4,00+4,22)} + \frac{(1,5x(4,00)^3 + 1,5x(4,22)^3)}{8,5(4,00+4,22)} \right) = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{capp} = 0$$

Les moments en travée

$$X = \frac{4,00}{2} + \left(\frac{9,48}{5,708x4,00} \right) = 2,42 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$M_t = 16,66 \text{ KNm}$$

$$X = 1,72 \text{ m}$$

$$M_t = 8,42 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

- l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

- **Travée AB :**

$$T_w = \frac{q.l}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = 9,67 \text{ KN}$$

$$T_e = -14,41 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_w = \frac{q.l}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 14,29 \text{ KN}$$

$$T_e = -9,79 \text{ KN}$$

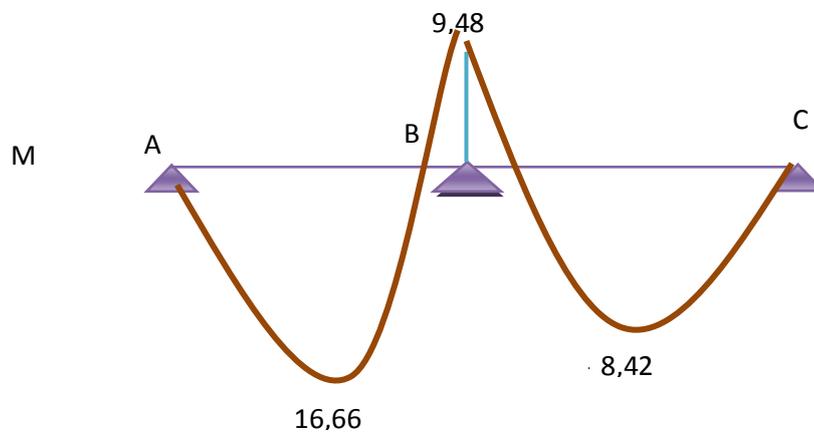


Figure III.7 Diagramme des moments fléchissants M plancher type 2 étage courant [KN.m]

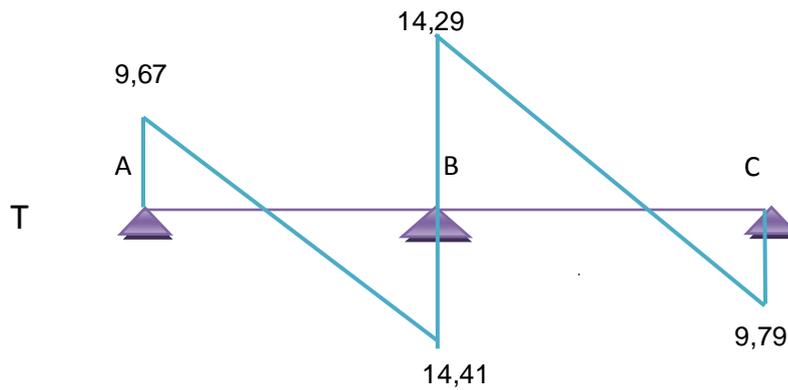


Figure III.8 Diagramme des efforts tranchants plancher type 2 étage courant

c. Type 3 :

Plancher étage courant Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 5,38 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q = 5,708 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$

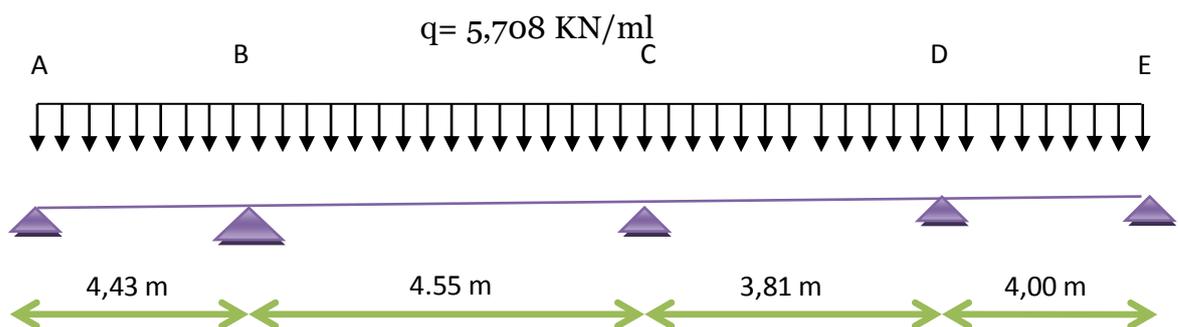


Figure III.9 schéma statique des poutrelles type 3 étage courant

- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 14,00 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 14,77 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 10,36 \text{ KN.m}$$

- **Partie DE :**

$$M_{0DE} = ql^2/8 = 11,41 \text{ KN.m}$$

Les moments sur appuis sont :

$$M_{Aap} = 0$$

$$M_{Bap} = 0,66x \left(\frac{(5,708x(4,43)^3 + 5,708x(3,64)^3)}{8,5(4,43+3,64)} + \frac{(1,5x(4,43)^3 + 1,5x(3,64)^3)}{8,5(4,43+3,64)} \right) = 9,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cap} = 0,66x \left(\frac{(5,708x(3,64)^3 + 5,708x(3,05)^3)}{8,5(3,64+3,05)} + \frac{(1,5x(3,64)^3 + 1,5x(3,05)^3)}{8,5(3,64+3,05)} \right) = 6,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dap} = 0,66x \left(\frac{(5,708x(3,05)^3 + 5,708x(4,00)^3)}{8,5(3,05+4,00)} + \frac{(1,5x(3,05)^3 + 1,5x(4,00)^3)}{8,5(3,05+4,00)} \right) = 7,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{Eap} = 0$$

Les moments en travée

$$X = \frac{4,43}{2} + \left(\frac{9,38}{5,708x4,43} \right) = 2,59m$$

$$M_i = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$M_i = 19,09 \text{ KNm}$$

$$X = 2,16m$$

$$M_i = 13,32 \text{ KNm}$$

$$X = 1,95m$$

$$M_i = 10,82 \text{ KNm}$$

$$X = 1,68m$$

$$M_t = 8,04 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q \cdot l}{2}$$

- **Travée AB :**

$$T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = 10,52 \text{ KN}$$

$$T_e = -14,76 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 13,66 \text{ KN}$$

$$T_e = -12,32 \text{ KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 10,62 \text{ KN}$$

$$T_e = -11,11 \text{ KN}$$

- **Travée DE :**

$$T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_D - M_E}{L} = 13,25 \text{ KN}$$

$$T_e = -9,58 \text{ KN}$$

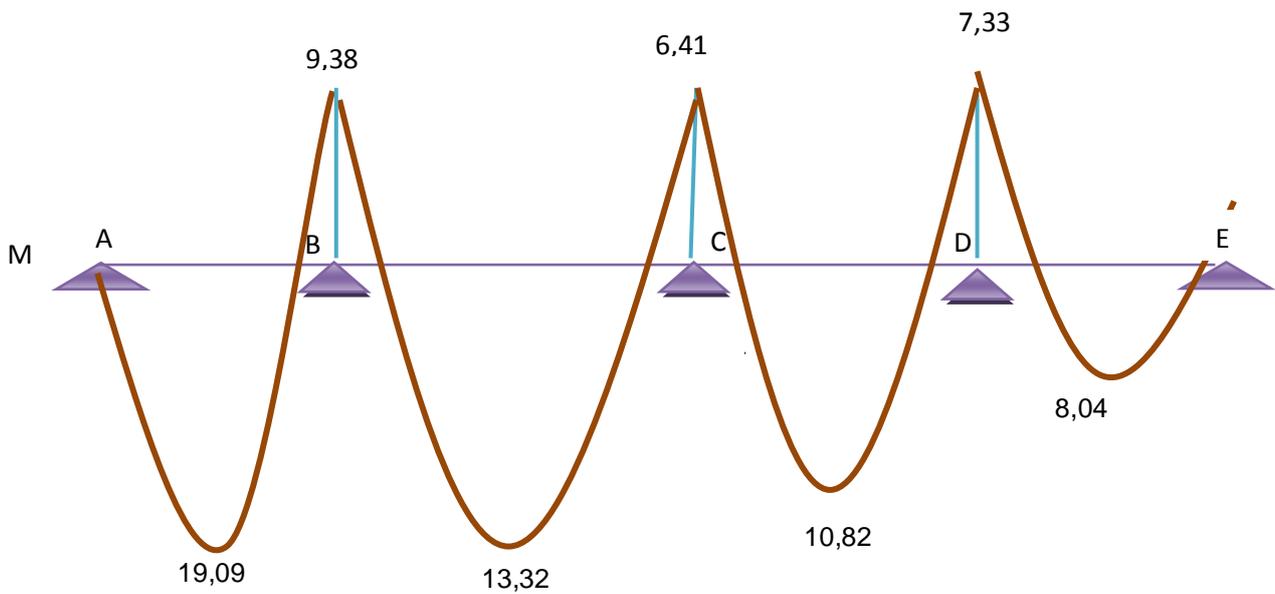


Figure III.10 Diagramme des moments fléchissants M plancher type 3 étage courant [KN.m]

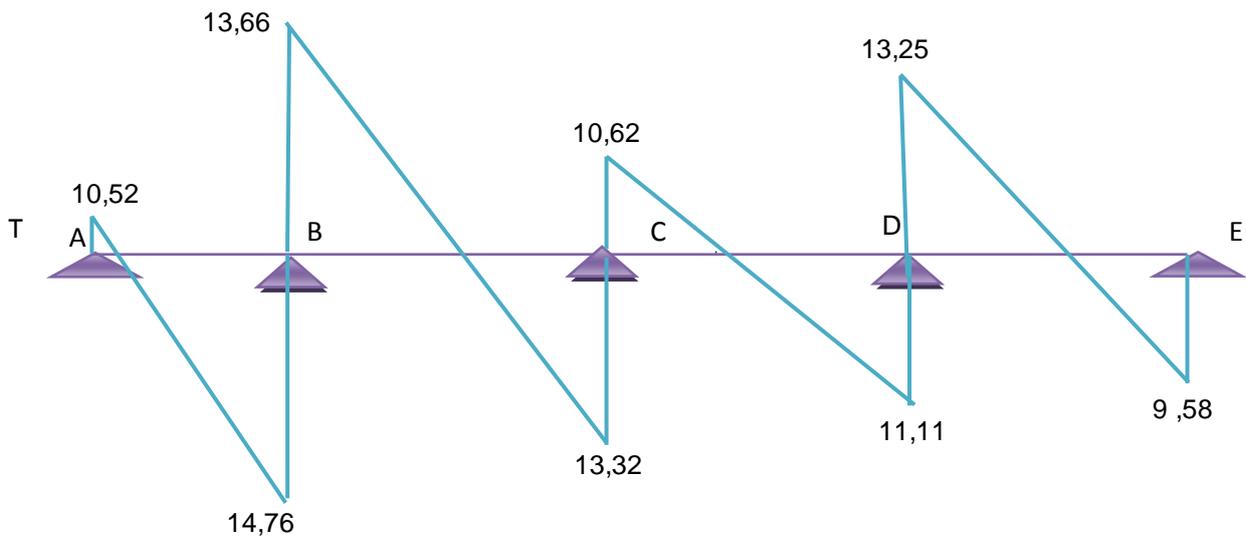


Figure III.11 Diagramme des efforts tranchants plancher type 3 étage courant

III.3.2.2. Plancher terrasse :

a. Type 1 :

Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 6,33 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$q = 6,027 \text{ KN/ml}$ à E.L.U.R

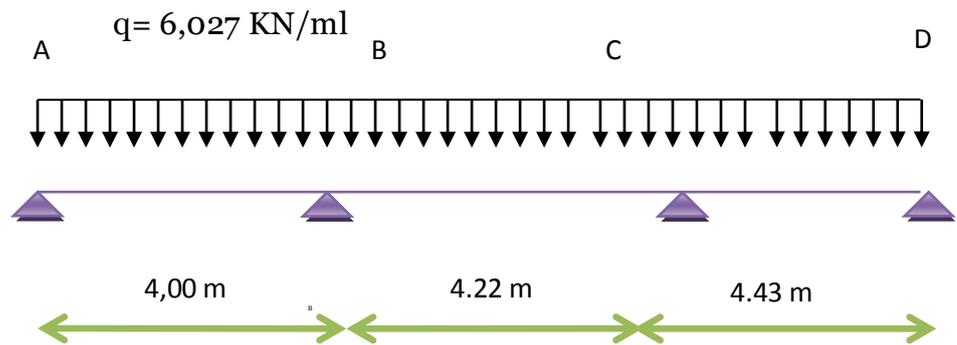


Figure III.12 schéma statique des poutrelles plancher type 1 terrasse

- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 12,05 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 13,42 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 14,78 \text{ KN.m}$$

les moments sur appuis sont :

$$M_{Aap} = 0$$

$$M_{Bap} = 0,66x \left(\frac{(6,027x(4,00)^3 + 6,027x(3,376)^3)}{8,5(4,00+3,376)} + \frac{(1,5x(4,00)^3 + 1,5x(3,376)^3)}{8,5(4,00+3,376)} \right) = 8,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cap} = 0,66x \left(\frac{(6,027x(3,376)^3 + 6,027x(4,43)^3)}{8,5(3,376+4,43)} + \frac{(1,5x(3,376)^3 + 1,5x(4,43)^3)}{8,5(3,376+4,43)} \right) = 9,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{dap} = 0$$

Les moments en travée

$$X = \frac{4,00}{2} + \left(\frac{8,12}{6,027x4,00} \right) = 2,34 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$M_t = 16,45 \text{ KNm}$$

$$X = 2,16 \text{ m}$$

$$M_t = 14,04 \text{ KNm}$$

$$X = 1,87 \text{ m}$$

$$M_t = 10,46 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

- l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

• **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{MA - MB}{4} = 10,02 \text{ KN}$$

$$T_e = -14,08 \text{ KN}$$

• **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{MB - MC}{4} = 10,42 \text{ KN}$$

$$T_e = -13,02 \text{ KN}$$

• **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{MC - MD}{4} = 15,47 \text{ KN}$$

$$T_e = -11,23 \text{ KN}$$

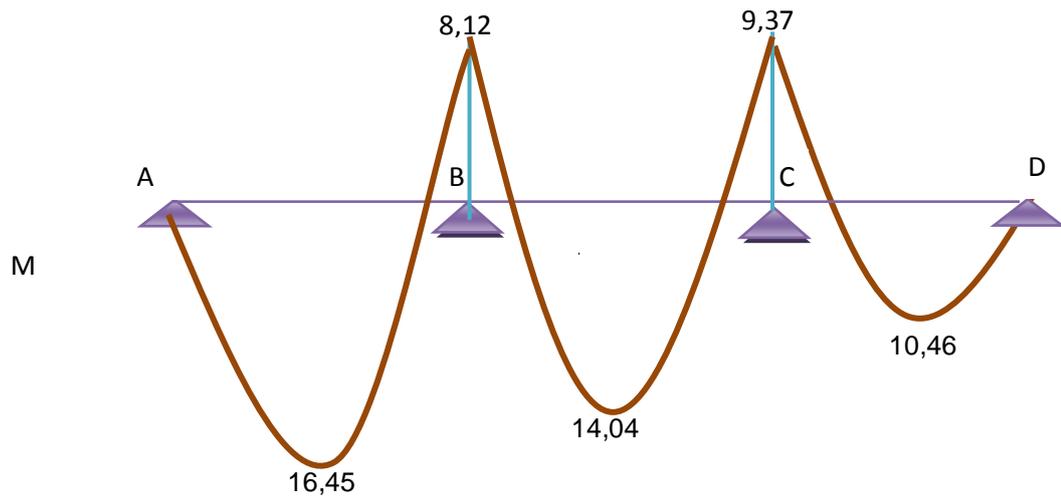


Figure III.13 Diagramme des moments fléchissants M plancher type 1 terrasse [KN.m]

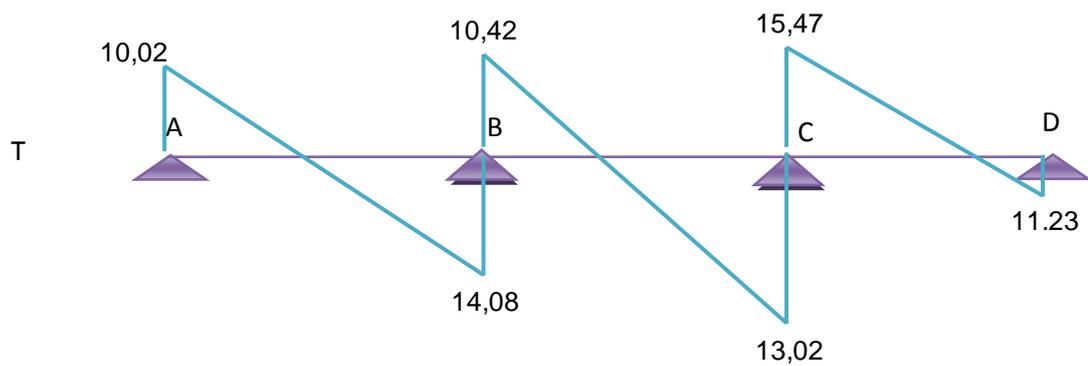


Figure III.14 Diagramme des efforts tranchants plancher type 1 terrasse

b. Type 2 :

Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 6,33 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q = 6,027 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$

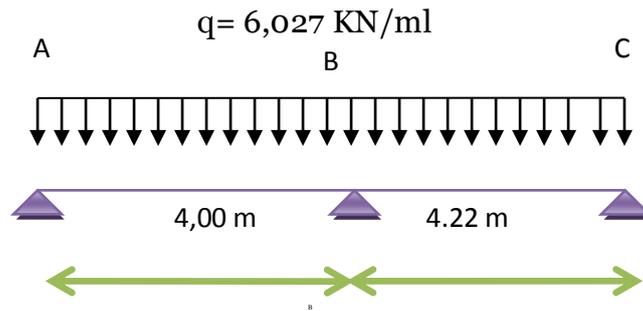


Figure III.15 schéma statique des poutrelles plancher type 2 terrasse

Partie AB :

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 12,05 \text{ KN.m}$$

• **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 13,42 \text{ KN.m}$$

Les moments sur appuis sont :

$$M_{Aapp} = 0$$

$$M_{Bap} = 0,66x \left(\frac{(6,027x(4,00)^3 + 6,027x(4,22)^3)}{8,5(4,00+4,22)} + \frac{(1,5x(4,00)^3 + 1,5x(4,22)^3)}{8,5(4,00+4,22)} \right) = 9,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{capp} = 0$$

les moments en travée

$$X = \frac{4,00}{2} + \left(\frac{9,89}{6,027x4,00} \right) = 2,41 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$M_t = 17,26 \text{ KNm}$$

$$X = 1,72 \text{ m}$$

$$M_t = 12,67 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

- l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

- Travée AB :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = 9,58 \text{ KN}$$

$$T_e = -14,52 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 15,15 \text{ KN}$$

$$T_e = -10,47 \text{ KN}$$

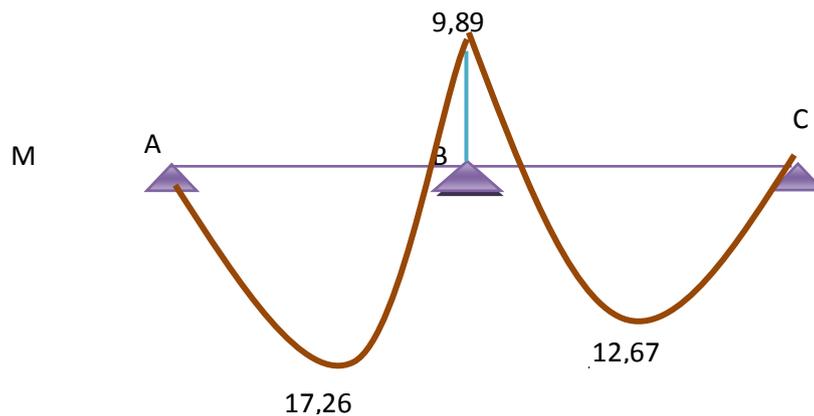


Figure III.16 Diagramme des moments fléchissants M plancher type 2 terrasse [KN.m]

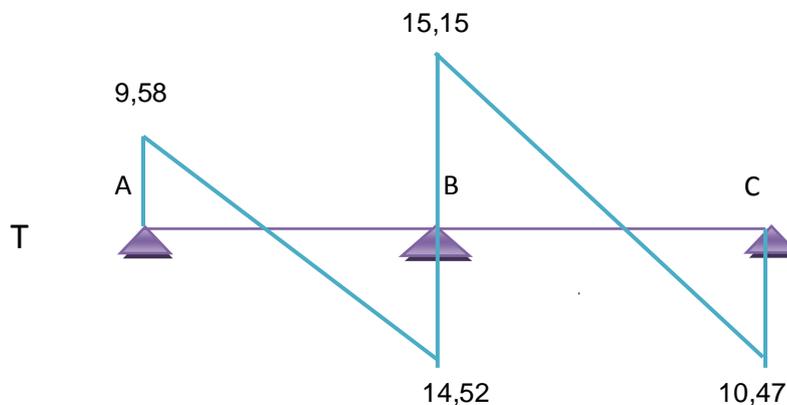


Figure III.17 Diagramme des efforts tranchants plancher type 2 terrasse

c. Type 3 :**Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire**

$$G = 6,33 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q = 6,027 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$

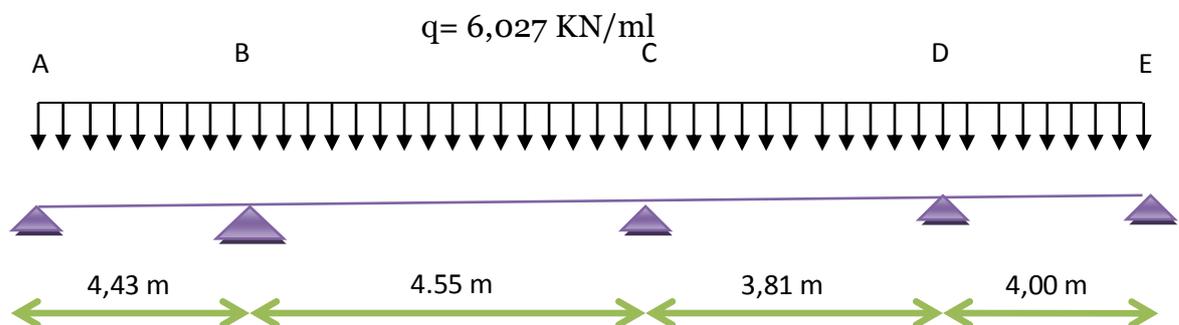


Figure III.18 schéma statique des poutrelles plancher type 3 terrasse

- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 14,78 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 15,60 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 10,94 \text{ KN.m}$$

- **Partie DE :**

$$M_{0DE} = ql^2/8 = 12,05 \text{ KN.m}$$

Les moments sur appuis sont :

$$M_{Aap}=0$$

$$M_{Bap}=0,66x \left(\frac{(6,027x(4,43)^3 + 6,027x(3,64)^3)}{8,5(4,43+3,64)} + \frac{(1,5x(4,43)^3 + 1,5x(3,64)^3)}{8,5(4,43+3,64)} \right) = 14,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{Cap}=0,66x \left(\frac{(6,027x(3,64)^3 + 6,027x(3,05)^3)}{8,5(3,64+3,05)} + \frac{(1,5x(3,64)^3 + 1,5x(3,05)^3)}{8,5(3,64+3,05)} \right) = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dap}=0,66x \left(\frac{(6,027x(3,05)^3 + 6,027x(4,00)^3)}{8,5(3,05+4,00)} + \frac{(1,5x(3,05)^3 + 1,5x(4,00)^3)}{8,5(3,05+4,00)} \right) = 11,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{Eap}=0$$

Les moments en travée

$$X = \frac{4,43}{2} + \left(\frac{-14,84}{6,072x4,43} \right) = 1,67m$$

$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$M_t = 19,70 \text{ KNm}$$

$$X = 1,73m$$

$$M_t = 13,02 \text{ KNm}$$

$$X = 1,97m$$

$$M_t = 11,77 \text{ KNm}$$

$$X = 1,52m$$

$$M_t = 7,04 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

- Travée AB :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = 10,10 \text{ KN}$$

$$T_e = -16,80 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 14,84 \text{ KN}$$

$$T_e = -12,78 \text{ KN}$$

- Travée CD :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 11,19 \text{ KN}$$

$$T_e = -11,95 \text{ KN}$$

- Travée DE :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_E}{L} = 15,04 \text{ KN}$$

$$T_e = -9,24 \text{ KN}$$

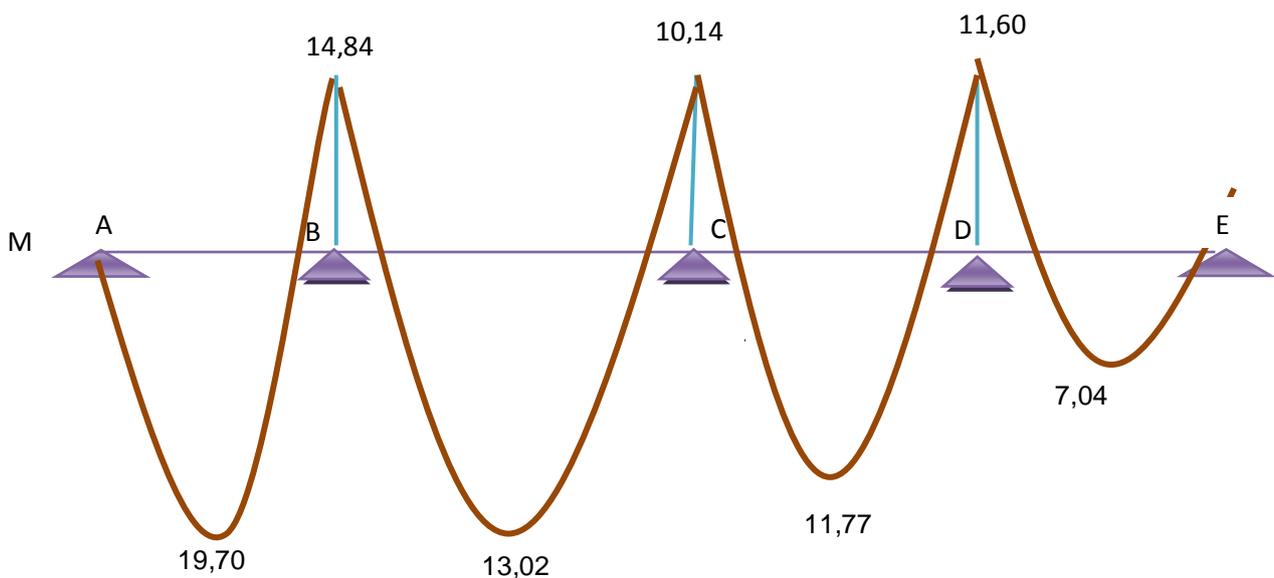


Figure III.19 Diagramme des moments fléchissants M plancher type 3 terrasse [KN.m]

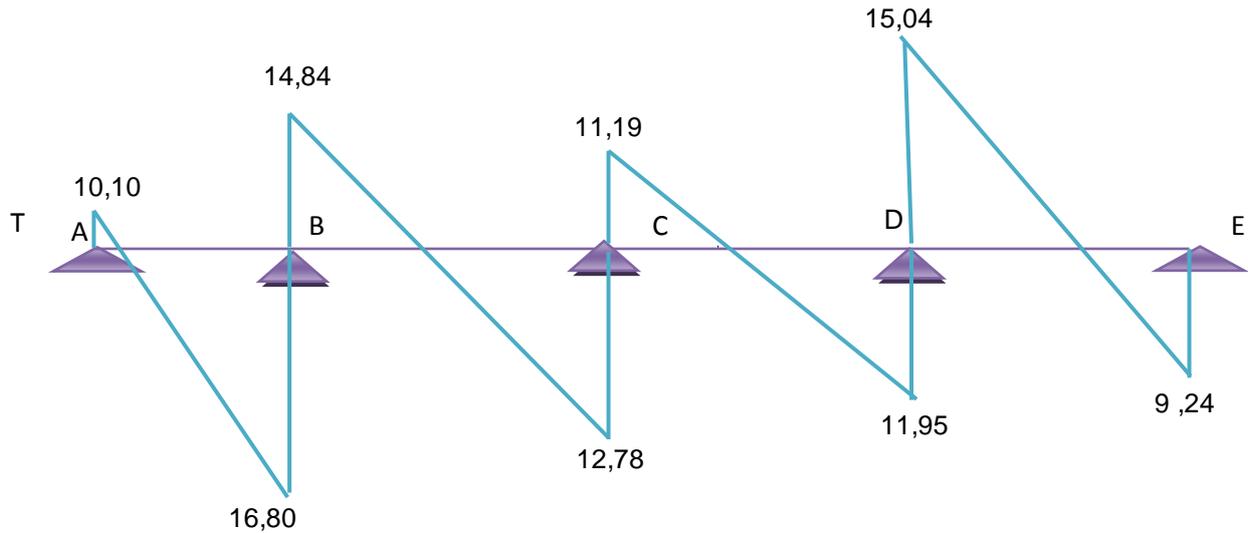


Figure III.20 Diagramme des efforts tranchants plancher type 3 terrasse

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Étage courant	1	14,75	10,83	8,99	8,99	14,89	9,72
	2	16,66	10,94	9,48	9,48	14,29	11,48
	3	19,09	11,39	9,38	9,38	13,66	9,48
terrasse	1	16,45	12,14	9,37	9,37	15,47	10,89
	2	17,26	12,27	9,89	9,89	15,15	13,58
	3	19,70	12,77	14,84	14,84	15,04	10,62

Tableau III. 1 Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux :

III.4 Calcul du ferrailage

III.4.1 E.L.U :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

En travée :

•Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

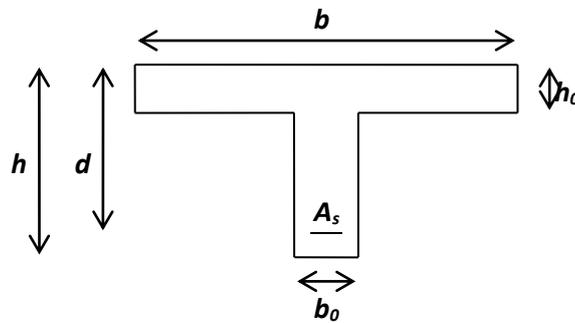


Figure III.21 Dimensions des poutrelles

$$\text{Avc ; } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25MPa \\ ft28 = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}, b = 60 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 4528 \text{ N.m} > M_{tmax} = 19700 \text{ N.m}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension :

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19700}{60 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,07 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0816$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,967$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19700}{0,967 \times 18 \times 348} = 3,25 \text{ cm}^2$$

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 3,25 \text{ cm}^2$$

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

En appui :

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

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

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14840}{12 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,269 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,24$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,904$$

$$\beta = 0,904$$

$$A = \frac{Mt_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14840}{0,904 \times 18 \times 348} = 2,62 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

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

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2,62 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 \longrightarrow $A = 2,26 \text{ cm}^2$

III.4.2 Vérification à E.L.S

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{19700}{12770} = 1,54$$

$$\alpha = 0,0816 < \frac{1,54 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,0816 < 0,52 \Rightarrow c.v$$

En appui :

$$\gamma = \frac{18840}{18840} = 1$$

$$\alpha = 0,24 < 0,25 \rightarrow c.v$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

III.4.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le

B.A.E.L 83, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{15470}{120 \times 180} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} \leq \tau_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow c, v$$

III.4.4 Diamètre des armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,571 ; 1,2 ; 1,2)$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE215

$$\text{Choix : } 2\phi 6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

III.4.5 Ancrage des barres

III.4.5.1 Contrainte d'adhérence limite

Pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{fj}$$

$$\begin{cases} 1 \dots \dots \dots RL \\ 1,5 \dots \dots \dots HA \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 1,8 = 2,43 \text{ MPa.}$$

III.4.5.2 Longueur de scellement droit

C'est la largeur pour assurer un ancrage droit :

$$L_s = \phi \cdot \frac{f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = 1 \cdot \frac{400}{4 \cdot 2,43} = 41,15 \text{ cm}$$

III.4.6 Ancrage des armatures

III.4.6.1 Rayon de courbe minimal

$r = 5,5\phi$ Pour la barre a haute adhérence feE400

$$L_1 = 35 - \frac{\phi}{2} - c - r$$

$$L_1 = 35 - 0,5 - 3 - 5,5 = 26 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow L_1 + 2,56L_3 > L_s - 3,92 \cdot 5,5$$

$$\Rightarrow L_3 = \frac{41,15 - 3,82 \cdot 5,5 - 26}{2,56} = 2,28$$

On prend :

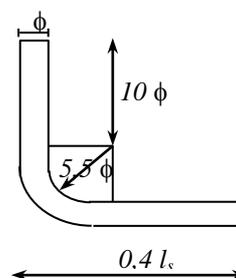


Figure III.22 Schéma de l'ancrage courbe

III.4.6.2 Calcul de l'espacement des armatures transversales

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

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

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 66 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \cdot 215}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 25,53 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min ((16,2); (25,53), (66))$$

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

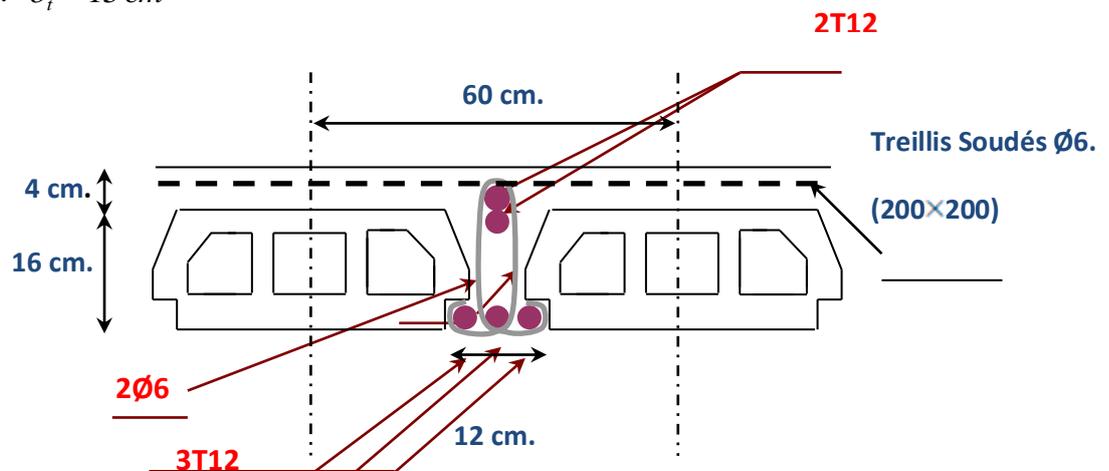


Figure III.23 ferrailage de poutelle

CHAPITRE IV

Étude des éléments non structuraux

IV.1 Escaliers

IV.1.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie verticale est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

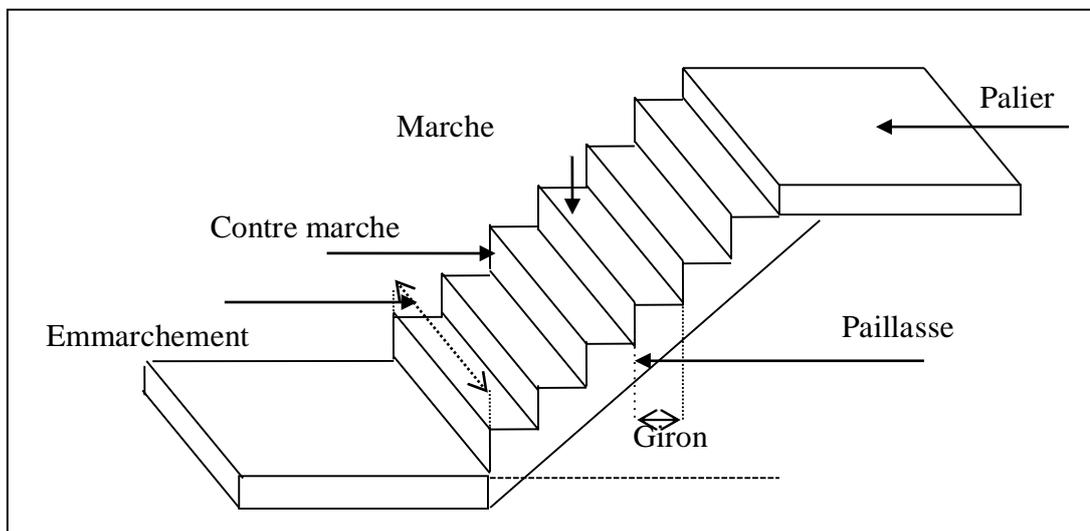


Figure IV-1 : Schéma d'un escalier

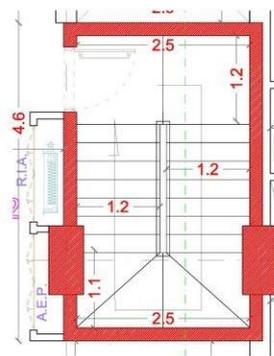


Figure IV-2 Vue en plan d'escalier

IV.1.2 Études des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

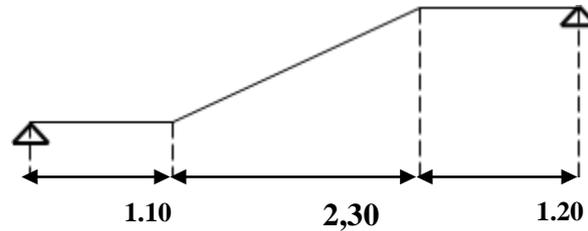


Figure IV-3 Schéma statique d'escalier

IV.1.2.1 Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

$$H = 340/2 = 170 \text{ mm}$$

on prend $h = 18 \text{ cm}$.

$$\text{Donc } n = H/h = 170/18 = 10 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$n-1 = 9 \text{ (nombre de marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = 243/9 \Rightarrow g = 27 \text{ cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$2 \times 18+27 = 63 \text{ cm et que } 59 \text{ cm} \leq 63 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = 18/27 = 0,66 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } 0,66 = 33,66^\circ.$$

IV.1.2.2 Epaisseur de la paillasse et de palier

a. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a : } l = \frac{230}{\cos\alpha} = 276,44 \text{ cm.}$$

$$9,21 \leq ep \leq 13,82 \quad \text{on prend } ep = 15.$$

b. Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{12}{\cos\alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 14,42 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$$

On adopte $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm.}$

IV.1.2.3 Descente de charge

a. volée

désignation	Ep (m)	densité KN m ³	poids KN m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse ep x 25 cosα	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches h ₂ x 22	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre ep/cosα	0,02	10,00	0,23

Tableau IV.1 Descente de charge (volée)

-charge permanente : $G=7,61 \text{ KN/m}^2$.

-Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_{\text{vol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser vol}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml.}$$

b. Palier

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier $ep \times 25$	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
nduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

Tableau IV.2 Descente de charge (palier)

- charge permanente : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$.

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$q_{\text{upal}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,31 \text{ KN/ml}$.

$q_{\text{serpal}} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7.36 \text{ KN/ml}$.

IV.1.2.4 Détermination des sollicitations

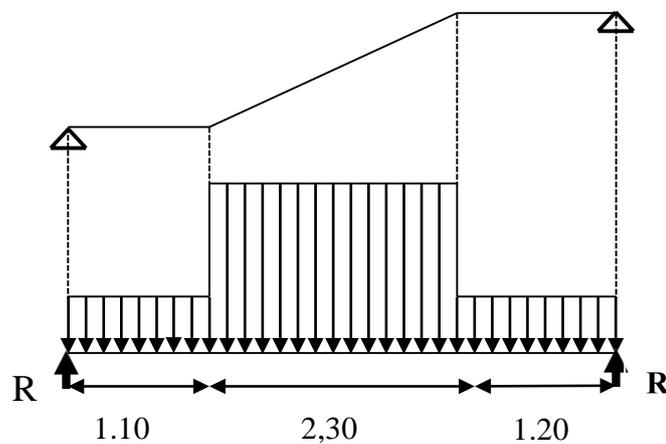


Figure IV.4 Schéma statique de l'escalier

a. E.L.U :

Réactions des appuis

$$\Sigma Fv = 0 \Rightarrow Ra = Ra + Rb = (q2 \times 1,10) + (q1 \times 2,30) + (q2 \times 1,20)$$

$$Ra + Rb = 55,97 \text{ KN}$$

$$\Sigma MB = 0$$

$$Ra = \left[\frac{(1,20)^2}{2} \cdot q2 + 2,30 \left(\frac{2,30}{2} + 1,20 \right) q1 + 1,10 \left(\left(\frac{1,10}{2} + 2,30 + 1,20 \right) q2 \right) \right] / 4,60$$

$$Ra = 28,99 \text{ KN}$$

$$Rb = \left[\frac{(1,10)^2}{2} \cdot q2 + 2,30 \left(\frac{2,30}{2} + 1,10 \right) q1 + 1,20 \left(\left(\frac{1,20}{2} + 2,30 + 1,10 \right) q2 \right) \right] / 4,60$$

$$Rb = 27,89 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1,10$

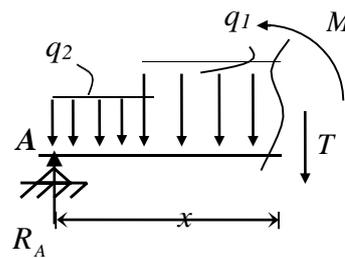
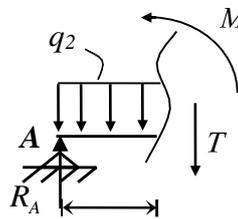
$$\left\{ \begin{aligned} T(x) &= R_A - q_2 x \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M(x) &= R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{aligned} \right.$$

- $1,10 \leq x \leq 3,40$

$$T(x) = Ra - 1,10 q2 - q1(x-1,10)$$

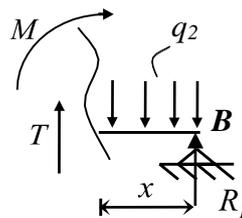
$$M(x) = Ra x - 1,10 (x - 1,10/2) q2 - (x-1,10)^2/2 q1$$



- $0 \leq x \leq 1,20$

$$\left\{ \begin{aligned} T(x) &= -R_B + q_2 x \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M(x) &= -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{aligned} \right.$$



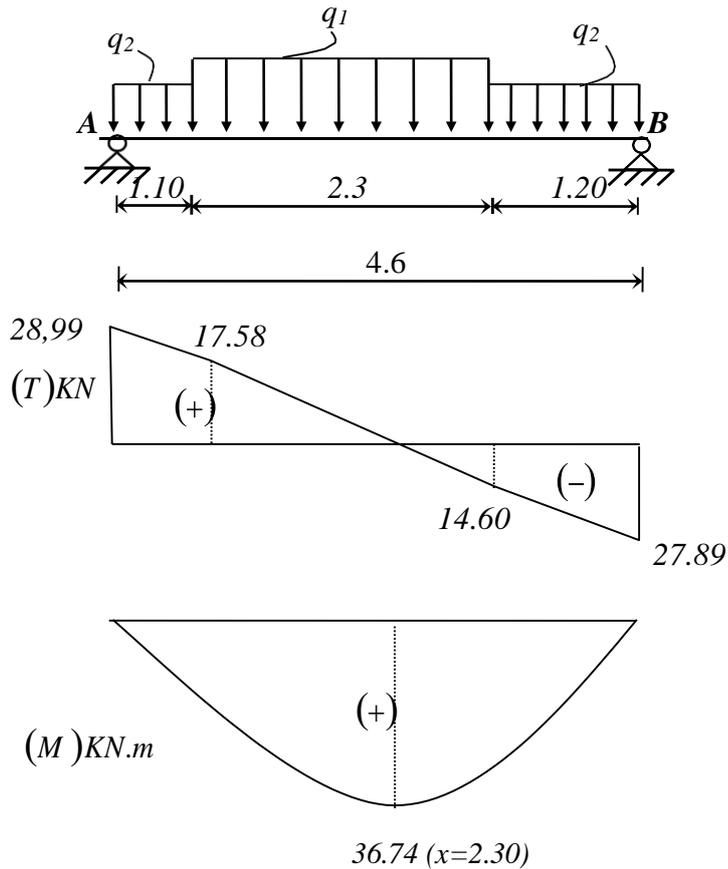


Fig IV-5 Diagrammes des sollicitations escalier à l'ELU

Tableau IV.3 Effort tranchant et moment fléchissant escalier à l'ELU

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	28.99	28.99	0	28.99	36.74	11.02	29.39
1.10	-	17.58	25.65				
2.30	-	0	36.74				
3.40	-	-14.60	29.22				
4.6	27.89	-27.89	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

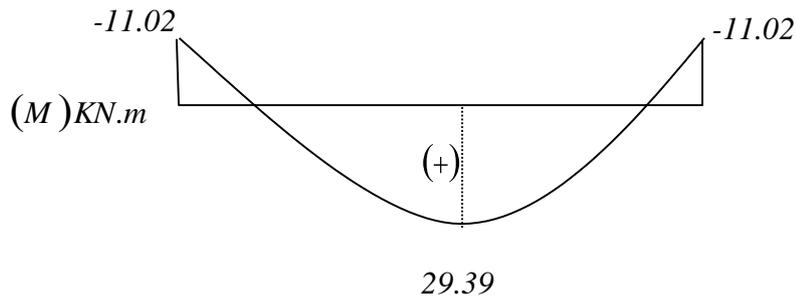


Fig IV. 6 Diagramme des moments retenus d'escalier à l'ELU

b. E.L.S

Réactions des appuis

$$\Sigma Fv = 0 \Rightarrow Ra = Ra + Rb = (q2 \times 1,10) + (q1 \times 2,30) + (q2 \times 1,20)$$

$$\Sigma Fv = 0 \Rightarrow Ra + Rb = (q2 \times 1,10) + (q1 \times 2,30) + (q2 \times 1,20)$$

$$Ra + Rb = 55,96 \text{ KN}$$

$$\Sigma Ma = 0 \Rightarrow Ra = \left[\frac{(1,20)^2}{2} \cdot q2 + 2,30 \left(\frac{2,30}{2} + 1,20 \right) q1 + 1,10 \left(\frac{1,10}{2} + 2,30 + 1,20 \right) q2 \right] / 4,60$$

$$\Rightarrow Ra = 28,07 \text{ KN}$$

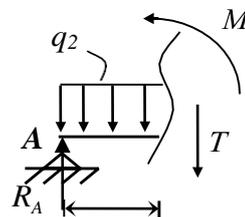
$$\Sigma Mb = 0 \Rightarrow Rb = \left[\frac{(1,10)^2}{2} \cdot q2 + 2,30 \left(\frac{2,30}{2} + 1,10 \right) q1 + 1,20 \left(\frac{1,20}{2} + 2,30 + 1,10 \right) q2 \right] / 4,60$$

$$\Rightarrow Rb = 27,89 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1,10$

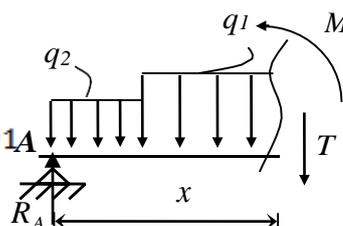
$$\begin{cases} T(x) = Ra - q2 \cdot x \\ M(x) = Ra \cdot x - q2 \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



- $1,1 \leq x \leq 3,4$

$$T(x) = Ra - 1,10q2 - q1(x - 1,10)$$

$$M(x) = Ra \cdot x - 1,10 \left(x - \frac{1,10}{2} \right) q2 - \frac{(x - 1,10)^2}{2} \cdot q1$$



• $0 \leq x \leq 1,20$

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

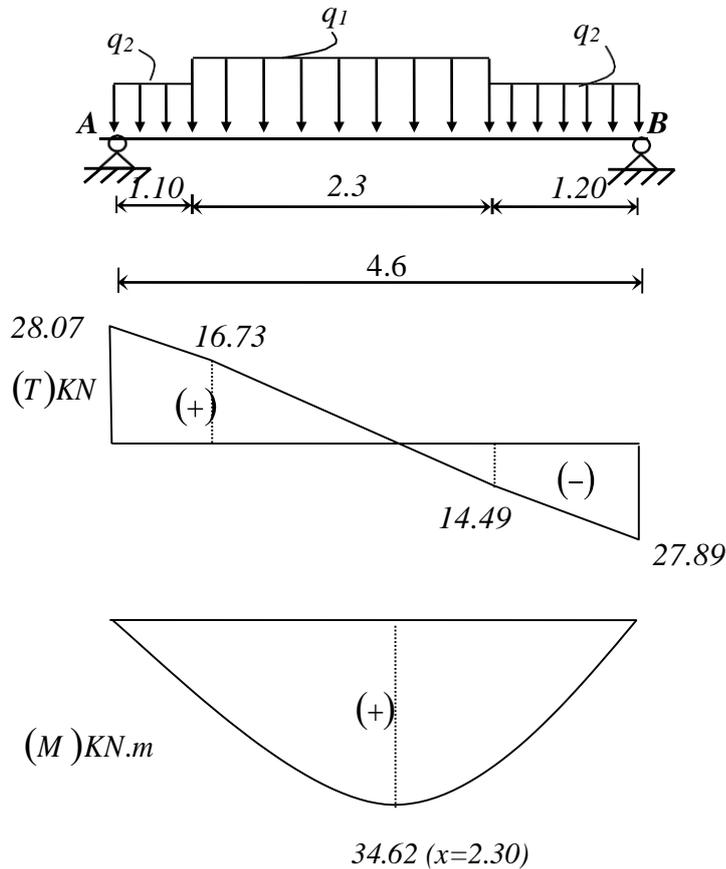
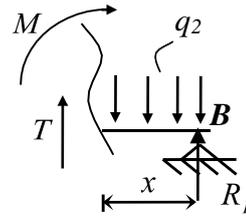


Fig IV-7 Diagrammes des sollicitations à l'ELS

Tableau IV.4 Effort tranchant et moment fléchissant escalier à l'ELS

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	28.07	28.07	0	28.07	34.62	10.39	27.70
1.10	-	16.73	24.65				
2.30	-	0	34.62				
3.40	-	-14.49	26.04				
4.6	27.89	-27.89	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit

en travée : $M_t = 0.8_0$

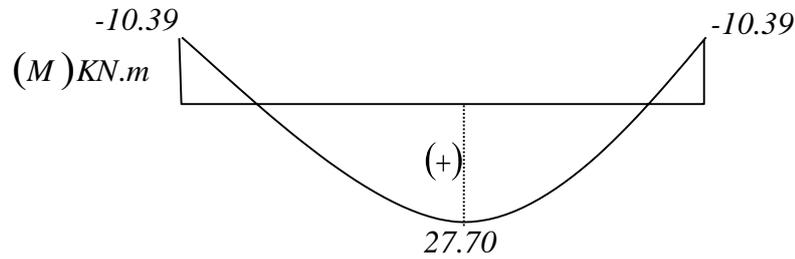


Fig IV-8 Diagramme des moments retenus à l'ELS

Conclusion :

(E.L.U) :

$$M_t \text{ max} = 36.74 \text{ kn.m}$$

$$M_a \text{ max} = 11.02 \text{ kn.m}$$

$$T_{\text{max}} = 28.99 \text{ kn}$$

(E.L.S) :

$$M_t \text{ max} = 34,62 \text{ kn.m}$$

$$M_a \text{ max} = 10,39 \text{ kn.m}$$

$$T_{\text{max}} = 28,07 \text{ kn}$$

IV.1.2.5 Calcul de ferrailage volée

a. E.L.U

a.1 En travée

$$\mu = 36,74 \times 10^3 / 100 \times (13,5)^2 \times 14,2 = 0,142 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A) n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,193$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,92$$

$$\sigma_s = \frac{Y_s}{f_e} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = M_t / \beta \cdot d \cdot \sigma_s = 36740 / 0,92 \times 13,5 \times 348 = 8,5 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{max}(A_{cal}, A_{min}) = 8,5 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 esp 20.

T14 → e = 20 cm ≤ min [3h ; 33 cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Ar : 6T8 → Ar = 3,02 cm²/ml

T8 → e = 25 cm ≤ min [4h ; 45 cm] = min [60 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

a.2 En appui

$$\mu = \frac{11,02 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,02} = 0,04$$

⇒ 0,04 < μ_l = 0,392 (acier FeE400)

$$\alpha = 0,051 \quad ; \quad \beta = 0,97$$

$$A = \frac{M_{at}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11020}{0,97 \times 13,5 \times 348} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,42 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal}, A_{min}) = 2,42 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 esp 25.

$$A_{rep} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Ar : 2T8 → Ar = 1,01 cm²/ml

T8 → e = 25 cm.

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{36,74}{34,62} = 1,06$$

$$\alpha = 0,154 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,193 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **Vérification les efforts tranchants**

$$T_{max} = \frac{qul}{2} = 28,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Remarque :** Les marches ferrailent constructivement avec T10 et $\phi 8$.

IV.1.2.6. Étude de la poutre palière :

IV.1.2.6.1 Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{250}{10} \leq h \leq \frac{250}{10} \text{ on prend } h = 25\text{cm}$$

$$0,4ht \leq b \leq 0,8ht \Rightarrow 10 \leq b \leq 20 \quad \text{on prend } b = 20 \text{ cm}$$

IV.1.2.6.2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm} > 20 \text{ cm, on prend } b=25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 25 \text{ cm pas } \geq 30 \text{ cm, on prend } h_t = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit $l = 330 \text{ cm}$

Suivant R.P.A : $\min (h, b) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

IV.1.2.6.3 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_{BU} = 21.52 \text{ KN/m.}$

$R_{BS} = 15.44 \text{ KN/m.}$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}$

On a : $q_u = 1,35 \times 1.87 + 1,5 \times 2,5 + 21.52 = 27.79 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 1.87 + 2,5 + 15.44 = 19.87 \text{ KN/m}$

IV.1.2.6.4 Calcul des sollicitations

a. E.L.U

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 37.82 \text{ KN.m}$$

$M_t = 0,8 \cdot M_0 = 30.25 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 11.34 \text{ KN.m.}$

$T_x = ql/2 = (27.79 \times 3.3) / 2 = 45.85 \text{ KN}$

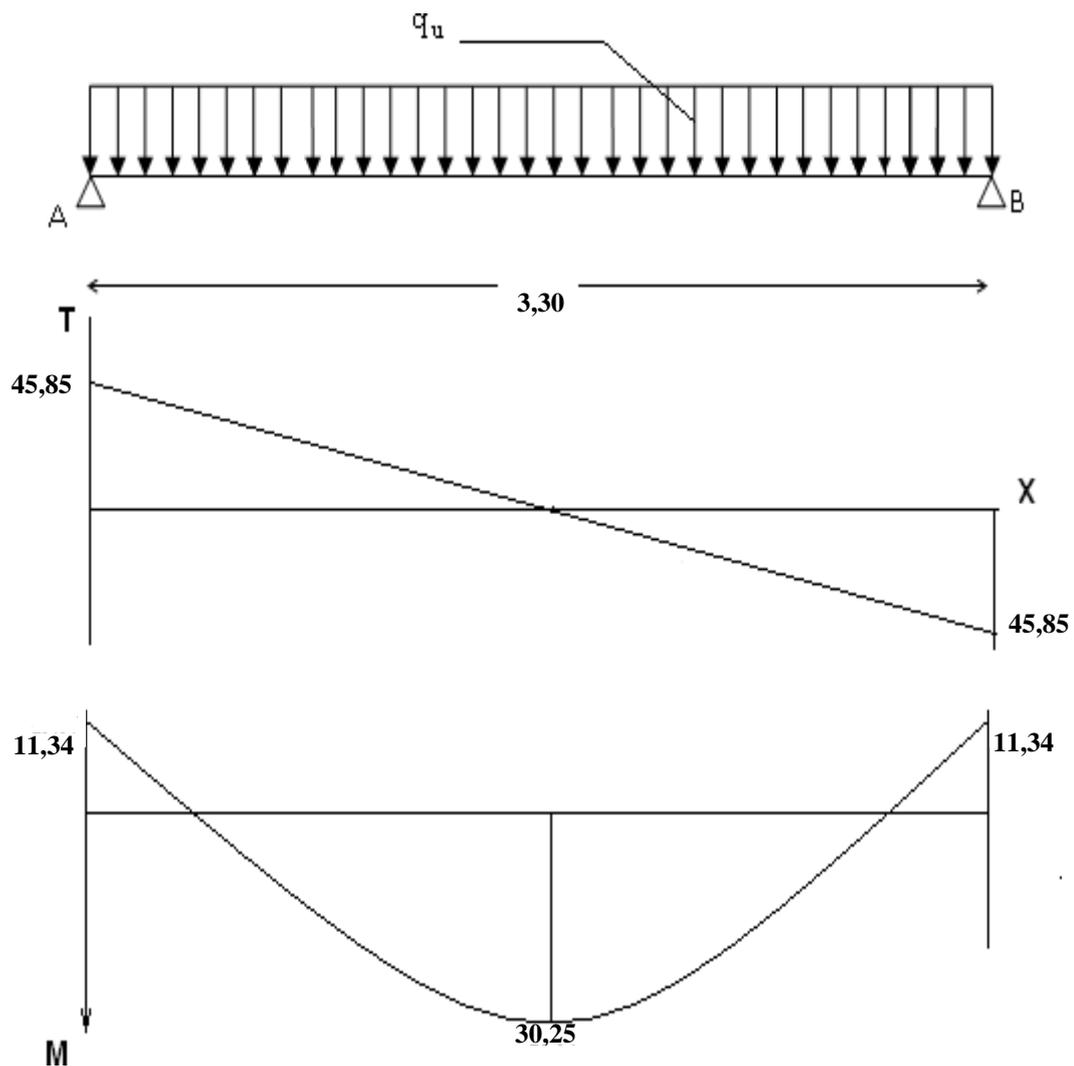


Figure IV.9 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière à l'ELU

b.2 E.L.S

$$M_0 = \frac{q_{us} \cdot l^2}{8} = 27.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_0 = 21.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 8.11 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_{us} \cdot l / 2 = (19.87 \cdot 3.3) / 2 = 32.78 \text{ KN}$$

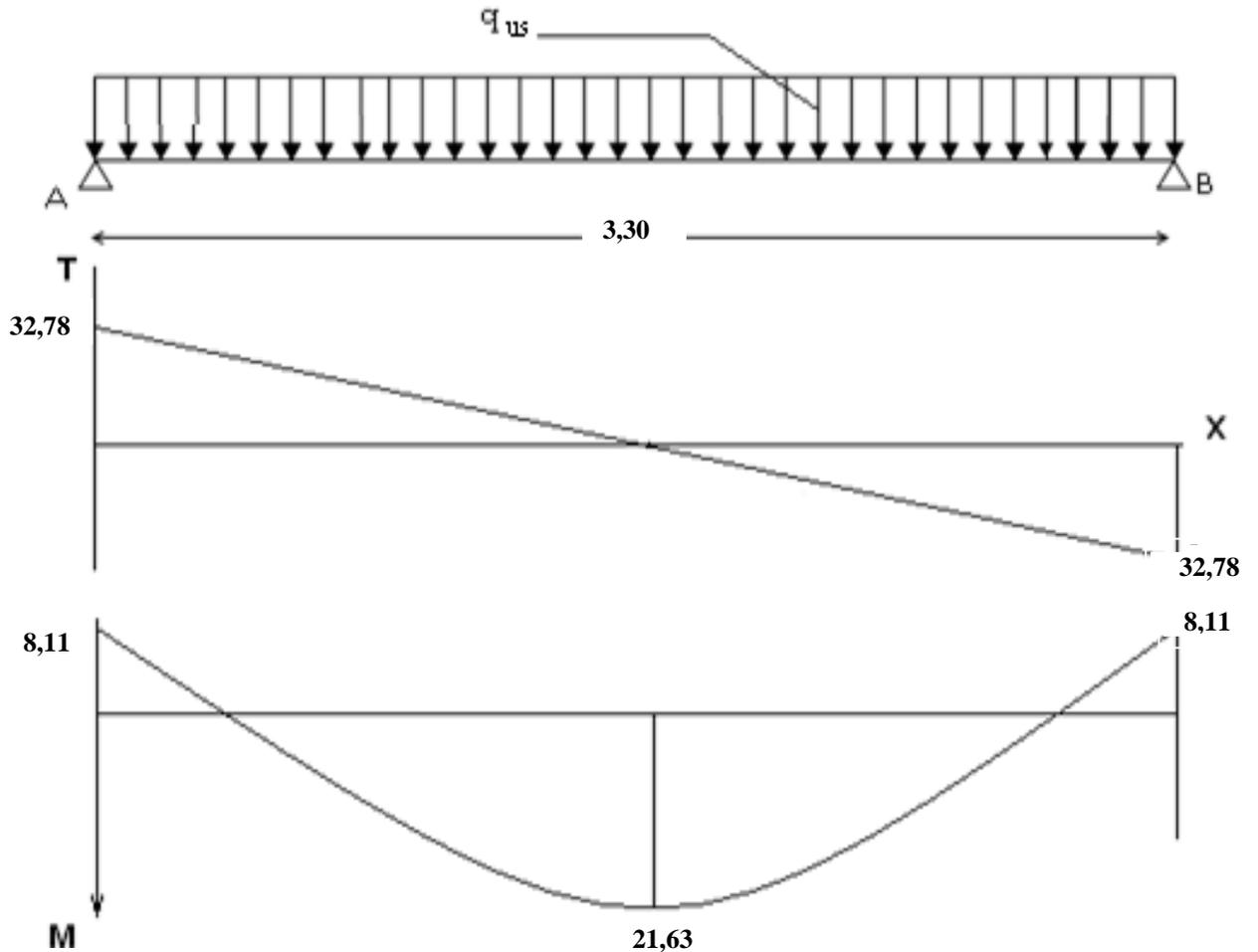


Figure IV.10 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière à l'ELS

IV.1.2.6.5 Calcul du ferrailage poutre palière:

a. E.L.U :

a.1 En travée

$$\mu = \frac{30,25 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,11 < \mu l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A) n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{y_s}{f_e} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30250}{0,93 \cdot 13,5 \cdot 348} = 6,86 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{max}(A_{cal} ; A_{min}) = 6,86 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{11,34 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A) n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,97$$

$$\sigma_s = \frac{y_s}{f_e} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11340}{0,97 \times 13,5 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{max}(A_{cal} ; A_{min}) = 2,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

b. E.L.S :

Fissuration peu nuisible

Section rectangulaire

Flexion simple

FE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = 1,39$$

$$\alpha = 0,15 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,05 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **Vérification l'effort tranchant:**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 45,85 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = 0,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,33 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 128,5 \text{ mm} \\ b/10 = 35 \text{ mm} \\ \phi_{\lambda} = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T8 $\rightarrow 1,00 \text{ m}^2$

- **Calcul de l'espacement :**

$$\delta \leq \min \begin{cases} \min(0,9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot 0,4} = 16,78 \text{ cm} \\ A_t \cdot 0,3 f_e \\ \frac{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})}{\dots} \end{cases}$$

Soit $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

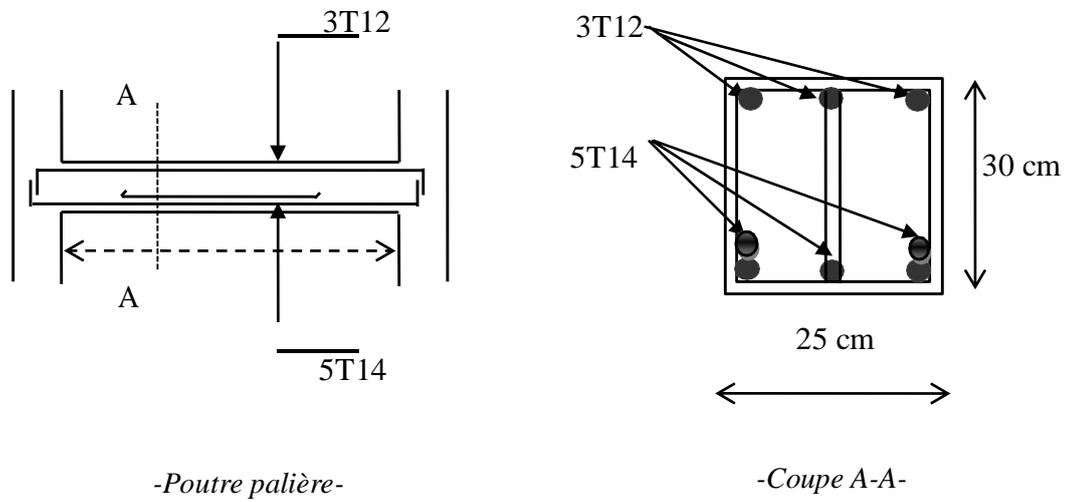


Figure IV.11 Ferrailage de la poutre palière

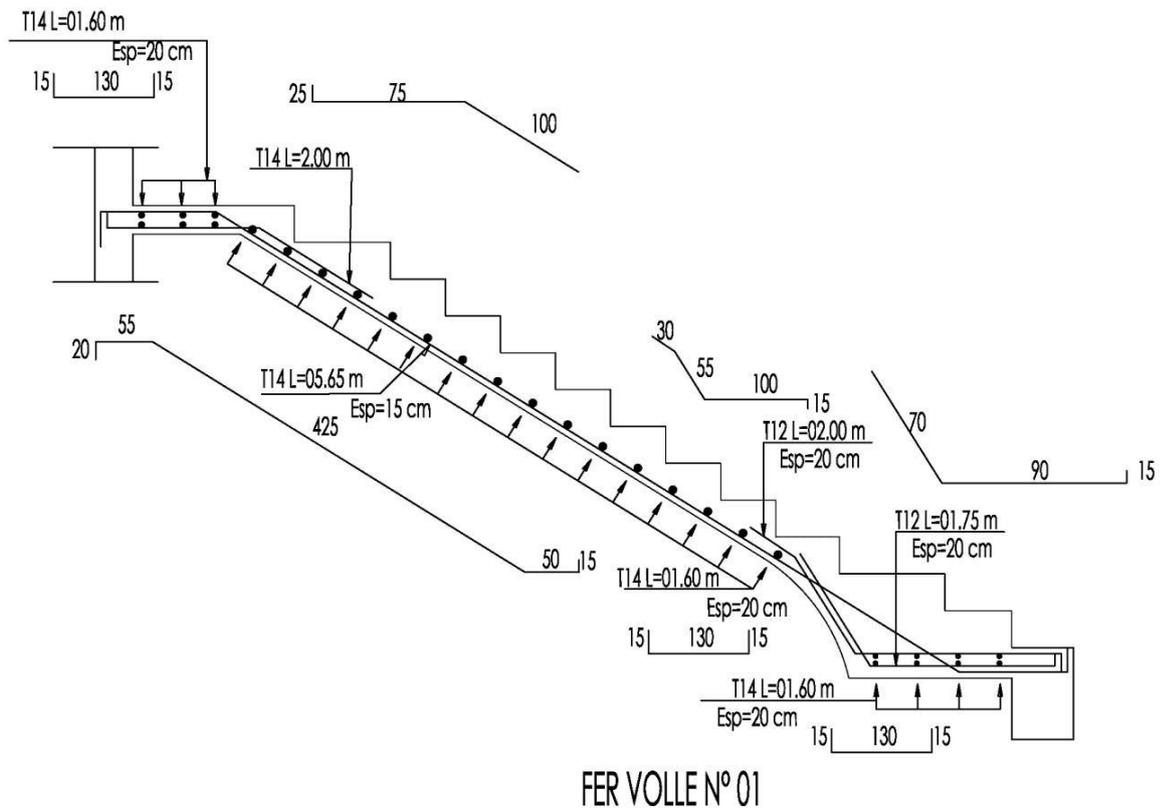


Figure IV.12 Ferrailage volée 1

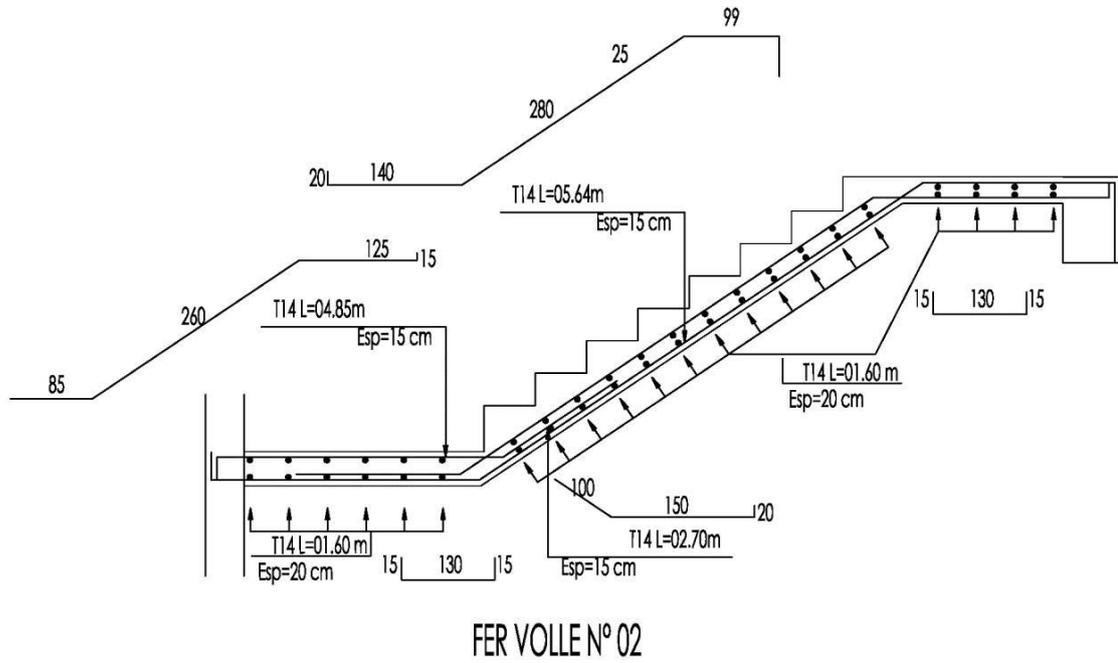


Figure IV.13 Ferrailage volée 2

IV.2 Acrotère :

IV.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base (le plancher terrasse).

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment due à la surcharge (Q).

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.
- Protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales grâce à son casse goûte

IV.2.1.1 Principe de calcul :

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre «**WP**» et un moment de flexion de l'application de la charge «**FP**». À partir de l'article (6.2.3) de RPA99 version 2003 impose l'application de la force horizontale **FP** pour le calcul secondaire. Dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

$$F_P = 4 * A * C_P * W_P$$

Tel que:

A : coefficient d'accélération de zone, zone I

groupe d'usage 2 donc A=0,08

C_P : facteur de force horizontal C_P=0.8

W_P : poids de l'élément considéré.

Le calcul sera fait pour une bande de 1m et d'une épaisseur de 10cm. Les surcharges sont estimées de Q=1KN/ml

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15)$$

$$S = 0.1m^2$$

Géométrie	
La hauteur h	60cm
L'épaisseur h_o	15cm
L'enrobage c	2cm
La surface S	0.1m ²
L'enrobage $C = C'$	2cm

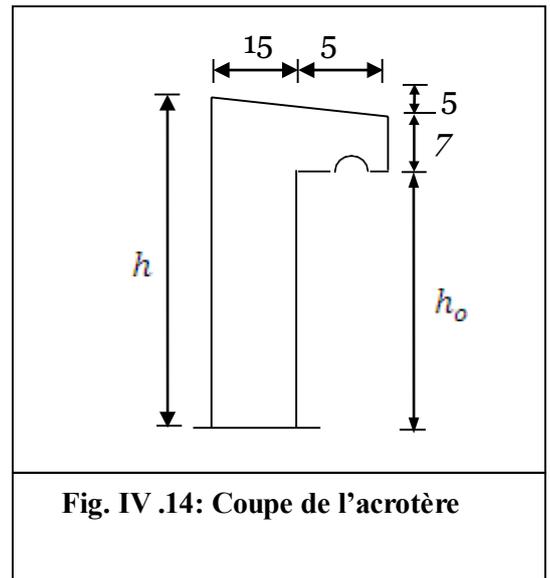


Fig. IV .14: Coupe de l'acrotère

Matériaux	
Béton de résistance f_{c28}	25MPa
Acier de limite élastique f_e	400MPa

IV.2.2 Ferrailage

IV.2.2.1. Sollicitation

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumise au poids propre et la surcharge d'exploitation. le calcul se fait par un% bande de 1 m.

*Selon R.P.A on a :

WP : Le Poids Propre de l' Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération «Groupe d'Usage 2 ;

Zone I» $\Rightarrow A = 0,08$

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ;

CP = 0,8.

WP = $25 \times 0,1 = 2,5$ KN/ml.

F_p = $4 \times 0,08 \times 0,8 \times 2,5 \Rightarrow F_p = 0,64$ KN/ml.

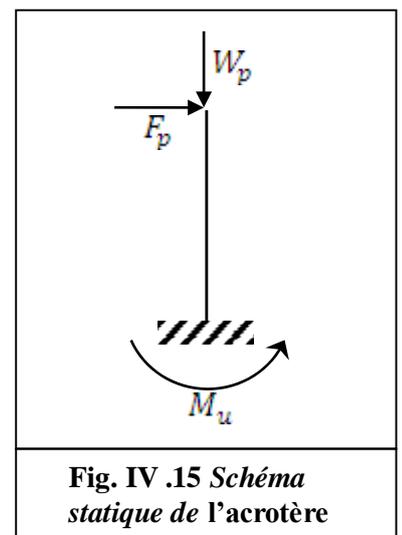


Fig. IV .15 Schéma statique de l'acrotère

<i>E.L.U</i>		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	3,375 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	0,96KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	0,576 KN.m

Tableau IV.5 Sollicitations acrotère à l'ELU

<i>E.L.S</i>		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2,5 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	0,64 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,384 KN.m

Tableau IV.6 Sollicitations acrotère à l'ELS

IV.2.2.2 Calcul de l'excentricité

- *L'excentricité de 1^{er} ordre :*

$$e_1 = M_u / N_u = 0,17m$$

- *L'excentricité additionnelle :*

$$e_a = \text{Max}(2cm; l/250) = 2cm$$

- *L'excentricité de 2^{ème} ordre :*

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$l_f = 2l = 1,2m ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0,00144m$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,192m$$

$$\begin{cases} e_o = 0,341m \\ \frac{h_o}{2} - C' = 0,08m \end{cases} \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{La section partiellement comprimée}$$

IV.2.2.3 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

- *E.L.U :*

$$e_{uA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0,386m$$

$$M_{uA} = N_u e_{uA} = 1,3KN.m$$

- *E.L.S* :

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 0,288m$$

$$e_{sA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0,333m$$

$$M_{sA} = N_s e_{sA} = 0.83KN.m$$

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : <ul style="list-style-type: none"> ➤ $\mu \leq \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » ➤ $\mu \geq \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires » 	$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = 0.006$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0.007$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y=0.0008m$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0.4\alpha)$	$Z_b=0.119m$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{uA} / Z_b f_{su}$	$A_u = 0.313 cm^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.665 cm^2$
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
6T6 $\Rightarrow A_s = 1.70 cm^2$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0.425 cm^2$
3T6 $\Rightarrow A_s = 0.85 cm^2$		

Tableau IV.7 Calcul de ferrillage acrotère

IV.2.2.4 Vérification à L'ELS

- Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0.1MPa$
Contrainte tangente limite	$Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)$	$2.50MPa$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)$	$0.1 < 2.5$ vérifiée

Tableau IV.8 Vérification de l'effort tranchant à L'ELS

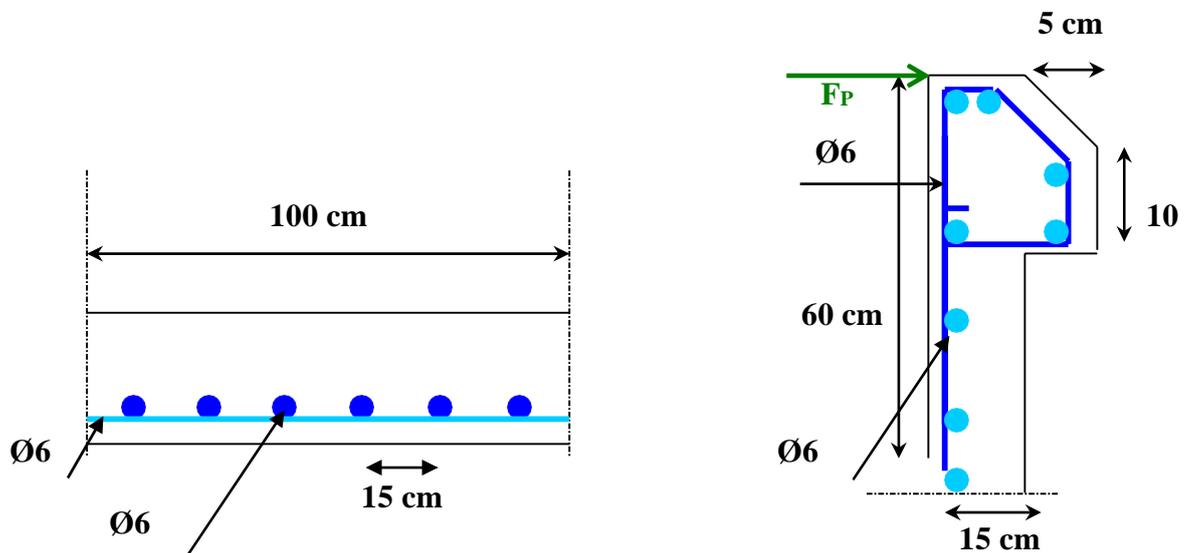


Figure IV.16 Ferrailage de l'acrotère

IV.3 Étude du balcon :

IV.3.1.Introduction :

Le balcon considéré comme console encastrée, constitué d'une dalle pleine, d'épaisseur $e=12$ cm et sollicités par les efforts G , P et le poids W_p suivants :

G : charge permanente du balcon

P : surcharge d'exploitation du balcon.

W_p : charge concentrée du mur = charge permanente.

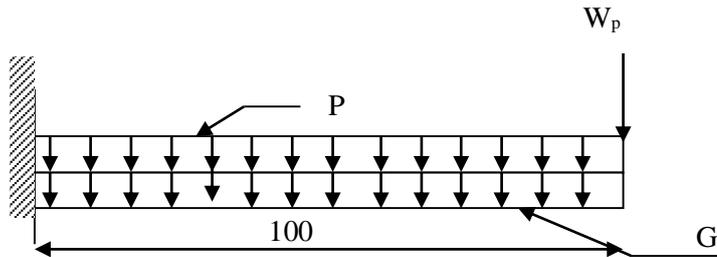


Fig. IV .17 Schéma statique de balcon

IV.3.2.Descente des charges du balcon :

- Dalle pleine (12 cm) : $0,12 \cdot 25000 \dots\dots\dots 3000 \text{ N/m}^2$
- Enduit de plâtre (2 cm) : $0,02 \cdot 15000 \dots\dots\dots 300 \text{ N/m}^2$
- Carrelage (2 cm) : $0,02 \cdot 22000 \dots\dots\dots 440 \text{ N/m}^2$
- Mortier de pose (2 cm) : $0,02 \cdot 20000 \dots\dots\dots 400 \text{ N/m}^2$

***Charge permanente : $G = 4140 \text{ N/m}^2$**
***Sur charge d'exploitation : $Q = 3500 \text{ N/m}^2$**

$W_p = 14000 \cdot (0,10 \cdot 1,3 \cdot 1) = 1820 \text{ N/ml}$ (Poids propre du mur)

IV.3.3. Sollicitations :

a) E.L.U.R :

$q_u = 1,35G + 1,5P = 1,35 \cdot 4140 + 1,5 \cdot 3500 = 10839 \text{ N/ml}$

$W_{pu} = 1,35 \cdot 1820 = 2457 \text{ N/ml}$

b) E.L.S:

$q_{ser} = 1,35[G + P] = 1,35[4140 + 3500] = 7640 \text{ N/ml}$

$W_{pser} = 1820 \text{ N/ml}$

IV.3.4. Ferrailage :

On calcule le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire (100x12) cm²

a) E.L.U.R :

$$M_{u \max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} - W_u \cdot l = -10839 \cdot \frac{(1,00)^2}{2} - 2457 \cdot 1,00 = -7877 \text{ N.m}$$

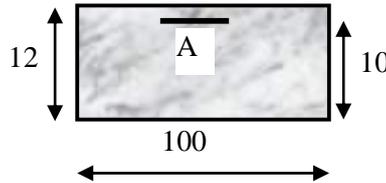
$$\mu = \frac{M_{u \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7877}{100 \cdot 10^2 \cdot 11,33} = 0,069 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu}) = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

$$A_u = \frac{7877}{0,97 \cdot 10 \cdot 348} = 2,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**b. Condition de fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 d \cdot b \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 100 \cdot \frac{1,8}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,035 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

c. E. L. S : On a une fissuration tre préjudiciable \Rightarrow on calcule A_{ser} :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 1/2 \cdot f_e \\ 90 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \end{array} \right\} \Rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ MPa} \\ 152,73 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$\eta = 1,6 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 152,73 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = -7640 \cdot \frac{(1,00)^2}{2} - 1820 \cdot 1,00 = -5640 \text{ N.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{5640}{100 \cdot (10)^2 \cdot 152,73} = 0,003$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,102$$

$$\cos \phi = \lambda^{-3/2} = 0,93 \Rightarrow \phi = 30^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left(240 + \frac{\phi}{3} \right) = 0,28$$

$$K_1 = \frac{15 \cdot (1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 38,57$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{152,73}{38,57} = 3,96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$B_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,90 \Rightarrow A_{ser} \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = 4,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.3.4.1. Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{\min}; A_{ser}) = 4,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_{app} = 4T12 / \text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.3.4.2. Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Le choix : } A_r = 4\phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } St = 25 \text{ cm}$$

IV.3.4.3. Schéma de ferrailages :

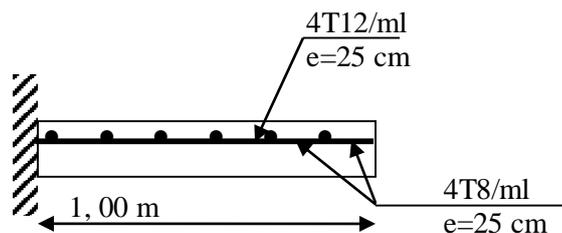


Figure IV.18 Schéma de ferrailage du balcon

IV.3.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = q_u \cdot l + W_{pu} = 10839 \cdot 1,00 + 2457 = 13296 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{d \cdot b} = \frac{13296}{100 \cdot 1000} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ limit}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,933 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ limit}} = 0,933 \text{ MPa} > \tau_u = 0,13 \text{ MPa}$$

- Pas de reprise de bétonnage ;
 - Les dispositions constructives sont supposées respectées.
- ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.4.6. Vérification de la flèche :

On a deux types de flèches dues à la charge concentrée et à la charge répartie.

f_1 : Flèche due à la charge répartie

f_2 : Flèche due à la charge concentrée

I : Moment d'inertie de la section homogène

$$f = f_1 + f_2 = \frac{q.L^4}{8.E.I} + \frac{q.L^4}{3E.I}$$

$$E: 11000 \sqrt[3]{F_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} \Rightarrow E = 32164,20 \text{ MPa}$$

La flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = L / 250 \quad \text{Si } L \leq 2,00 \text{ m}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} + 15.A \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 = \frac{100.(12)^3}{12} + 15.(4,52)(10 - 6)^2 = 15485 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{10839.(1,00)^4 . 10^2}{8.32164,2.15485} = 0,00027 \text{ m} = 0,027 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{2457.(1,00)^4 . 10^2}{8.32164,2.15485} = 0,00006 \text{ m} = 0,006 \text{ cm}$$

$$\text{Si } l \leq 2 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{100}{250} = 0,40 \text{ cm} > f_1 + f_2 = 0,033 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV.4 Étude de l'ascenseur :

La circulation verticale dans des immeubles de construction récente et en grande partie assurés par les ascenseurs. Lors de la planification de tel ensemble.

Vue le nombre assez important d'étage, un ascenseur est obligatoire afin d'assurer le confort et le bien être des usagers.

Les ascenseurs sont classés en plusieurs groupes selon leur usage.

est composé de 3 parties essentielles :

- Le treuil de levage ;
- La cabine ou la benne ;
- Le contre poids.

La cabine et le contre poids sont réunis aux extrémités par une nappe de câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie du treuil. Soit :

P_m : La masse de la cabine +treuil+accessoires + pendentifs+câble = poids mort.

Q : La charge en cabine.

P_p : La masse du contre poids.

$$P_p : P_m + \frac{Q}{2}.$$

Le choix à été porté d'après la norme –NF-P82.208 (tableau, ascenseur et monte charge P.56) sur un ascenseur de charge nominale de : 630 kg, caractérisé par une sur face utile maximale de : 1,66 m², transportant 8 personnes au maximum avec une vitesse de $1,2 \frac{m}{s}$.

La dalle qui supporte l'ascenseur est en béton armé d'épaisseur 15 cm.

Puisque notre ascenseur est destiné principalement au transport des personnes ; il est donc de classe I d'après la norme (NF-P82.209)

La gaine d'ascenseur est de 26,26m, conçue de façon à assuré une protection contre l'incendie et l'isolation acoustique.

Les dimensions de l'ascenseur sont les suivantes :

- Largeur = 1,1 m.
- Profondeur = 1,4 m.
- Hauteur = 2,2 m.
- Largeur de passage libre = 0,8 m.
- Hauteur de passage libre = 2 m.
- Hauteur de course = 37,98 m.

IV.4.1 Évaluation des charges :

La masse de la cabine est composée de la somme des masses suivantes :

La masse de la surface totale des côtés :

Surface latérale : $S_1 = (2.1,4 + 1,1).2,2 = 8,58 m^2$.

$$M_1 = 11,5.8,58 = 98,67 kg$$

Cette masse doit être majorée de 10% d'ou : $M_1 = 1,1.98,67 = 108,54 kg$

La masse du plancher :

Surface du plancher: $S_2 = 1,4.1,1 = 1,54 m^2$.

$$M_2 = 110.1,54 = 169,4 kg$$

3) la masse du toit :

Surface du toit $S_3 = 1,54 m^2$.

$$M_3 = 20.1,54 = 30,8 kg$$

4) La masse de l'arcade : $M_4 = 60 + (80.1,1) = 148 kg$.

5) La masse du parachute : $M_5 = 100 kg$.

6) La masse des accessoires : $M_6 = 80 kg$.

7) La masse des poulies de mouflage : $L_7 = 30.2 = 60 kg$

8) La masse de la porte de cabine : $S_8 = 0,8.2 = 1,6 m^2$

$$M_8 = 80 + 25.1,6 = 120 kg$$

Le poids mort total : $P_m = \sum M_i = 816,74 kg$.

Masse du contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 816,74 + \frac{630}{2} = 1131,74 kg$.

Masse du treuil en haut + moteur : $P = 1200 kg$.

IV.4.2 Choix des câbles :

La charge de rupture est égale au produit de la charge de rupture d'un câble par leur nombre (n) et par type de mouflage (m) (deux brins), donc $m = 2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r = C_r(d'un\ cable).n.m \\ C_r = C_s.M \end{array} \right. \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r = C_s.M \\ \end{array} \right. \quad (2)$$

- C_s : coefficient de sécurité qui doit être au minimaux égal à 12
- M : La somme de la charge utile Q et le poids mort Pm

$$\text{Donc : } C_r = 12.(630 + 816,74) = 17360,88 \text{ kg} \quad Eq(2)$$

Pour obtenir la charge de rupture nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est : 0,85

$$C_r = \frac{17360,88}{0,85} = 20424,56 \text{ kg}$$

La norme NFP (82-210) impose un rapport $\frac{D}{d}$ entre le diamètre primitif de la poulie (D) et le diamètre nominal de câble (d) d'au moins égale à quelque soit le nombre de trous .

$$d = \frac{D}{45} \quad \text{Avec (D) variant de 400 à 800 mm.}$$

On prend : $D = 450 \text{ mm}$

$$\text{Donc : } d = \frac{450}{45} = 10 \text{ mm}$$

D'après le tableau donnant les caractéristiques des câbles, on prend $d = 9,45$ qui a une masse linéaire de (0,293) et une charge admissible totale de $C_{rl} = 4650 \text{ kg}$

De la relation (1) :

$$n = \frac{C_r}{C_{rl(d'uncable)}} = \frac{20424,56}{4650.2} = 2,2 \quad \text{soit 3 Câbles.}$$

Pour compenser les efforts de torsion des câbles, on prévoit en général un nombre pair.

On prend donc $n = 4$

La masse des câbles: $M_c = 4.0,293. 29,74 = 34,85 \text{ kg}$

IV.4.3 Combinaison des charges

1.Charge totale permanente :

$$G = P_p + P_m + M_c + P = 1131,74 + 816,74 + 34,85 + 1200 = 3183,33 \text{ kg}$$

$$G = 3183,33 \text{ kg.}$$

2.Charge d'exploitation :

$$Q = 630 \text{ kg.}$$

a- E.L.U.R :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35.3183,33 + 1,5. 630 = 5242,49 \text{ daN.}$$

b- E.L.S :

$$Q_{ser} = G + Q = 3183,33 + 630 = 3813,33 \text{ daN}$$

IV.4.4 Vérification au poinçonnement :

Il est nécessaire de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement c'est-à-dire l'effet d'une charge concentrée appliquée par des appuis du moteur (moteur à 4 appuis).

On a une condition dite de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91.P.125})$$

Avec : U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen calculé

h : Épaisseur de la dalle.

Q_u : Charge de calcul à l'E.L.U.R

La force « F » concentrée développe un effort tranchant Q_u (de cisaillement) en charge point de la dalle :

$$\Rightarrow Q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{5242,49}{4} = 1310,62 \text{ daN}$$

La section d'appui est de (10.10) cm²

On a : $h = 15 \text{ cm}$

Les dimensions u et v du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle avec un angle d'incidence de 45°

$$\begin{cases} u = u_0 + h_0 \\ v = v_0 + h_0 \end{cases}$$

$$u = v = 10 + 15 = 25 \text{ cm.}$$

$$u_c = 2 (u + v) = 100 \text{ cm.}$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{25}{1,5} = 11250 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow Q_u = 1310,62 \text{ daN} < 11250 \text{ daN}$$

La dalle résiste au poinçonnement, et aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire.

IV.4.5 Calcul des sollicitations à l'E.L.U.R**IV.4.5.1 Sous charge concentrée :**

Soit « P » la charge totale appliquée sur un rectangle centre au centre de la plaque. Les moments engendrés par cette charge se calculent au moyen d'abaques ; obtenus par la méthode de (PIGEAUD). Ces abaques de (PIGEAUD) nous donnent les coefficients (M1) et (M2) selon les rapports $\frac{l_x}{l_y}$, $\frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$ pour chaque

rectangle .

$$\text{à l'E.L.U.R : } v = 0 : \begin{cases} M_{xu} = M_1 \cdot P_u \\ M_{yu} = M_2 \cdot P_u \end{cases}$$

$$\text{à l'E.L.S : } v = 0,2 : \begin{cases} M_{xs} = (M_1 + 0,2M_2) \cdot P_{ser} \\ M_{ys} = (M_2 + 0,2M_1) \cdot P_{ser} \end{cases}$$

• L'E.L.U.R :

On a 4 charges concentrées sur 4 appuis. On adopte donc le système superposition et le rectangle de répartition sur chaque charge est : $u \times v$.

La charge: $P' = \frac{P}{v \cdot u}$ avec $P = Q_u = 1310,62 \text{ daN}$

$$P' = \frac{1310,62}{0,25 \cdot 0,25} = 20969,92 \text{ daN/m}^2$$

$$\begin{cases} l_x = 1,80 \text{ m} \\ l_y = 2,10 \text{ m} \end{cases}$$

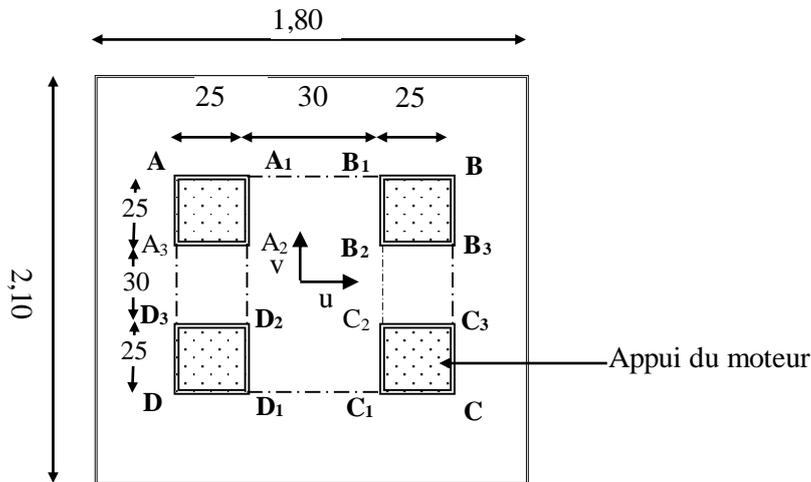


Fig. IV .19 Schéma concentration des charges d'ascenseur à l'ELU

Calcul des moments aux charges concentrés :

Puisque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

$$\begin{aligned} ABCD &= A_1B_1C_1D_1 + A_3B_3C_3D_3 + 4 \cdot AA_1A_2A_3 - A_2B_2C_2D_2 \\ \Rightarrow 4 \cdot AA_1A_2A_3 &= ABCD - A_1B_1C_1D_1 - A_3B_3C_3D_3 + A_2B_2C_2D_2 \\ \Rightarrow 4 \cdot M_{AA_1A_2A_3} &= M_{ABCD} - M_{A_1B_1C_1D_1} - M_{A_3B_3C_3D_3} + M_{A_2B_2C_2D_2} \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,10} = 0,857 \Rightarrow \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{0,25}{1,80} = 0,138 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{0,25}{2,10} = 0,119 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,216 \\ M_2 = 0,150 \end{cases}$$

$$S = U.V = (0,25 . 0,25) \text{ cm}^2$$

RECTANGLE	U/LX	V/LY	M1	M2	S(M ²)	P'.S(KG.M ²)	MX(KG.M)	MY(KG.M)
ABCD	0,444	0,380	0,112	0,081	0,64	13420,74	1503,12	1087,07
A ₁ B ₁ C ₁ D ₁	0,166	0,380	0,160	0,097	0,24	5032,78	805,24	488,17
A ₃ B ₃ C ₃ D ₃	0,444	0,142	0,123	0,109	0,24	5032,78	619,03	548,57
A ₂ B ₂ C ₂ D ₂	0,166	0,142	0,184	0,139	0,09	1887,29	347,26	262,33

Tableau IV.9 calculé moments aux charges concentrées ascenseur

$$\begin{cases} M_{xc} = 1503,12 - 805,24 - 619,03 + 347,26 = 426,11 \text{ daN.m} \\ M_{yc} = 1087,07 - 488,17 - 548,57 + 262,33 = 312,66 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xc} = 4261,1 \text{ N.m} \\ M_{yc} = 3126,6 \text{ N.m} \end{cases}$$

IV.4.5.2. Sous charge répartie :

Le poids propre de la dalle (e = 15 cm) : $G = 0,15 . 2500 = 375 \text{ daN} / \text{m}^2$

La dalle machine non accessible $P = 100 \text{ daN} / \text{m}^2$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.P = (1,35 . 375 + 1,5 . 100) . 1 = 656,25 \text{ daN} / \text{ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{2,1} = 0,85 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x . q_u . l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y . M_x$

$$\begin{cases} M_x = 656,25 . 0,0509 . 1,8^2 = 108,22 \text{ daN.m} \\ M_y = 91,52 . 0,685 = 74,13 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 1082,2 \text{ N.m} \\ M_y = 741,3 \text{ N.m} \end{cases}$$

Les moments totaux appliqués sur la dalle :

$$\begin{cases} M_{xt} = M_{xc} + M_x = 4261,1 + 1082,2 = 5343,3 \text{ N.m} \\ M_{yt} = M_{yc} + M_y = 3126,6 + 741,3 = 3867,9 \text{ N.m} \end{cases}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0,75.M_x = 4007,47 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_y = 2900,92 \text{ N.m}$$

En appui :

$$M_{ax} = -0,5.M_x = -2671,65 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = -0,5.M_y = -1933,95 \text{ N.m}$$

IV.4.6.Ferrailage de la dalle :

IV.4.6.1 E.L.U.R

Sens X :

1. En travée : $M_t = 4007,47 \text{ N.m}$; $d_x = 13,5\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4007,47}{100.13,5^2 \cdot 14,2} = 0,015 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,015} \right) = 0,018$$

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

$$A_{ux} = \frac{M_{tx}}{\beta.d_x \cdot \sigma_s} = \frac{4007,47}{0,992 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d_x \cdot \frac{f_{ij}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures finales

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,85 ; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_{tx} = 4T10/m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $St = 25\text{cm}$

2. En appui :

$$M_{ax} = 2671,65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{2671,65}{100.13,5^2.14,2} = 0,011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2.0,011)}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_{ux} = \frac{2671,65}{0,994.13,5.348} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures finales :

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,57 ; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_{tx} = 4T10/m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $St = 25 \text{ cm}$

Sens Y :

$$d_y = d_x - 1 \text{ cm} = 13,5 - 1 = 12,5 \text{ cm.}$$

1. En travée :

$$M_y = 2900,92 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_y}{b.d_y^2.\sigma_{bc}} = \frac{2900,92}{100.12,5^2.14,2} = 0,013 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases} \quad \alpha = 0,016$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_{uy} = \frac{M_y}{\beta.d_y.\sigma_s} = \frac{2900,92}{0,993.12,5.348} = 0,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures finales :

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,62; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_{tx} = 4T10/m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $St = 25 \text{ cm}$

2. En appui : $M_{ay} = 1933,95 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{1933,95}{100.12,5^2.14,2} = 0,008 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,010$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_{uy} = \frac{1933,95}{0,995.12,5.348} = 0,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures finales :

$$A_{ix} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,41; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Le choix : } A_{ix} = 4T10/m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } St = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'effort tranchant :

• **Sens X :**

$$V_{\max}^x = q \cdot \frac{l_x}{2} + Q_u = 656,25 \cdot \frac{1,8}{2} + 1310,62 = 1901,24 \text{ daN.}$$

$$\tau_u^x = \frac{V_u^x}{b.d_x} = \frac{19012,4}{1000.135} = 0,14 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u^x < \bar{\tau}_u$$

- Pas de reprise de bétonnage ;
 - Les dispositions constructives générales sont supposées respectées ;
- ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.6.2. Calcul des sollicitations à l'E.L.S :

IV.4.6.2.1. Sous charge concentrée :

$$Q_{ser} = G + q = 3813,33 \text{ daN.}$$

$$q_{ser} = \frac{Q_{ser}}{4} = 953,33 \text{ daN.}$$

$$P_{ser} = \frac{q_{ser}}{S} = \frac{953,33}{0,25^2} = 15253,28 \text{ daN} / m^2$$

Pour une bande de 1 ml : $P = 15253,28 \text{ daN} / m^2$

$$\text{On a : } v = 0,2 \text{ à l'E.L.S} \rightarrow \begin{cases} M_{xs} = (M_1 + 0,2.M_2).P' \\ M_{ys} = (M_2 + 0,2.M_1).P' \end{cases}$$

$$\text{Avec : } P' = P_{ser}.S$$

RECTANGLE	U/L _X	V/L _Y	M ₁	M ₂	S(M ²)	P'(DAN.M ²)	MX(DAN.M)	MY(DAN.M)
ABCD	0,444	0,380	0,112	0,081	0,64	9762,09	1251,49	1009,40
A ₁ B ₁ C ₁ D ₁	0,166	0,380	0,160	0,097	0,24	3660,78	656,74	472,24
A ₃ B ₃ C ₃ D ₃	0,444	0,142	0,123	0,109	0,24	3660,78	530,08	489,08
A ₂ B ₂ C ₂ D ₂	0,166	0,142	0,184	0,139	0,09	1372,79	290,75	241,33

Tableau IV.10 Calcul des sollicitations à l'E.L.S ascenseur

$$\text{Donc : } M_{xc} = 355,42 \text{ daN.m}$$

$$M_{yc} = 289,41 \text{ daN.m}$$

2. charge répartie :

$$Q_{ser} = G + P = 375 + 100 = 475 \text{ daN} / ml$$

Pour une bande d'un mètre $q_{ser} = 475 \text{ daN} / ml$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = 0,85 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

- Dans le sens de la petite portée $M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\begin{cases} M_{tx} = 78,33 + 355,42 = 433,75 \text{ daN.m} \\ M_{ty} = 53,65 + 289,41 = 343,06 \text{ daN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0,75.M_x = 325,31 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_y = 257,29 \text{ daN.m}$$

En appui :

$$M_{ax} = 0,5.M_x = 216,87 \text{ daN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5.M_y = 171,53 \text{ daN.m}$$

IV.4.7.6.2 Vérification à l'E.L.S :

a.Sens X :

En travée : $M_{sert} = 325,31 \text{ daN.m}$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on calcule A_{ser} .

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ pour les H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{3253,1}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 201,63} = 0,00088$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,026$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0,96 \Rightarrow \varphi = 16,26^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0,159$$

$$K_1 = 15 \cdot \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 79,33$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = 2,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0,947$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{3253,1}{0,947 \cdot 13,5 \cdot 201,6} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

En appui : $M_{sera} = 216,87 \text{ daN.m}$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2168,71}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 201,63} = 0,00059$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,017$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0,97 \Rightarrow \varphi = 14,06^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0,137$$

$$K_1 = 15 \cdot \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 94,48$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = 2,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0,954$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2168,7}{0,954 \cdot 13,5 \cdot 201,6} = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

⇒ Les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent

b. sens y :

même chose que le sens x les armatures calculées à l'ELU convient.

IV.4.7 Calcul du mur voile :

Voile périphérique de la cage d'ascenseur

On prévoit un mur voile d'épaisseur :

$$e \geq \frac{he}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

Soit : $e = 20 \text{ cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,1 \cdot b \cdot \frac{e}{100} = 0,1 \cdot 100 \cdot \frac{20}{100} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prévoit un double quadrillage en (T10) d'espacement $St = 25,25 \text{ cm}$

CHAPITRE V

**Présentation de logiciel robot et
modélisation de la structure**

V.1- Logiciel Robot Structural Analysais 2014 :

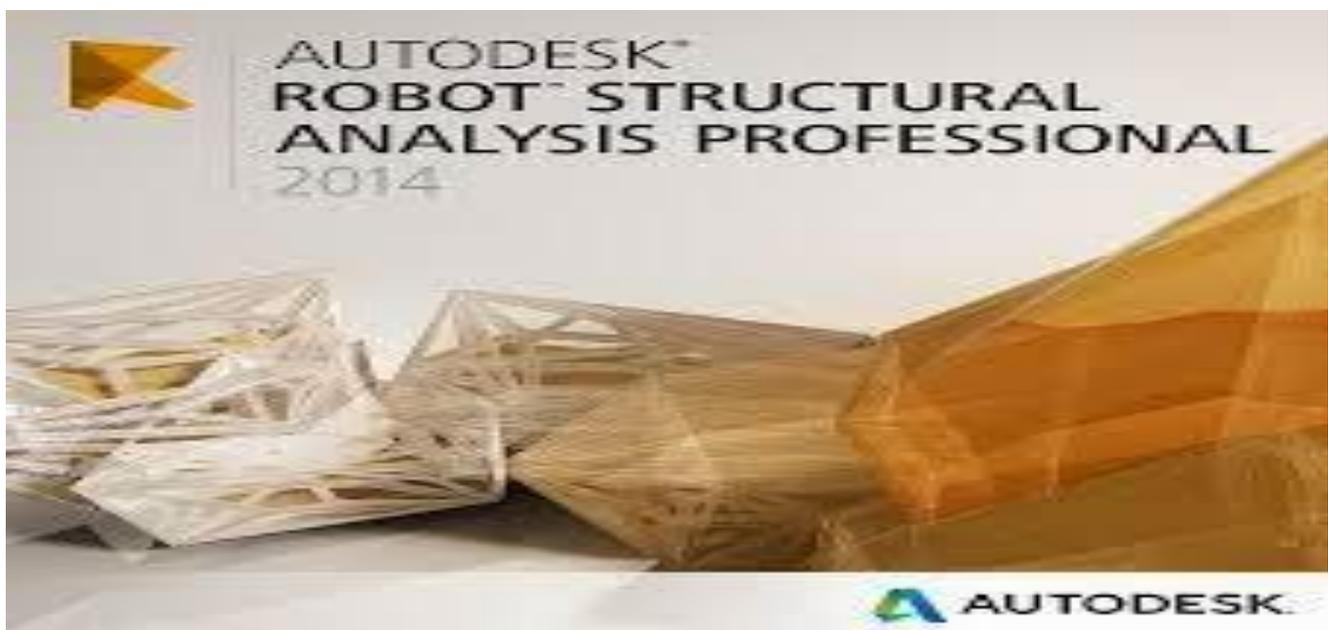
V.1.1.Présentation :

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2014 propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse de structure, évoluées pour des structures vastes et complexes.

Il permet de modéliser des Types de construction en 2D ou 3D composées d'éléments barre, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules spécifiques tels que le dimensionnement de charpente métallique, le calcul des assemblages ou le béton armé.

- ✓ Saisie graphique 2D ou 3D
- ✓ Calcul de structures (RDM)
- ✓ neige et vent, combinaisons automatiques

Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium ...



V.1.2 Modélisation : _

Elément linéaire : barre poutres, câbles –Eléments surfaciques : plaques, coques

- ✓ Panneaux orthotropes
- ✓ Eléments volumiques
- ✓ Opérations d'édition et de sélection puissantes

Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT sont les suivantes :

-définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'édition conçu à cet effet (vous en peut aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO /DAO

- ✓ possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes)
- ✓ possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure
- ✓ possibilité d'effectuer le type de barre lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.
- ✓ possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression ; copie des objets vers les autres logiciels)

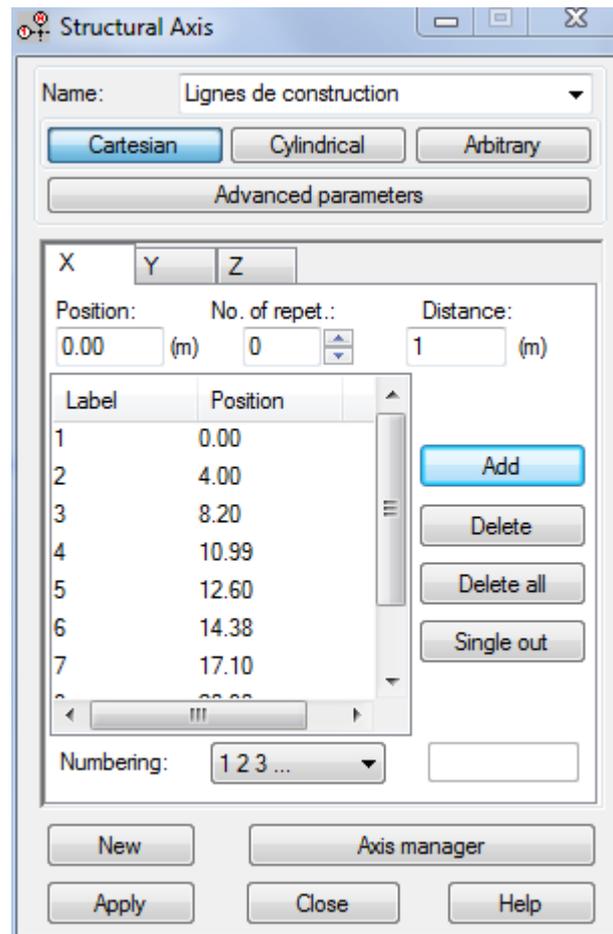
Le système ROBOT regroupe plusieurs parties (modules) spécialisées dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calculs de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

V.2.Étape de travail :

V.2.1.Lignes de construction :

On Va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on clique sur *insérer* pour introduire :

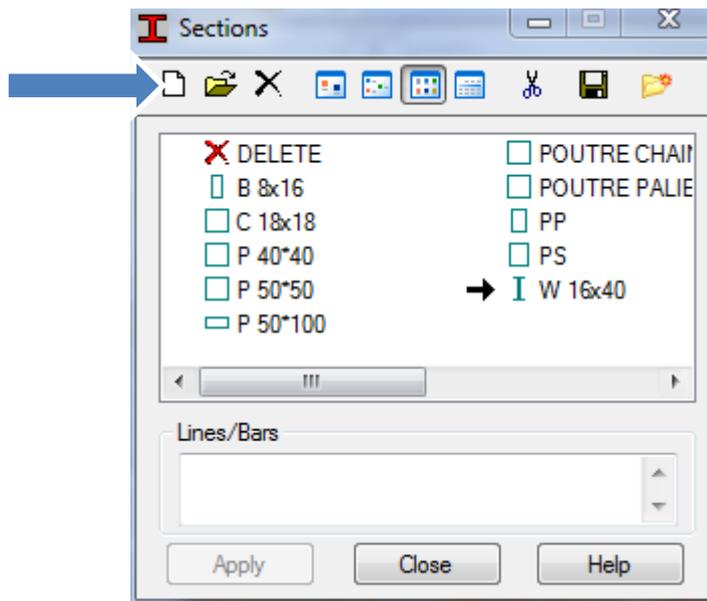




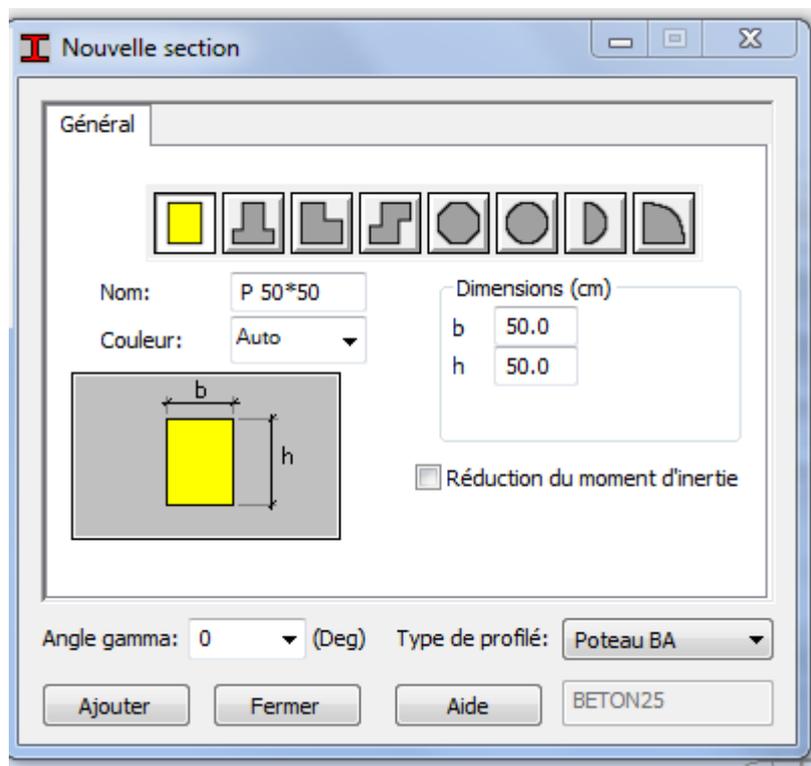
V.2.2. Définition de la section :

On passe maintenant à la définition des sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur

L'icône profilé  :



On clique sur le bouton **définir un nouveaux profil** pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue suivante va apparaître.

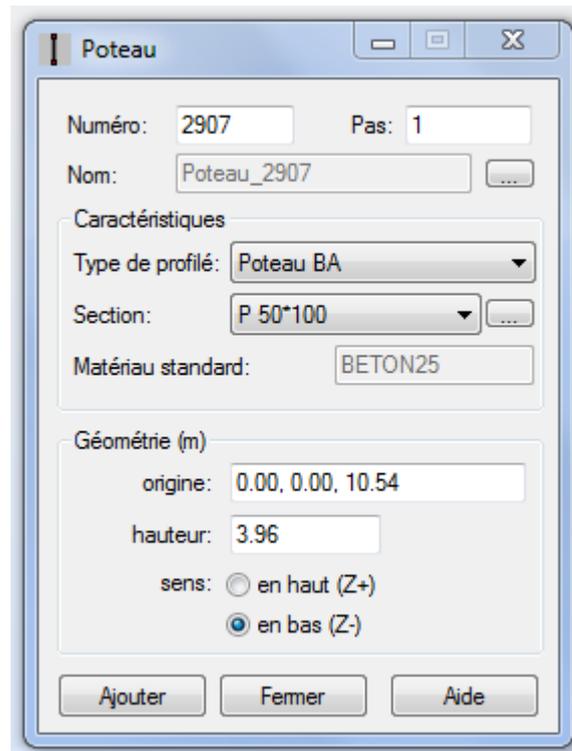


On choisit d'abord le type de la section (poteau, poutre...) par un clic sur l'icône **type du profilé**, après on saisit le nom et les dimensions de la section, dans notre cas :

Poutre principale (30*50) , Poutre secondaire (30*35), poteau (40*40), poteau (50*50), poteau (50*100).

Après la définition des sections on clique sur l'icône **élément de construction** et après en

clique sur icone poteau  Pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de  notre structure



Poteau

Numéro: 2907 Pas: 1

Nom: Poteau_2907

Caractéristiques

Type de profilé: Poteau BA

Section: P 50*100

Matériau standard: BETON25

Géométrie (m)

origine: 0.00, 0.00, 10.54

hauteur: 3.96

sens: en haut (Z+) en bas (Z-)

Ajouter Fermer Aide

On sélectionne le type de profilé et la section de chaque élément de la structure et la hauteur de étage, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure poteau par le point origine, extrémité mais graphiquement.

Et c'est la même chose pour la poutre en sélection icone poutre : 

Poutre

Numéro : 2907 Pas: 1

Nom: Poutre_2907

Caractéristiques

Type de: Poutre BA

Section: B 30x50

Matériau par défaut: BETON

Géométrie (m)

origine: 0.00, 0.00, 30.94

extrémité:

Poutres horizontales

Étirement

Ajouter Fermer Aide

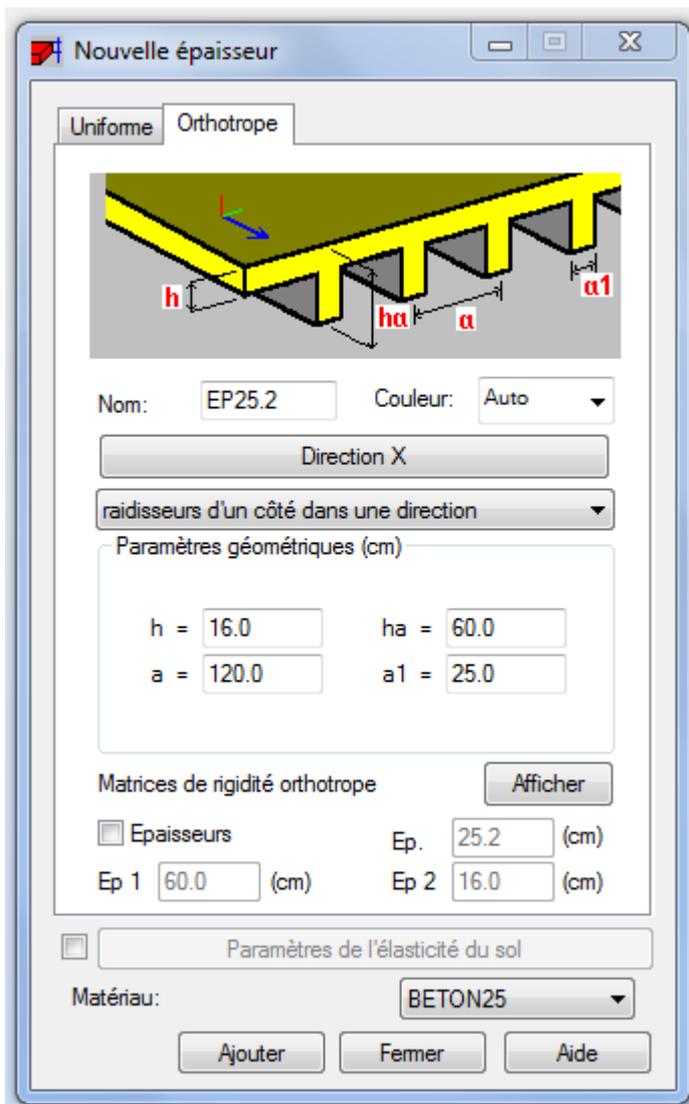
C'est la même procédure que les poteaux mais en dessin la poutre avec deux nœud.

V.2.3. Définir les planchers et les voiles :

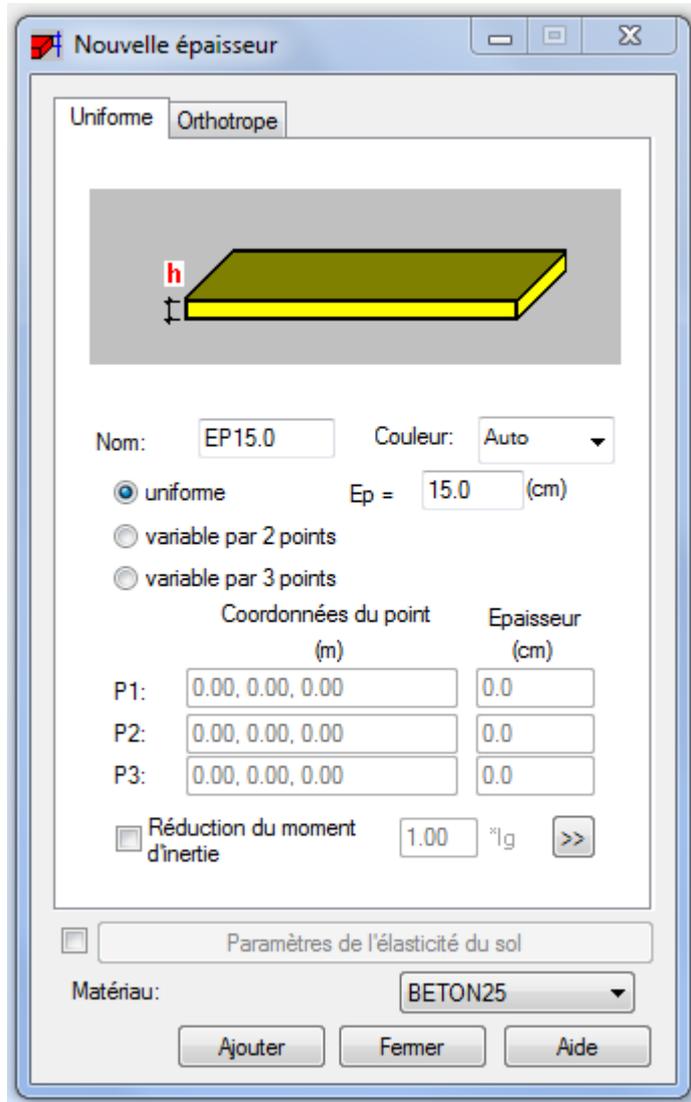
Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône  **Épaisseur EF**

On clique sur nouvelle épaisseur et **orthotrope** pour **définir le plancher corps creux** et on

Choisit la direction de ferrailage poutrelle dans notre cas dans les sens de direction Y.

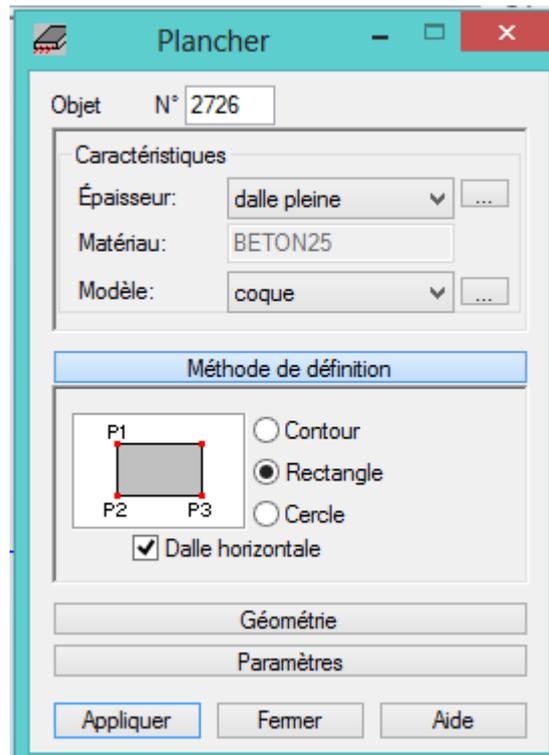


Et pour les dalle plein et les voile et le balcon en clique sur nouvelle Epaisseur **EF** et **uniforme**



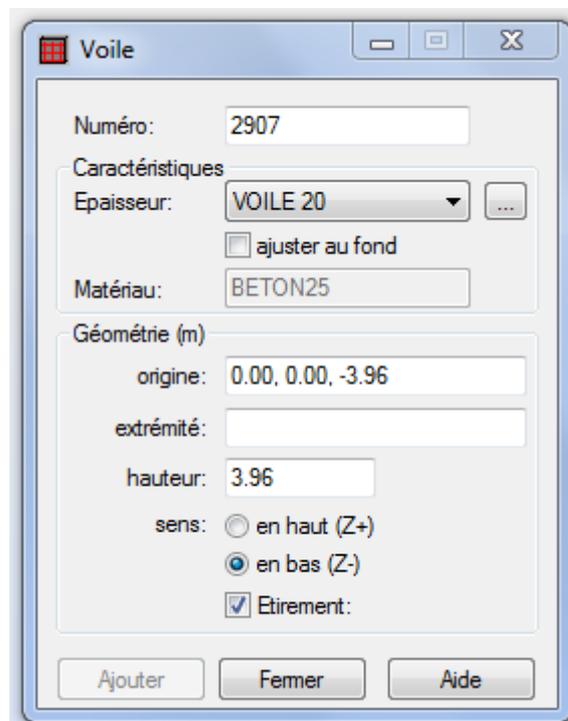
Et pour modélisé, le plancher corps creux et les dalle pleine on choisit icone **élément de construction**.

Après dalle  en choisit épaisseur et le modèle, la méthode de définition dans notre cas Rectangle en dessin le plancher avec le nœud de construction



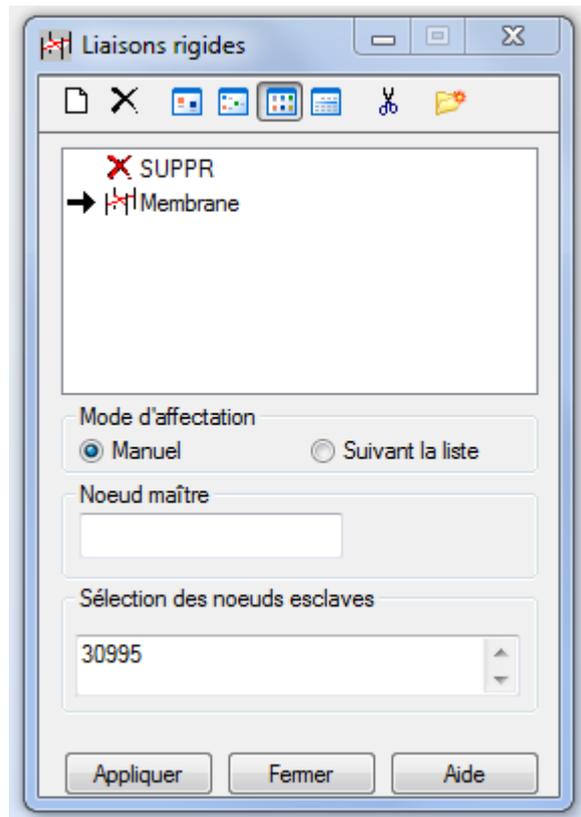
Et pour le voile on clique sur icône voile  en choisit épaisseur de voile et la hauteur et on

Dessin avec deux nœud origine et extrémité :



V.2.4.Définition des liaisons rigides :

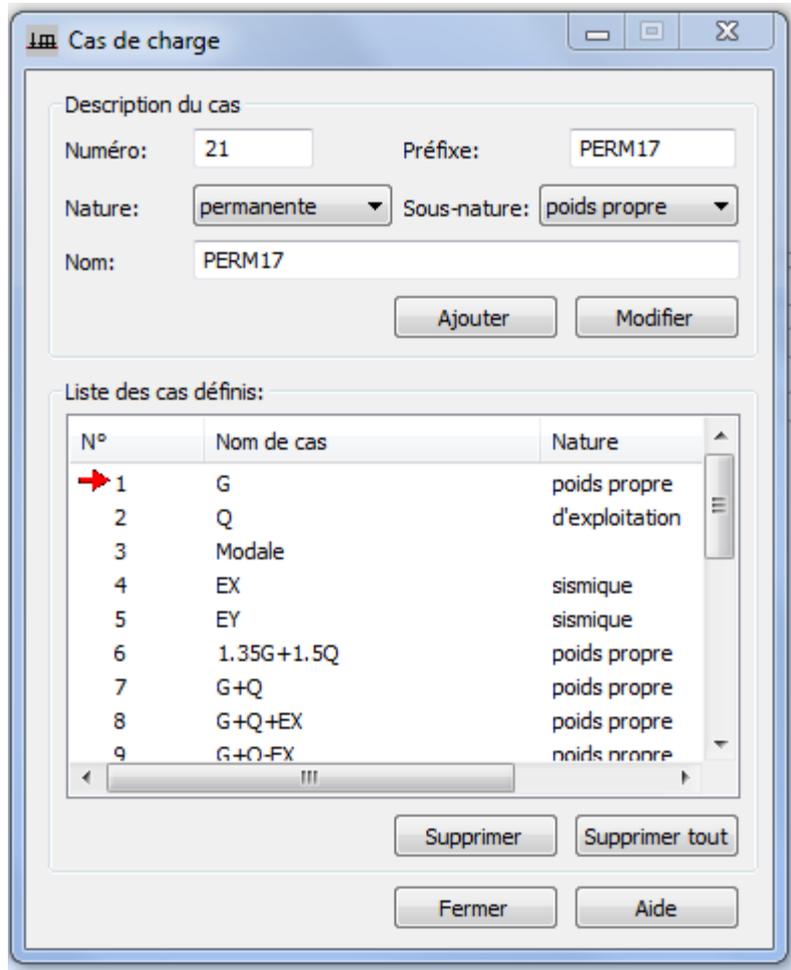
On va au menu **définition de la structure**  on clique l'icône **liaisons rigides**  la boîte de Dialogue suivante apparaîtra :



On clique sur l'icône **définir une nouvelle liaison rigide** et on bloque toutes les translations et les rotations après on choisit dans chaque étage le nœud maître et les nœuds esclaves.

V.2.5. Définition de charge :

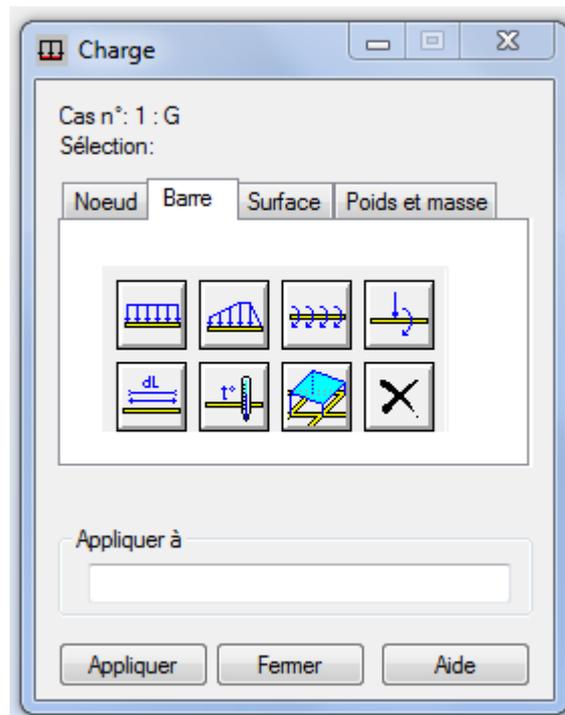
On clique sur l'icône cas de charge  pour définir la nature de chaque charge (permanente, D'exploitation ou sismique) on choisit ça dans la liste nature.



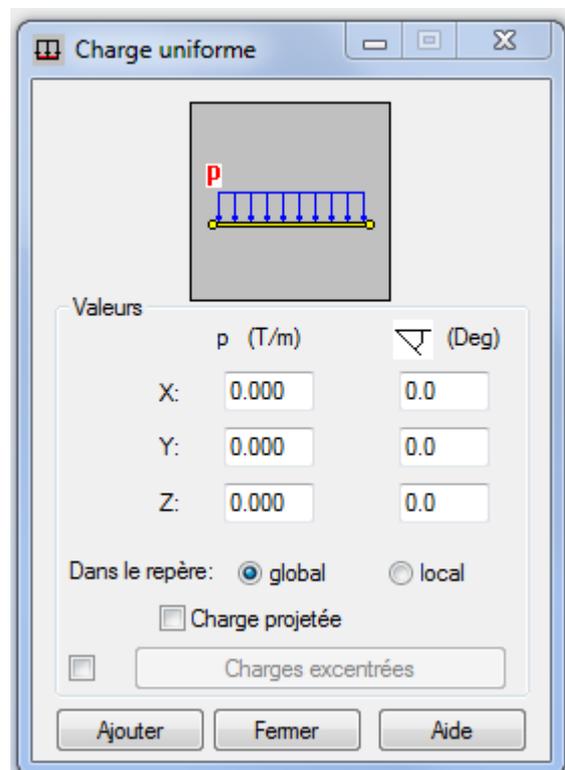
La case nous permet de donner le nom de chaque cas de charge, après avoir sélectionné le nom et nature de charge on clique sur le bouton **nouveau** pour ajouter le cas de charge.

V.2.6. Saisir la valeur de la charge :

Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur notre structure, on clique sur l'icône  et la boîte de dialogue suivante va apparaître :



On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge sur barre, charge surfacique) une fois la valeur est introduite on clique sur l'élément pour appliquer la charge.

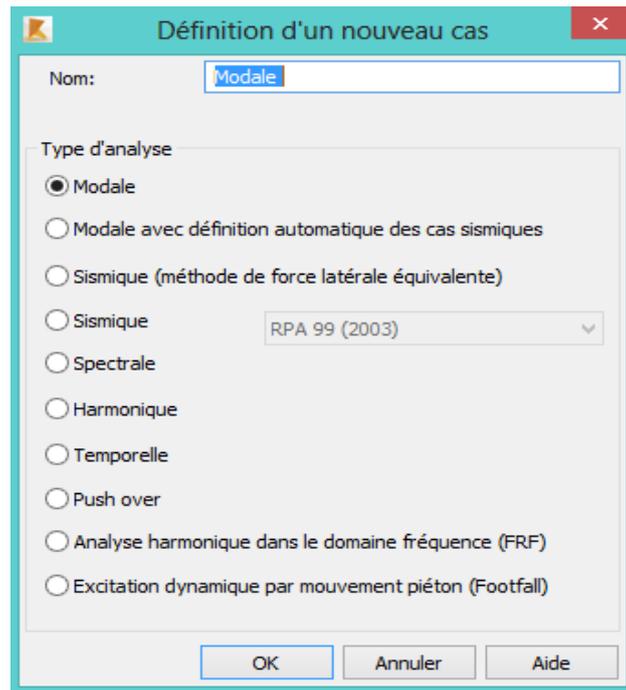


V.2.7.Type d'analyse :

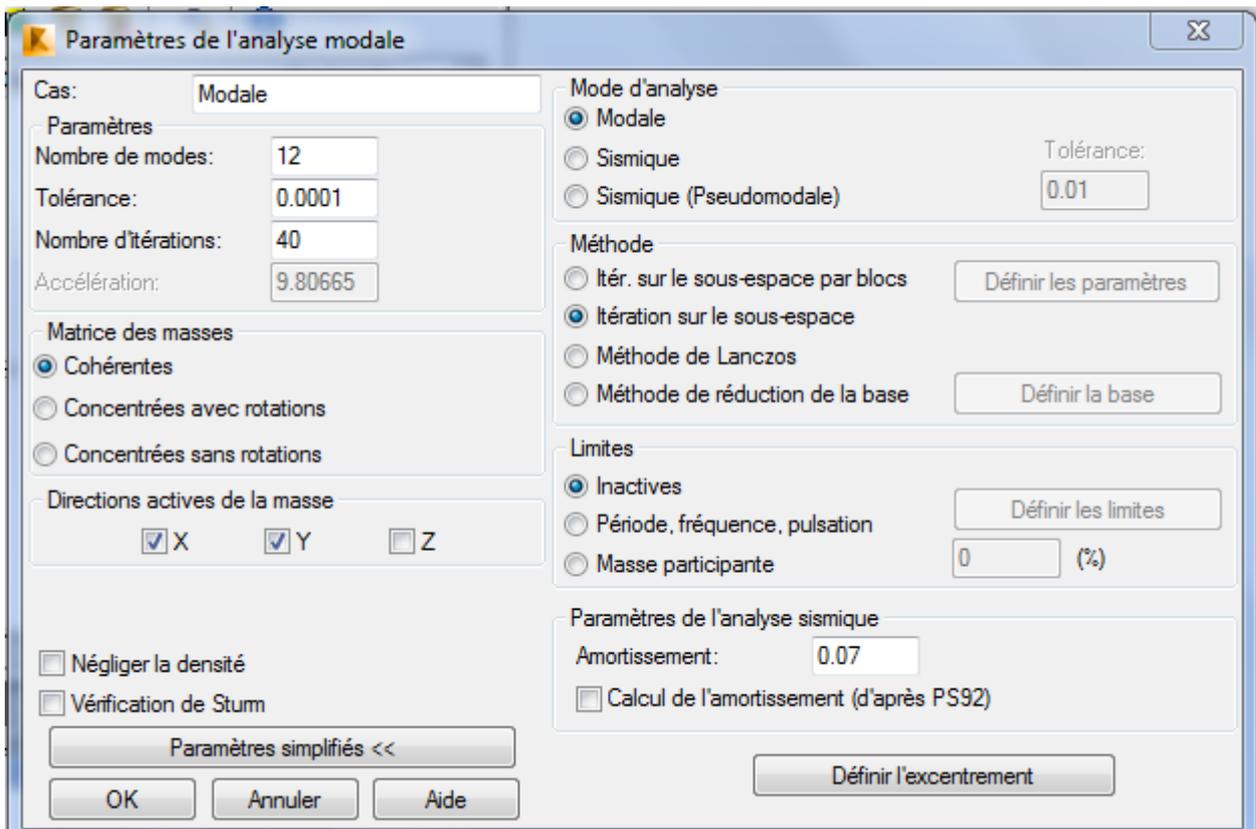
Après la modélisation on définit le type d'analyse qui concerne deux types :

(L'analyse modale et l'analyse sismique).

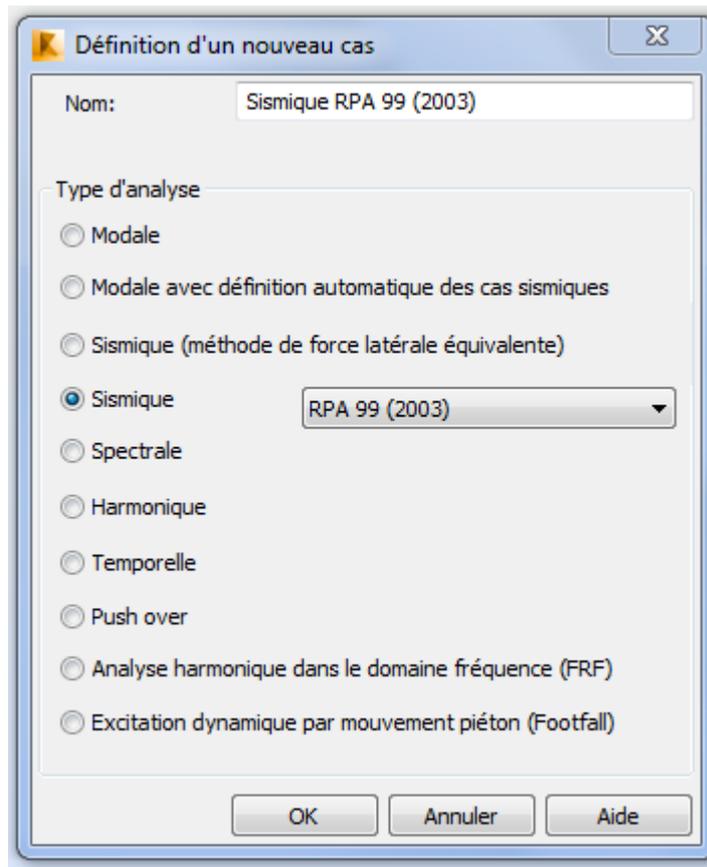
On clique sur le bouton **analyse** dans le menu pour définir le type d'analyse On clique sur **Nouveau** pour choisir le type d'analyse (modale)



On va saisir le nombre modes de notre structure 8 modes et la matrice des masses (concentrée sans rotation), et l'amortissement 0,10 et on clique su **OK**.



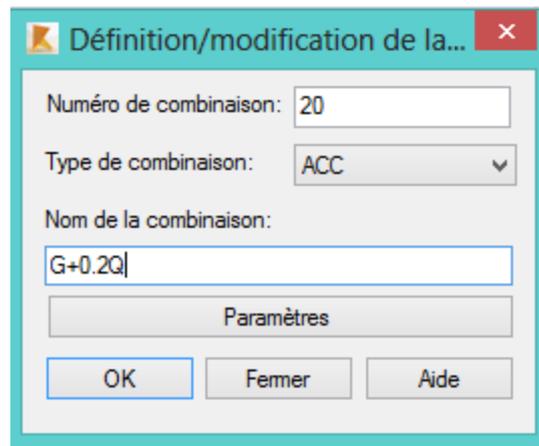
On procède exactement de la même façon pour faire l'analyse sismique, on clique sur **nouveau** et on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur **OK**



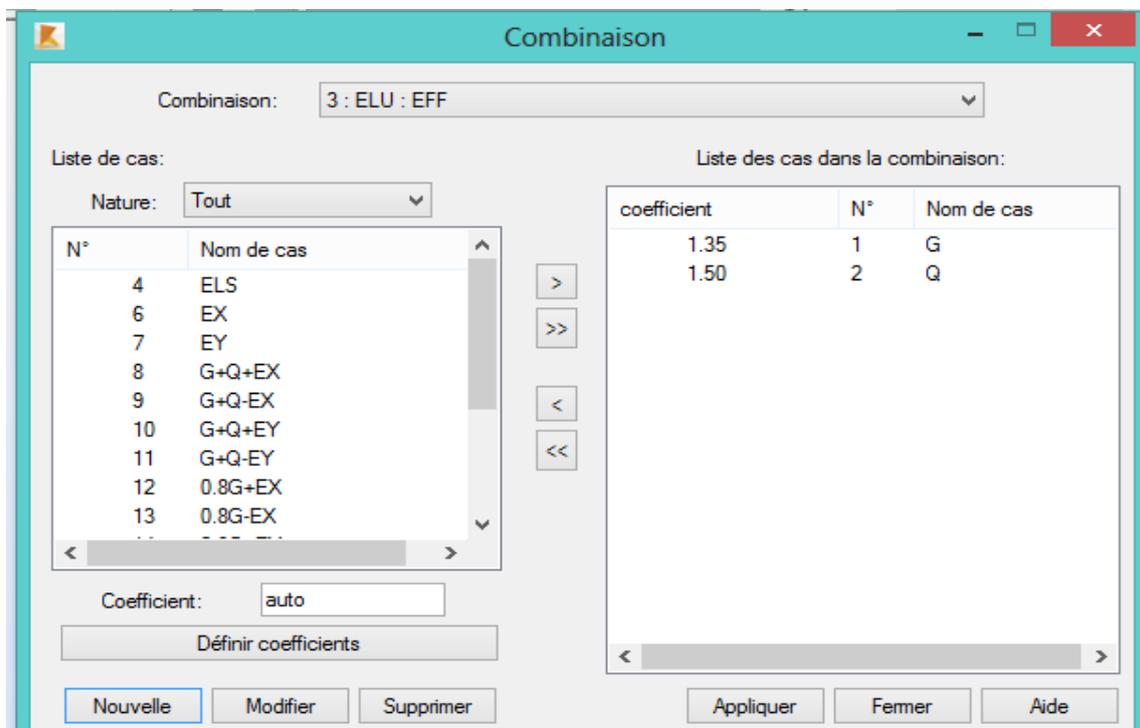
On saisit la zone, l'usage et le site plus le coefficient de comportement et le facteur de qualité par rapport **EX** et **EY**.

A présent on passe aux combinaisons de charges possibles on allant dans le menu

charges/comбинаisons manuelles une fenêtre (1) apparaîtra pour déclarer le nom de combinaison et le type de cette dernière, puis on clique sur le bouton ok pour afficher la fenêtre (2).



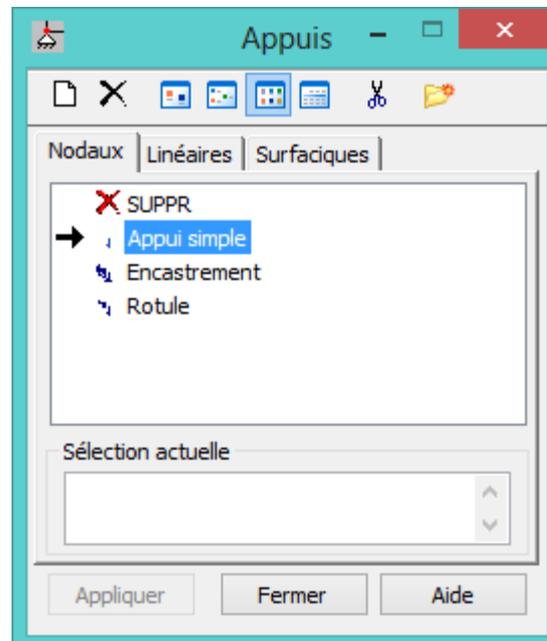
Fenêtre (1)



Fenêtre (2)

Les conditions aux limites :

Pour définir les appuis de notre structure on clique sur l'icône  dans le menu vertical.



On sélectionne le type d'appuis (nœud, linéaire, surfacique) dans notre cas on choisit : **Nœuds** => **encastrement** pour les poteaux, et **Linéaires** => **encastrement** pour les voiles.

Le lancement du calcul :

Une fois toutes les démarches faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse on clique

Sur le bouton **calculer**  dans le menu.

V.3. Analyse de la structure :

Il est clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système « portique : poteaux-poutres ».

V.3. 1.Présentation de la Modélisation de Bloc 1:

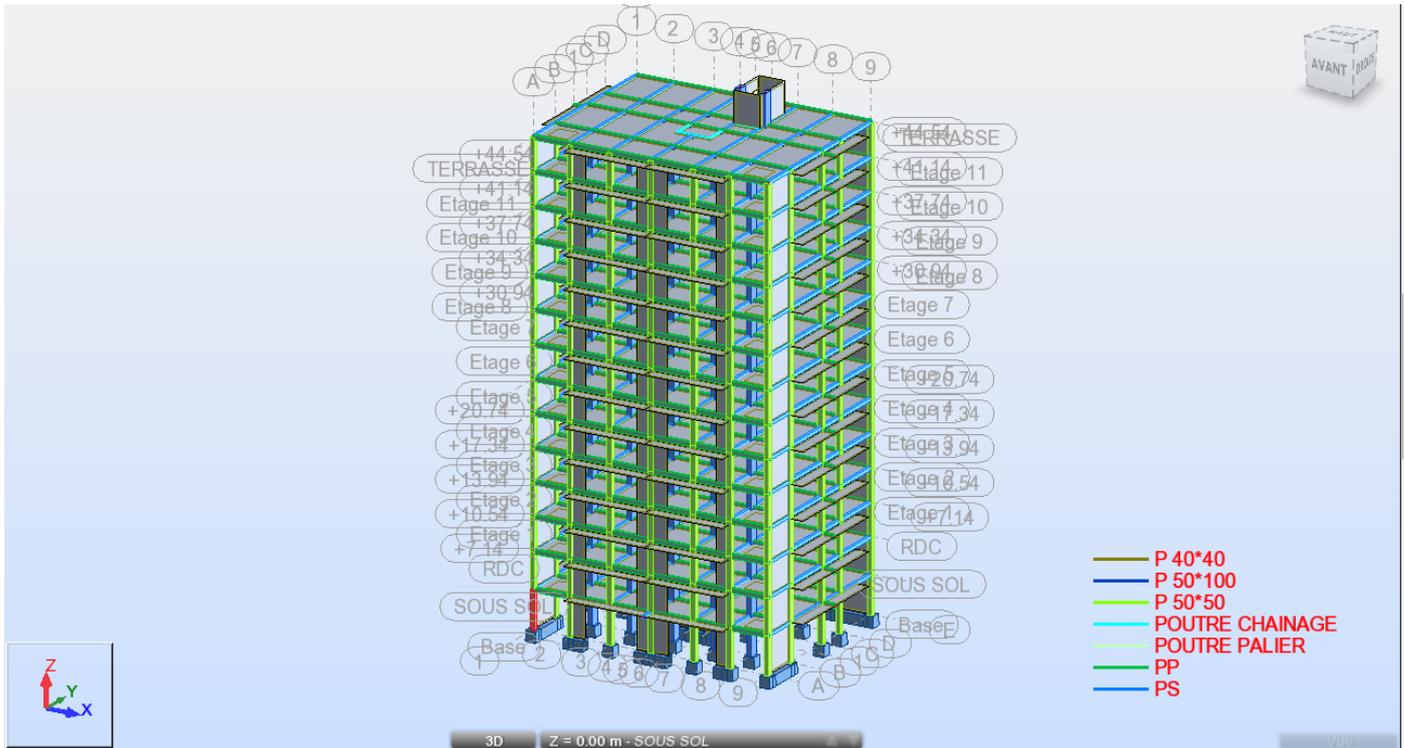


Fig V.1 Schéma 3D de la structure bloc 1

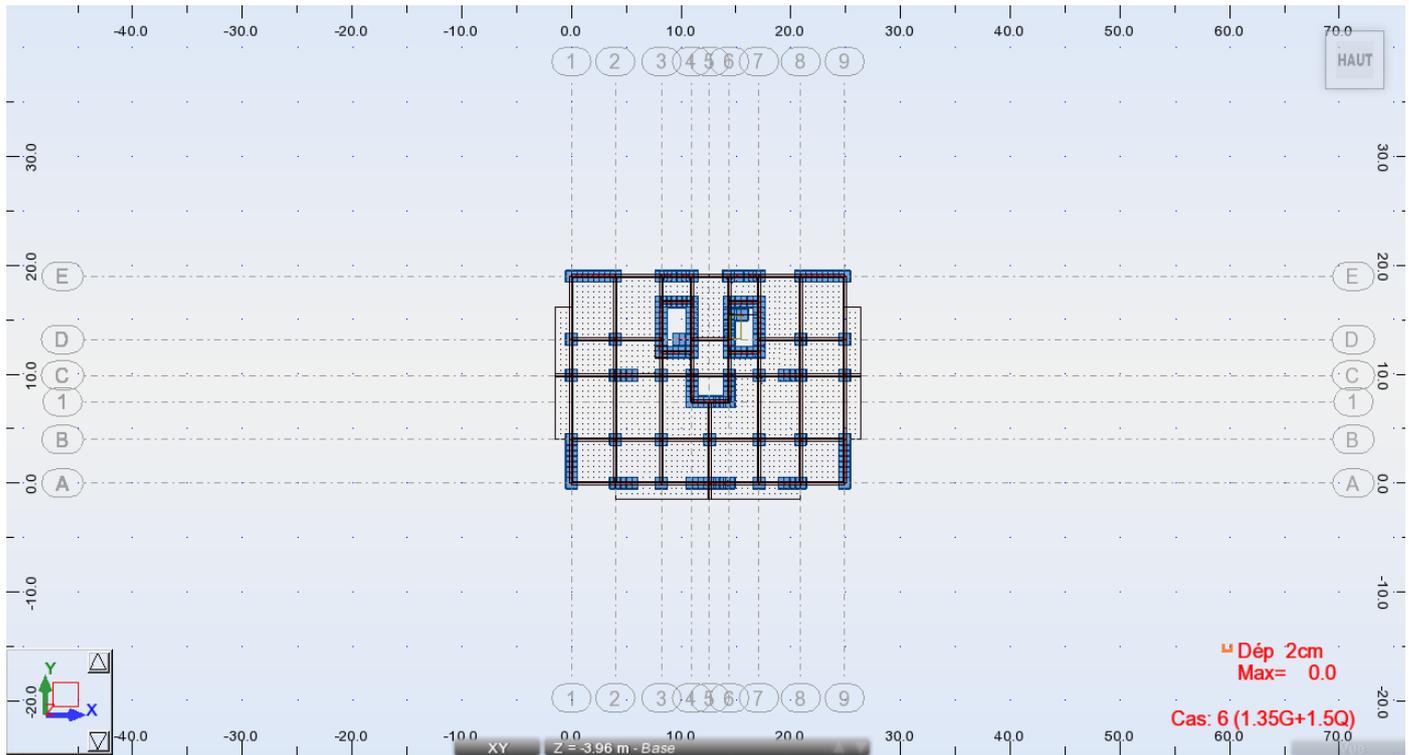


Fig V.2 Schéma 2D des voiles bloc 1

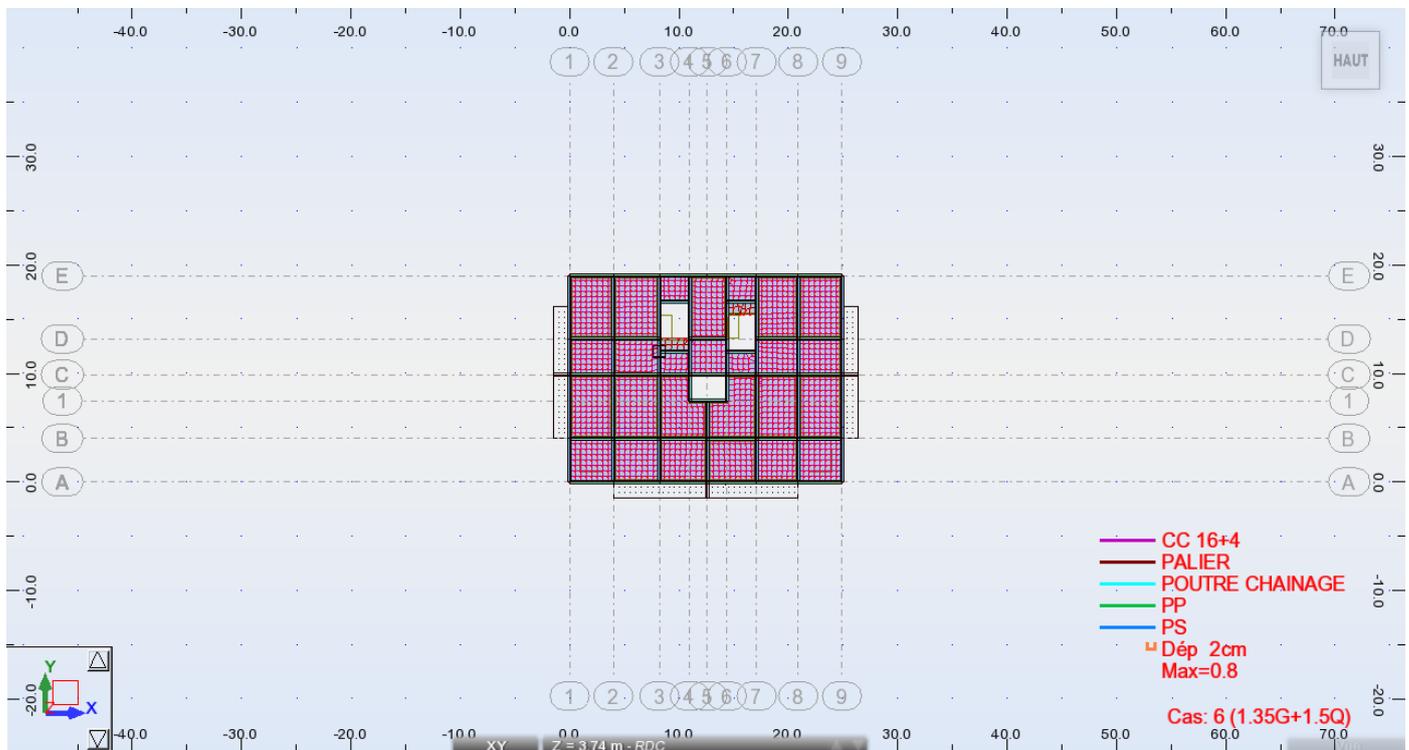


Fig V.3 Schéma Plan de RDC bloc 1

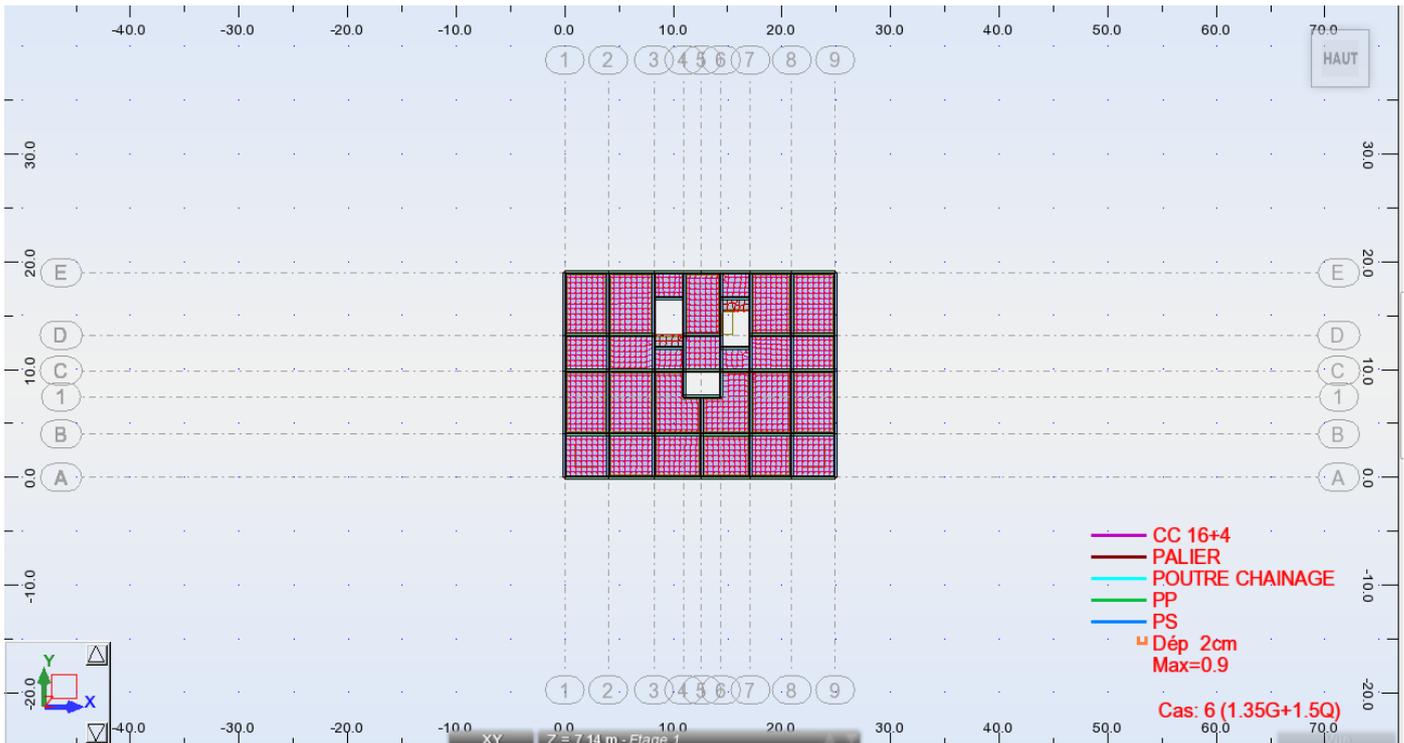


Fig V.4 Schéma Plan étage courant bloc 1

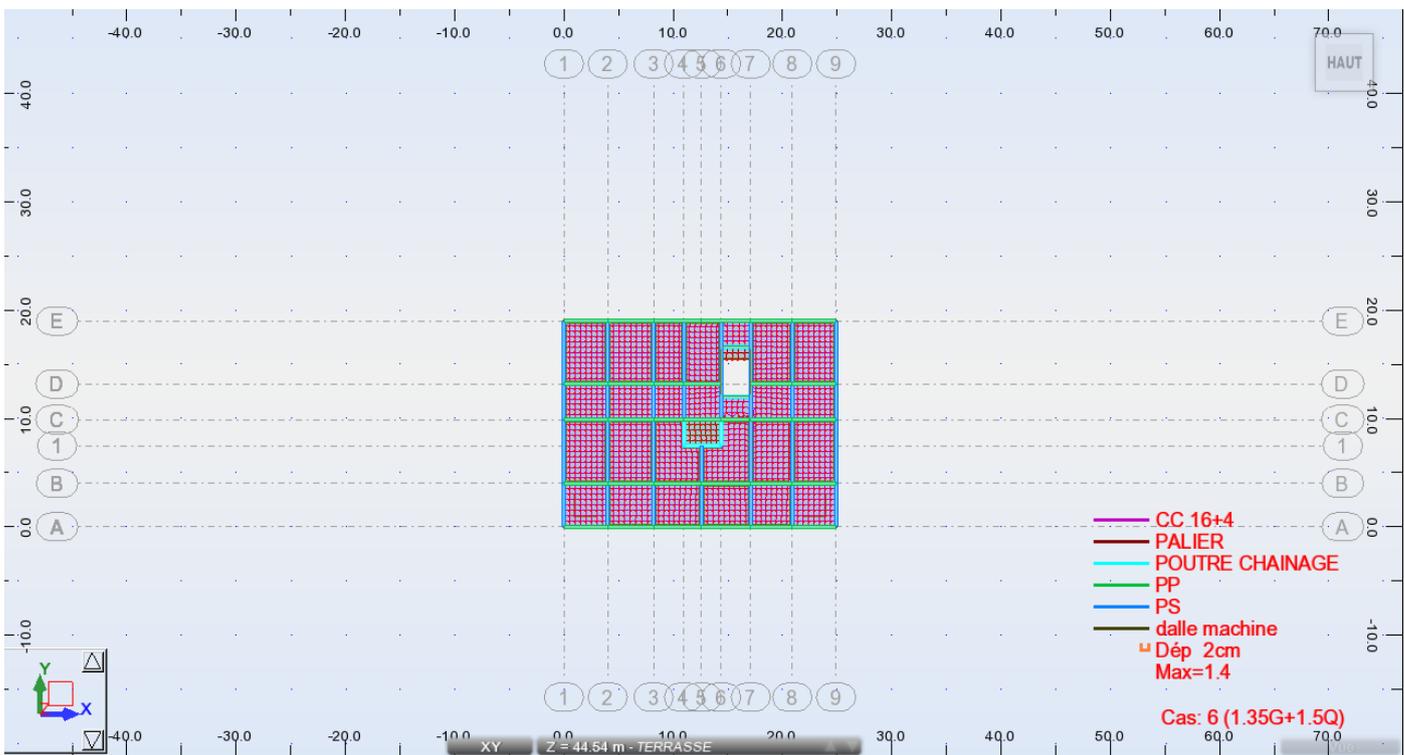


Fig V.5 Schéma Plan de la terrasse bloc 1

V.3. 1.1 Note de calcul

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Date: 13/05/20

Propriétés du projet: Projet fin d'étude 2020 Structure Tour R+12+SS a Souk Ahras

Nom du fichier:: Projet Bloc 1 Tour R+12 Souk Ahras.rtd

Emplacement: C:f800Faouzi DJOUDI

Créé: 13/05/20 17:35

Modifié: 13/05/20 18:47

Taille: 49381376

Auteur:

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 12.450 (m)

Y = 8.775 (m)

Z = 21.990 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 12.553 (m)

Y = 9.802 (m)

Z = 21.315 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 1509175735.534 (kg*m²)

Iy = 1618972642.621 (kg*m²)

Iz = 588649851.721 (kg*m²)

Masse = 6505177.336 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 12.528 (m)

Y = 9.638 (m)

Z = 21.315 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 1889505946.426 (kg*m²)

$$I_y = 2217792400.987 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 1567799820.980 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 17200615.569 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	46530
Nombre de barres:	1569
Eléments finis linéiques:	11249
Eléments finis surfaciques:	46086
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	172
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	20
Combinaisons:	15

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M

Nbre de degrés de liberté stat.: 278148

Largeur de la bande

avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.: 78

Durée max itér. sur sous-espace: 164

Durée max solution prb. nonlin.: 0

Durée totale: 546

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 954051968

Espace pour fichier TMP solveur: 0

Espace pour itérat. s/sous-esp.: 62305376

Mémoire: 128020832

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition: 8.765387e+005 2.672167e+013

Précision: 6

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.61207e+001 (T*m)
Précision : 2.27562e-006

Cas 2 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 4.73779e-001 (T*m)
Précision : 3.05294e-006

Cas 3 : Modale
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Cohérente
Nombre de modes : 12
Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-004
Amortissement : 0.070
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 4 : EX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000

Cas 12 : $G+Q+12.EX$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : $G+Q-1.2EX$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : $G+Q+1.2EY$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : $G+Q-1.2EY$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : $0.8G+EX$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : $0.8G-EX$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : $0.8G+EY$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : $0.8G-EY$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : $G+0.2Q$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

V.3. 2.Présentation de la Modélisation de Bloc 2:

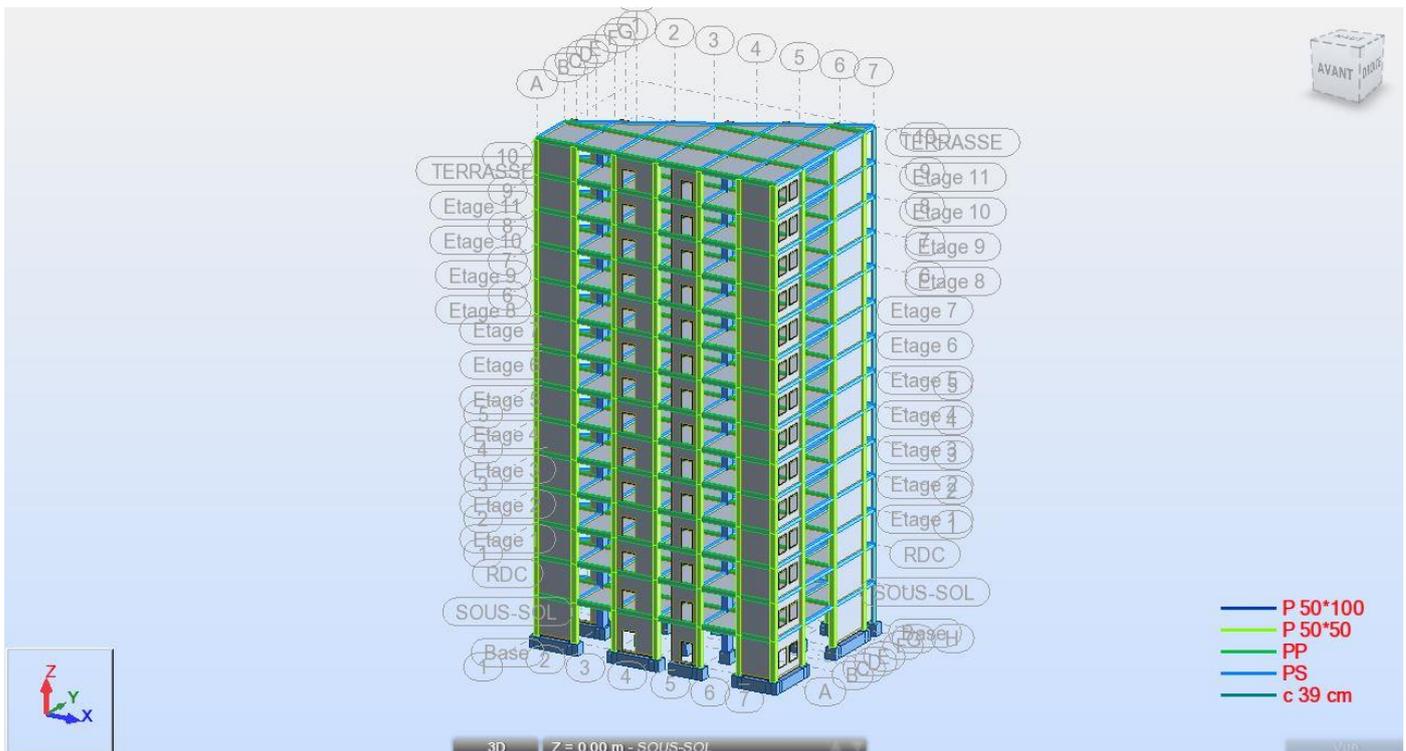


Fig V.6 Schéma 3D de la structure bloc 2

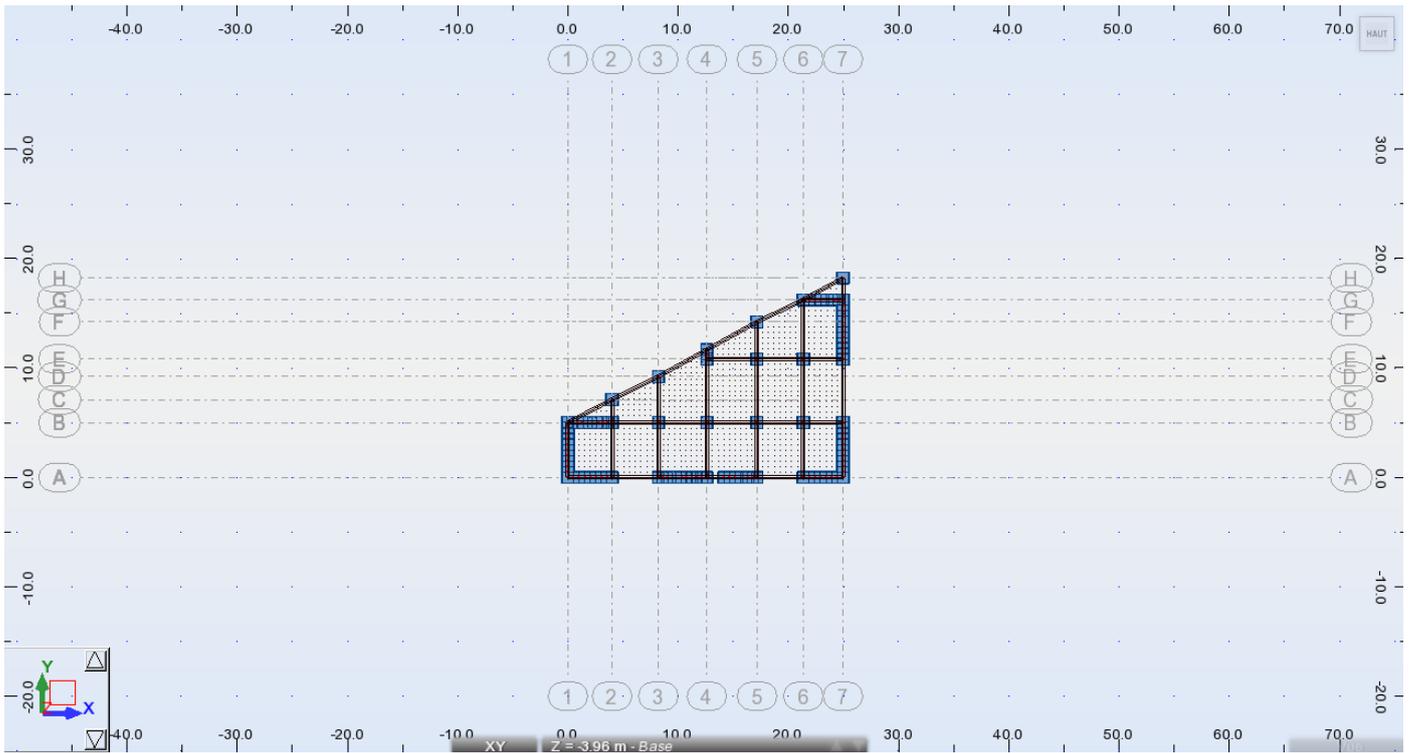


Fig V.7 Schéma 2D des voiles bloc 2

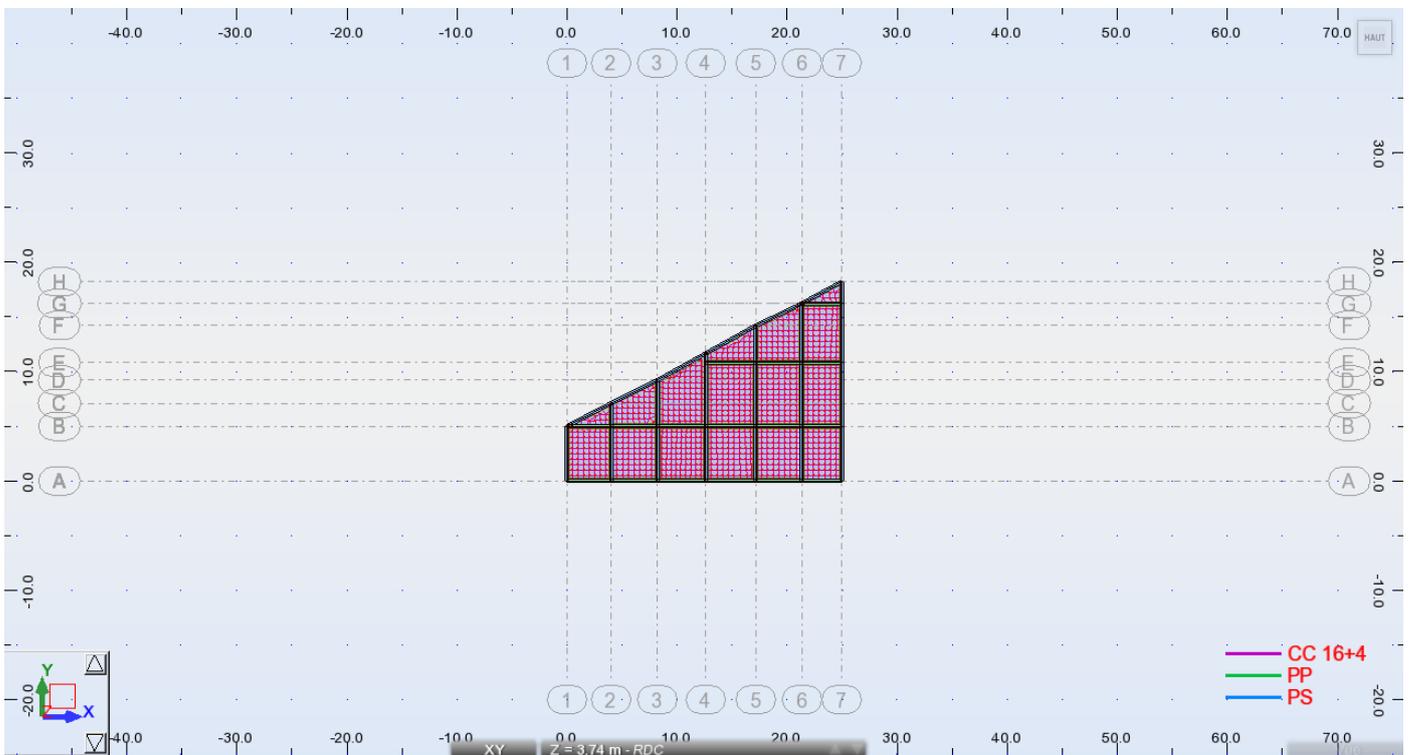


Fig V.8 Schéma Plan de RDC bloc 2

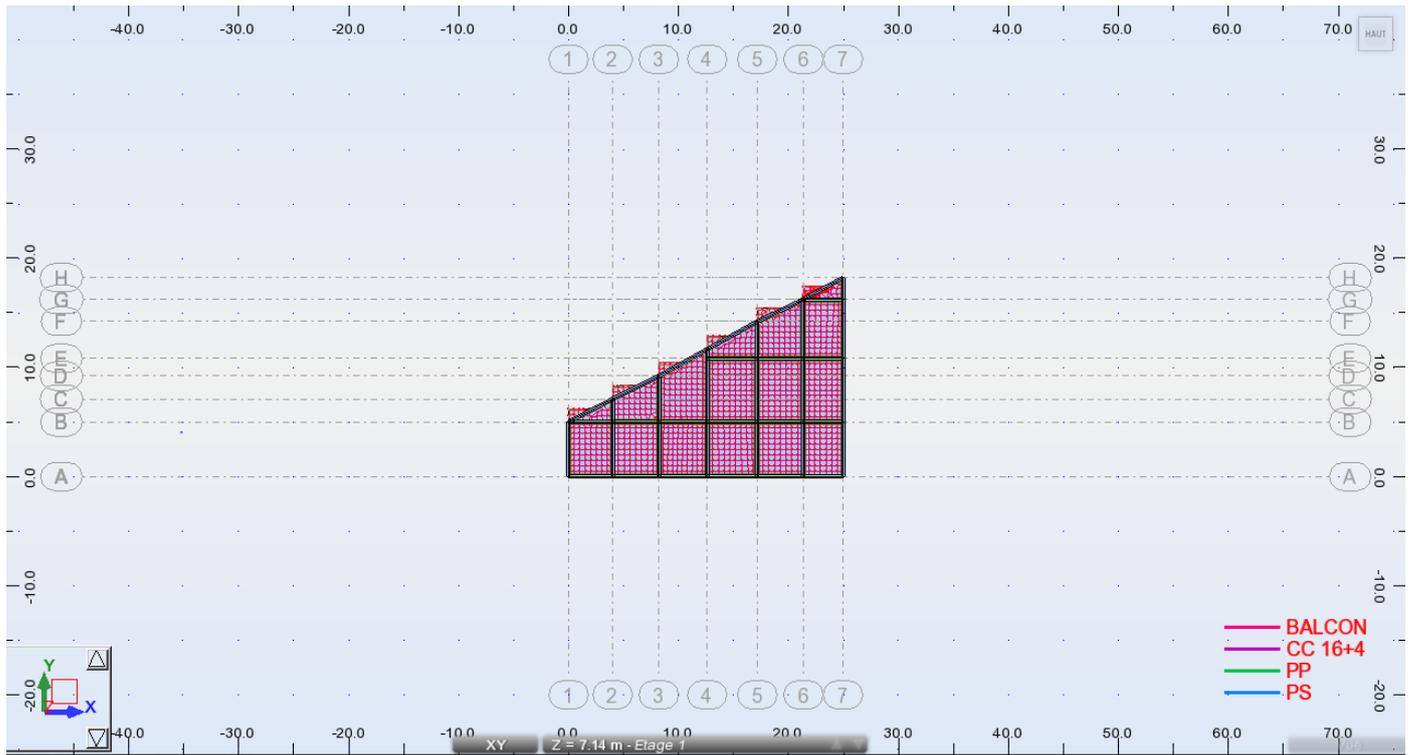


Fig V.9 Schéma Plan étage courant bloc 2

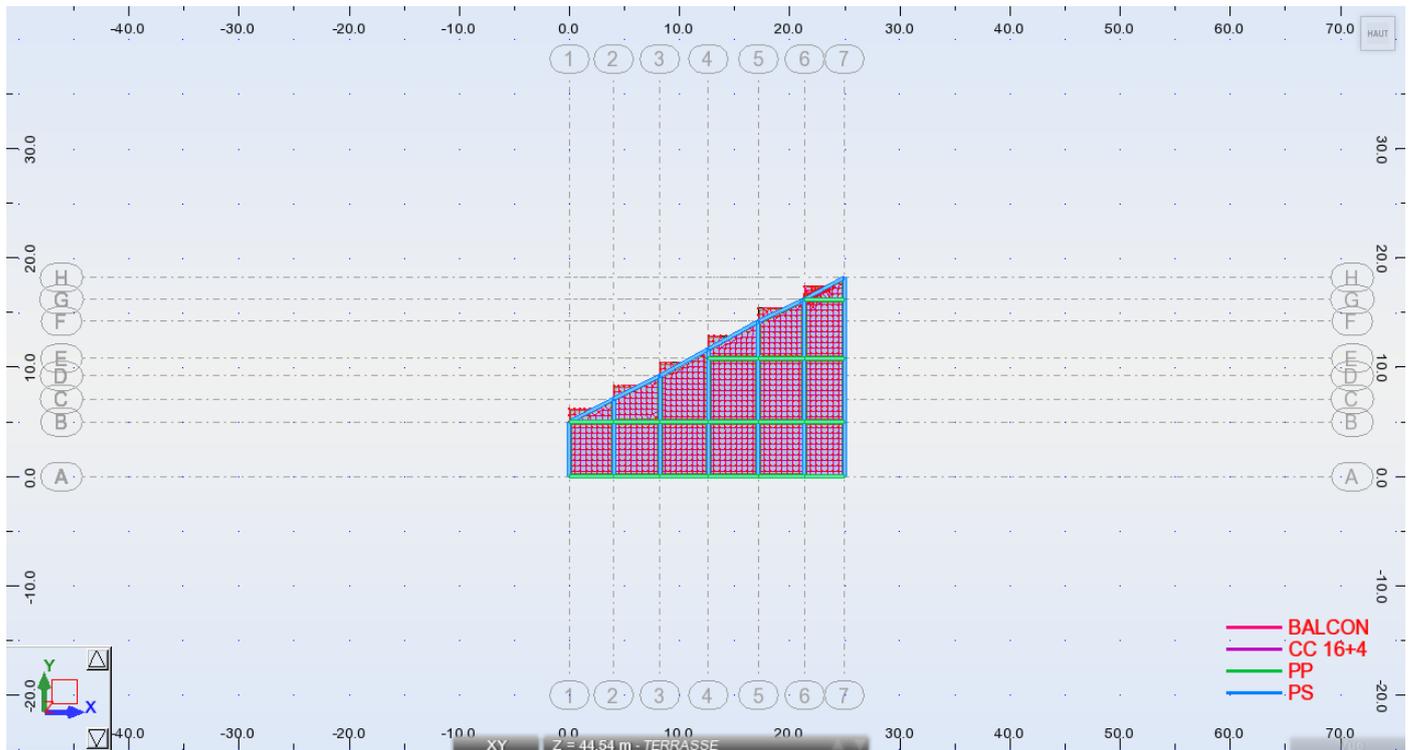


Fig V.10 Schéma Plan de la terrasse bloc 2

V.3. 2.Note de calcul

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Date: 18/05/20

Propriétés du projet: **Projet fin d'étude 2020 Structure Tour R+12+SS a Souk Ahras**

Nom du fichier:: **Projet Bloc 2 Tour R+12 Souk Ahras.rtd**

ROBOT 2014

Propriétés du projet: **Calcul Bloc 2 Tour R+12 Souk Ahras**

Emplacement: C:f800Faouzi DJOUDI

Créé: 15/05/20 16:50

Modifié: 15/05/20 16:50

Taille: 45821952

Auteur:

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 12.475 (m)

Y = 9.100 (m)

Z = 20.290 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 14.455 (m)

Y = 6.105 (m)

Z = 21.393 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 774820897.264 (kg*m2)

Iy = 920597491.962 (kg*m2)

Iz = 330105279.537 (kg*m2)

Masse = 3526659.948 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 14.536 \text{ (m)}$$

$$Y = 6.213 \text{ (m)}$$

$$Z = 21.393 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 911587584.475 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1271058197.859 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 817332672.644 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 9429642.046 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	28776
Nombre de barres:	882
Eléments finis linéiques:	7232
Eléments finis surfaciques:	29585
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	90
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	20
Combinaisons:	15

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	172116
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0
Durée des calculs [s]	
Durée max agrégation + décomp.:	27
Durée max itér. sur sous-espace:	115
Durée max solution prb. nonlin.:	0
Durée totale:	350

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé:	605167552
Espace pour fichier TMP solveur:	0
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	38554208
Mémoire:	73372792

Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	5.044760e+004	2.158022e+014
Précision:	4	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle :	9.92192e+000 (T*m)
Précision :	4.34729e-006

Cas 2 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle :	1.75459e-001 (T*m)
Précision :	8.43260e-006

Cas 3 : Modale
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse	: Modal
Méthode	: Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	: Cohérente
Nombre de modes	: 12
Nombre d'itérations	: 40
Tolérance	: 1.00000e-004
Amortissement	: 0.070
Limites	: 0.000
Coefficient des masses participantes	: 0.000

Cas 4: EX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X =	1.000
Y =	0.000
Z =	0.000

Cas 12 : $G+Q+12.EX$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : $G+Q-1.2EX$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : $G+Q+1.2EY$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : $G+Q-1.2EY$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : $0.8G+EX$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : $0.8G-EX$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : $0.8G+EY$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : $0.8G-EY$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : $G+0.2Q$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

CHAPITRE VI

Étude dynamique et sismique

Avant-Propos

Notre ouvrage est composé de deux blocs en R+12 séparés avec un joint de dilatation sismique à usage d'habitation, le deuxième bloc Bloc 2 présente une forme de géométrie oblique, donc il est noté que chaque bloc : Bloc 1 et bloc 2 sera étudié à part avec la justification de la condition art 5.8 du RPA 99 (2003) Justification du largueur des joints sismiques calculés selon l'art 4.43.

VI.1. Introduction

Un tremblement de terre ou séisme est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique à comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné Des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux

Et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la

Structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le séisme est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

VI.2 But d'étude :

Le but de ce chapitre est de déterminer les sollicitations qu'engendre un séisme, et cela à chaque niveau du bâtiment.

VI.3 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3.1 Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives statique dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

-Une ductilité suffisante.

-Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

VI.3.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, les conditions de hauteur énoncées en a.

a. Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. conditions d'application : [RPA99/4.1.2]

- Régularité en plan : [RPA99/3.5.1.a]

- Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1.b]

c. vérification des conditions d'application

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

d. Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans ce cas-là, on va appliquer la méthode dynamique. [RPA99/4.1.3]

VI.3.3 Les Méthodes Dynamiques :

La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VI.3.4 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de

comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.3.5. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Souk Ahras donc en zone I. Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S1.

VI.4. Méthode dynamique modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extrêmes des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

VI.4.1. Modélisation

La modélisation a été faite par un logiciel d'analyse des structures (ROBOT ver 2014)

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton (voir chapitre I) .

-Détermination des caractéristiques géométriques du bâtiment :(voir chapitre I).

-Détermination des conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) degrés de liberté (deux (02) translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

-Détermination de la descente des charges :

-Détermination des forces sismiques E :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (X et Y).

-Détermination des combinaisons des charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q - E$
- 7) $G + Q + 1.2E$

VI.4.1.1 .Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

VI.4.1.2 Calcul du poids total de chaque plancher

Poids totale = charge permanente + $\beta\%$ × surcharge

β : Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99

- Pour les locaux d'habitation $\beta = 20\%$

b. W : Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_G + \beta W_Q \quad (4-5)$$

- W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_Q : Charges d'exploitation.

VI.5 Étude Sismique

VI.5.1 Étude Sismique du Bloc 1:

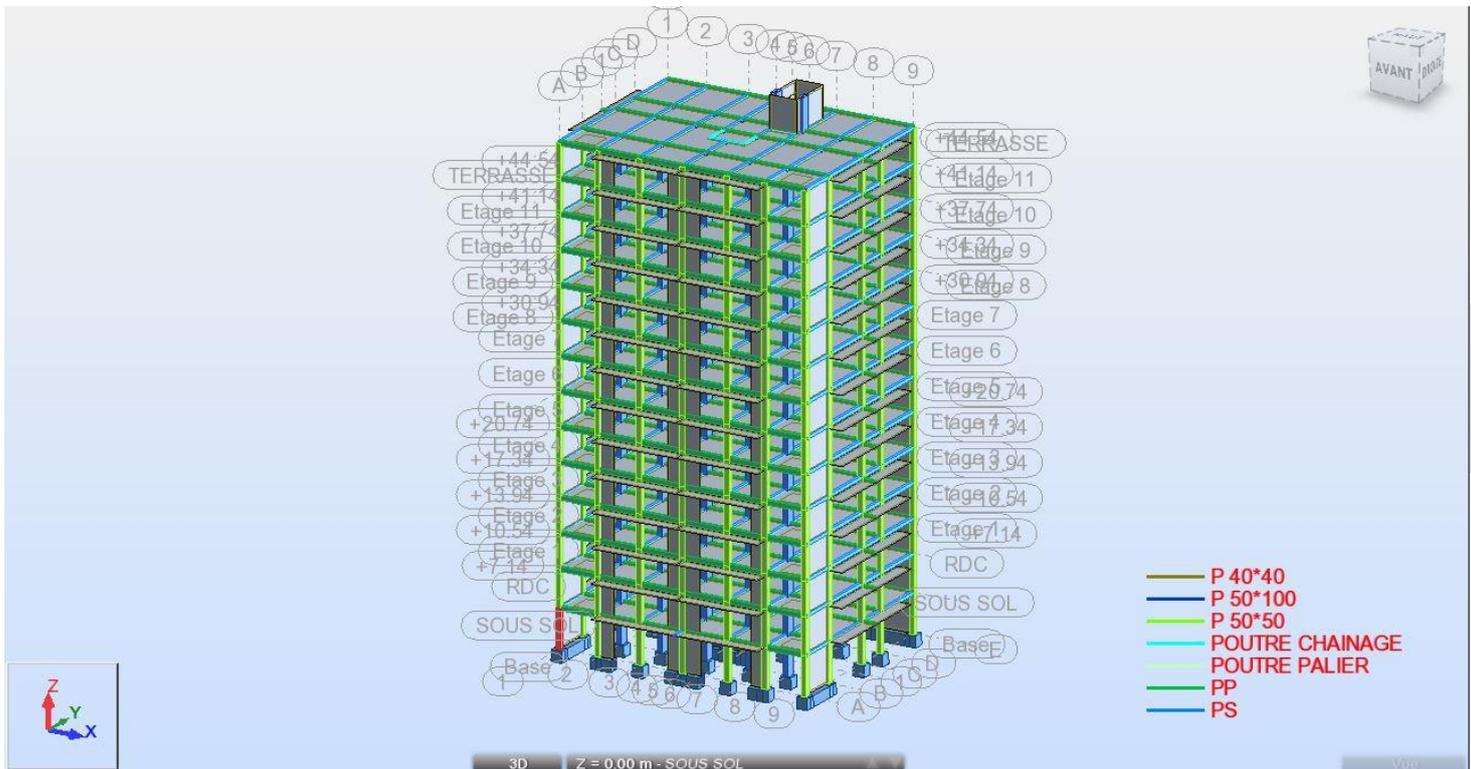


Figure VI.1. Modélisation Bloc 1 Tour R+12 + SS en 3D

VI.5.1.1 Évaluation de la force sismique

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Avec :}$$

A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

VI.5.1.2 Résultante de la force sismique :

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

VI.5.1.3 Définitions de la valeur des coefficients

1. Coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté dans la région de Souk Ahras de faible sismicité (zone I) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : $A= 0,08$.

2. Coefficient de comportement globale de structure(R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3.RPA 99 en fonction du système de contreventement, la structure de l'ouvrage est en portiques contreventés par des voiles, don $R= 4$

3. facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots \text{article 4-4-RPA99/03}$$

Critère q	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau VI.1.Q Facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q

a. Selon l'axe (x-x) :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées des voiles de contreventement.

-Trois travées Observée 0

- $L_{max}/L_{min}=4,60/3,80=1,21 < 1,5$ observée $Pq1=0$

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan, au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

-Nombre des files= $6 \geq 4$

$\frac{Espacement\ max}{Espacement\ min} = \frac{4,60}{3,80} = 1,21 < 1,5$ Observée $\Rightarrow Pq2=0$

3. Régularité en plan :

Selon RPA 99 Ver 03 art 3.51 la forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égale 4.

$$\frac{25,50}{19,00} = 1,34 < 4$$

La somme des dimensions des parties rentrantes au saillantes des bâtiments dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale des bâtiments dans cette direction.

$$0,25 \leq \frac{lx}{ly} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{25,50}{19,00} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1,34 \leq 4 \dots \dots \dots observée \Rightarrow Pq3 = 0$$

4. Régularité en élévation:

$$\frac{BM}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{25,50}{25,50} = 1 \geq 0,67 \dots \dots \text{observée} \Rightarrow Pq4 = 0 \Rightarrow$$

5. Contrôle de la qualité des matériaux non observée $\Rightarrow Pq5=0,05$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution non observée $\Rightarrow Pq6=0,10$

$$Q_x = 1 + (0,00+0,00+0,00+0,000+0,05+0,10) = 1,15.$$

b.Selon l'axe (y-y) :**1.Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées des voiles de contreventement.

-Quatre travées Observée 0

- $L_{max}/L_{min}=5,8/3,30=1,76$ non $<1,5$ Non Observée $Pq1=0,05$

2. Redondance en plan :

-Nombre des files= 4 ≥ 4

$$\frac{\text{Espace max}}{\text{Espace min}} = \frac{5,80}{3,30} = 1,76 \text{ non } < 1,5 \dots \dots \text{Non Observée} \Rightarrow Pq2=0,05$$

3. Régularité en plan :

$$0,25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{25,50}{19,00} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1,34 \leq 4 \dots \dots \text{observée} \Rightarrow Pq3 = 0$$

4. Régularité en élévation :

Sens (x)

$$\frac{BM}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{19,00}{19,00} = 1 \geq 0,67 \dots \dots \text{observée} \Rightarrow Pq4 = 0 \Rightarrow$$

5. Contrôle de la qualité des matériaux non observée $\Rightarrow Pq5=0,05$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution non observée $\Rightarrow Pq6=0,10$

$$Q_y = 1 + (0,05+0,05+0,00+0,000+0,05+0,10) = 1,25.$$

V.5.1.4. Nombre des modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est trois (03) dans chaque direction considérée.

VI.5.1.5. Pourcentage d'amortissement critique :

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7 \%$; (tableau 4.2.RPA99)

VI.5.1.6. Période fondamentale T :

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.RPA99.

$$C_t = 0.05$$

$$T = 0,05 \times 47,94^{3/4} = 0,911 \text{ sec}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{Suivant x-x : } L_x = 25,50 \text{ m.} \quad T_x = \frac{0,09h}{\sqrt{L_x}} = 0,09 \times 47,94 / \sqrt{25,50} = 0,854 \text{ s}$$

$$\text{Suivant y-y : } L_y = 19,00 \text{ m.} \quad T_y = 0,09 h_N / \sqrt{L_y} = 0,09 \times 47,94 / \sqrt{19,00} = 0,990 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0,854; 0,911) \implies T_x = 0,854 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0,990; 0,911) \implies T_y = 0,911 \text{ s}$$

VI.5.1.7 Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol ferme :

Site ferme «S2» $\rightarrow T_2 = 0,40 \text{ s} ; T_1 = 0,15 \text{ s}$

$T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,40 \text{ s} \dots\dots\dots$ (tableau 4.7.RPA99).

V.5.1.8 Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0,8819 \geq 0,7$$

V.5.1.9 Facteur d'amplification dynamique : Donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(T_2 / 3 \right)^{2/3} \left(3/T \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Sens x :

$$T_2 < T_x < 3s \implies 0,40 < 0,854 s < 3s$$

$$\text{donc : } D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times (0,40/0,854)^{2/3} = 1,33$$

Sens y : $< T_y < 3s \implies 0,40 < 0,911 s < 3s$

$$\text{donc : } D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times (0,40/0,911)^{2/3} = 1,27$$

V.5.1.10 Différents modes de déformation de la structure :

- **Mode 1 : Translation selon Y**

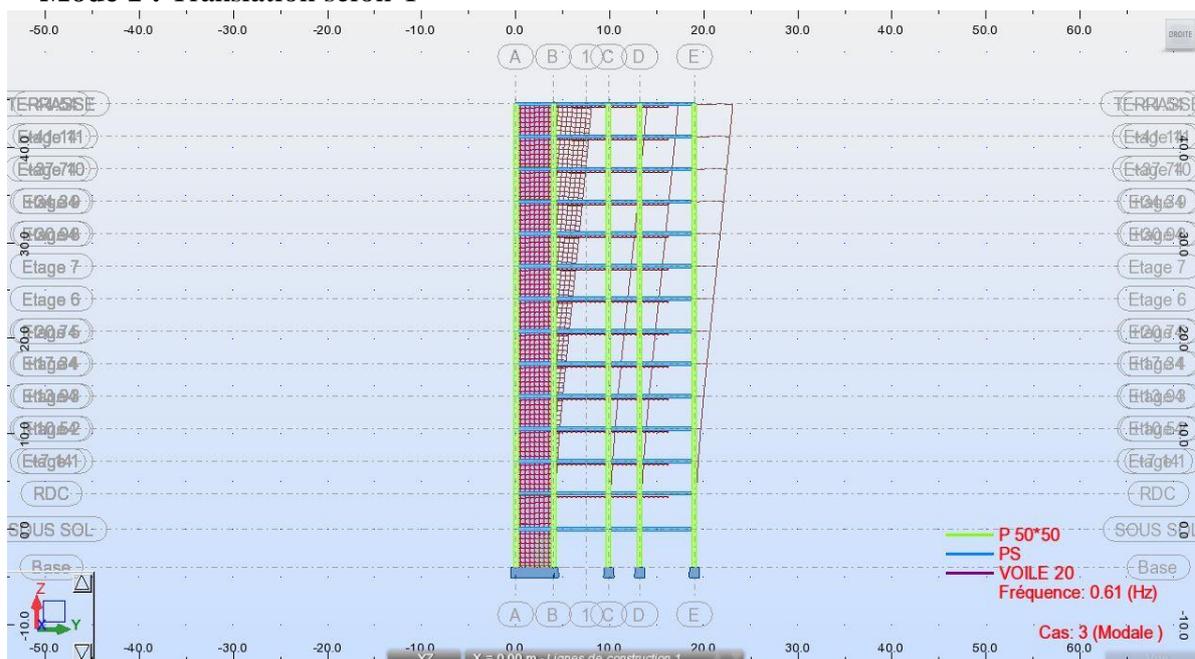


Figure VI.2.1^{er} mode de déformation de la structure Bloc 1 plan (Y-Z)

- **Mode 2 : Translation selon X**

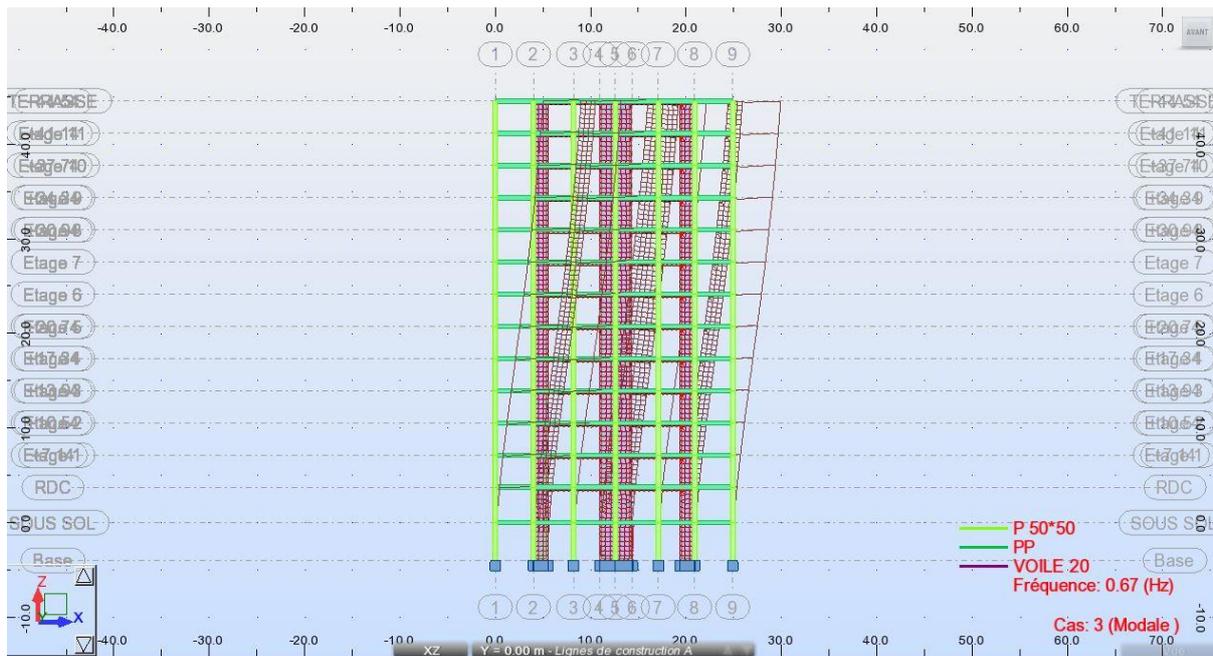


Figure VI. 3 2^{ème} mode de déformation de la structure Bloc 1 plan (X-Z)

- **Le mode 3 : Rotation autour de Z**

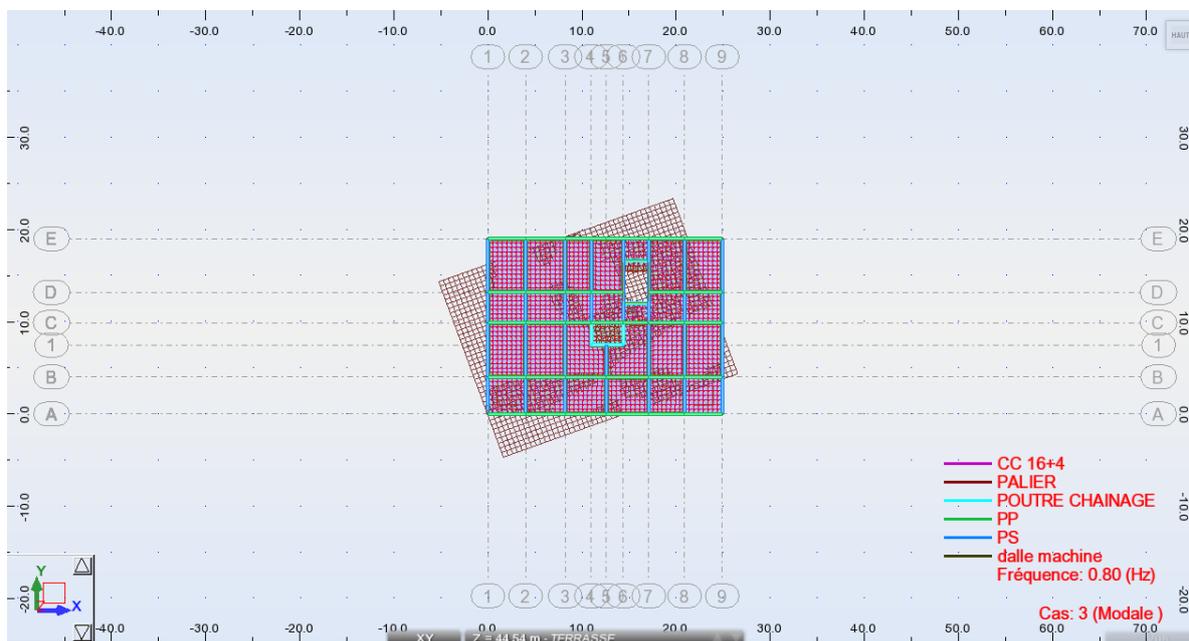


Figure VI. 4 3^{ème} mode de déformation de la structure niveau terrasse (plan X-Y)

VI.5.1.11 Vérification et Justification réglementaire des conditions de RPA 99 Version 2003**VI.5.1.11.1 Calcul la force sismique totale :**

Selon l'art 4.2.3 RPA 99 Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

a. Calcul l'effort sismique pour sens longitudinal :

$$V_x = (0,08 \times 1,33 \times 1,15) \times 17200,62 / 4 = 526,17 \text{ t}$$

b. Calcul l'effort sismique pour sens transversal :

$$V_y = (0,08 \times 1,27 \times 1,25) \times 17200,62 / 4 = 546,12 \text{ t}$$

V.5.1.11.2 Résultante des forces sismiques à la base :

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces à la base 'VT' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente 'V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base:

	$\sum F_x (T)$	$\sum F_y (T)$
Ex	524,149	379,294
Ey	245,943	595,838

Tableau VI.2. Les réactions à la base du Bloc 1

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{(F_x^2 + F_y^2)} = 646,98 \text{ T}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{(F_x^2 + F_y^2)} = 644,60 \text{ T}$$

Sens	V (spec) (kn)	V (stat.eq)	80%V stat.eq	0.8Vstat≤V(spec)
X	646,98	526,17	420,94	C.V
Y	644,60	546,12	436,90	C.V

Tableau VI.3. Vérification de l'effort tranchant à la base du Bloc 1

VI.5.1.11.3 Vérification des modes :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.61	1.64	0.13	66.86	0.13	66.86
2	0.67	1.49	57.13	66.95	57.00	0.09
3	0.80	1.26	70.09	66.97	12.96	0.03
4	2.35	0.43	78.81	66.98	8.72	0.00
5	2.54	0.39	78.81	83.38	0.00	16.40
6	3.01	0.33	84.56	83.41	5.75	0.03
7	4.71	0.21	87.78	83.41	3.22	0.00
8	5.72	0.17	87.78	89.58	0.00	6.16
9	6.50	0.15	89.91	89.58	2.13	0.00
10	7.37	0.14	91.73	89.59	1.83	0.01
11	9.16	0.11	91.75	92.63	0.02	3.04
12	10.00	0.10	92.28	92.64	0.53	0.01

Tableau VI.4. Vérification des Modes du Bloc 1

Il est a noté qu'il existe 11 modes pour atteindre 90% de participation des masse modales exigée par le RPA 99 version 2003.

Selon le **RPA 99 / version 2003**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,911 \text{sec} \times (1,3) = 1,18 > 0,43 \dots \text{C.N.V}$$

V.5.1.11.4 Justification vis à vis des déformations:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot 2014 (on prend le déplacement relative direct):

Dans le sens X				
Étage	UX (cm)	Déplacement relative UX (cm)	1% la hauteur de l'étage (cm)	Condition RPA
Sous-Sol	0.2	0.2	3,96	C.V
RDC	0.8	0.6	3,74	C.V
Étage 1	1,5	0,7	3,40	C.V
Étage 2	2,2	0.8	3,40	C.V
Étage 3	3,0	0.8	3,40	C.V
Étage 4	3.9	0.8	3,40	C.V
Étage 5	4,7	0.8	3,40	C.V
Étage 6	5,5	0.8	3,40	C.V
Étage 7	6,3	0.8	3,40	C.V
Étage 8	7,1	0.8	3,40	C.V
Étage 9	7.8	0.7	3,40	C.V
Étage 10	8,5	0.7	3,40	C.V
Étage 11	9,1	0.6	3,40	C.V
Terrasse	9.7	1.5	3,40	C.V

Tableau VI.5. Déplacement relatif X du Bloc 1

Dans le sens Y				
Étage	UY (cm)	Déplacement relative UY (cm)	1% la hauteur de l'étage (cm)	Condition RPA
Sous-Sol	0.2	0.2	3,96	C.V
RDC	0.7	0.5	3,74	C.V
Étage 1	1.4	0.7	3,40	C.V
Étage 2	2.3	0.8	3,40	C.V
Étage 3	3.2	0.9	3,40	C.V
Étage 4	4,2	1,0	3,40	C.V
Étage 5	5,3	1.1	3,40	C.V
Étage 6	6,4	1.1	3,96	C.V
Étage 7	7,5	1.1	3,74	C.V
Étage 8	8,5	1.1	3,40	C.V
Étage 9	9,6	1.1	3,40	C.V
Étage 10	10.6	1.0	3,40	C.V
Étage 11	11.7	1.0	3,40	C.V
Terrasse	12.6	1.0	3,40	C.V

Tableau VI.6.Déplacement relative Y du Bloc 1

VI.5.1.11.5. Vérification de l'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Dans le sens X							
Étage	G(x,y,z) [m]	R(x,y,z) (m)	ex [m]	Lx [m]	15% Lx [m]	ex ≤15% Lx	
Sous-Sol	12.51 9.68 -1.10	12.62 14.99 -1.10	1.39	27.8	4,17	C.V	
RDC	12.51 9.67 2.72	12.62 15.16 2.72	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 1	12.51 9.63 6.24	12.62 15.16 6.24	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 2	12.51 9.63 9.64	12.62 15.16 9.64	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 3	12.51 9.63 13.04	12.62 15.16 13.04	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 4	12.51 9.63 16.44	12.62 15.16 16.44	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 5	12.51 9.63 19.84	12.62 15.16 19.84	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 6	12.51 9.63 23.24	12.62 15.16 23.24	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 7	12.51 9.63 26.64	12.62 15.16 26.64	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 8	12.51 9.63 30.04	12.62 15.16 30.04	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 9	12.51 9.63 33.44	12.62 15.16 33.44	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 10	12.51 9.63 36.84	12.62 15.16 36.84	1.39	27.8	4,17	C.V	
Étage 11	12.51 9.63 40.24	12.62 15.16 40.24	1.39	27.8	4,17	C.V	
Terrasse	12.63 9.40 43.70	14.18 15.30 43.70	1.39	27.8	4,17	C.V	

Tableau VI.7.Vérification de l'excentricité dans le sens X du Bloc 1

Dans le sens Y							
Etage	G(x,y,z) [m]	R(x,y,z) (m)	ey [m]	Ly [m]	15% Ly [m]	ey ≤15% Ly	
Sous-Sol	12.51 9.68 -1.10	12.62 14.99 -1.10	1.02	20.45	3,07	C.V	
RDC	12.51 9.67 2.72	12.62 15.16 2.72	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 1	12.51 9.63 6.24	12.62 15.16 6.24	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 2	12.51 9.63 9.64	12.62 15.16 9.64	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 3	12.51 9.63 13.04	12.62 15.16 13.04	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 4	12.51 9.63 16.44	12.62 15.16 16.44	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 5	12.51 9.63 19.84	12.62 15.16 19.84	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 6	12.51 9.63 23.24	12.62 15.16 23.24	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 7	12.51 9.63 26.64	12.62 15.16 26.64	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 8	12.51 9.63 30.04	12.62 15.16 30.04	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 9	12.51 9.63 33.44	12.62 15.16 33.44	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 10	12.51 9.63 36.84	12.62 15.16 36.84	1.02	20.45	3,07	C.V	
Étage 11	12.51 9.63 40.24	12.62 15.16 40.24	1.02	20.45	3,07	C.V	
Terrasse	12.63 9.40 43.70	14.18 15.30 43.70	1.02	20.45	3,07	C.V	

Tableau VI.8.Vérification de l'excentricité dans le sens Y du Bloc 1

VI.5.1.11.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce Phénomène est appelé « effet P- Δ ».

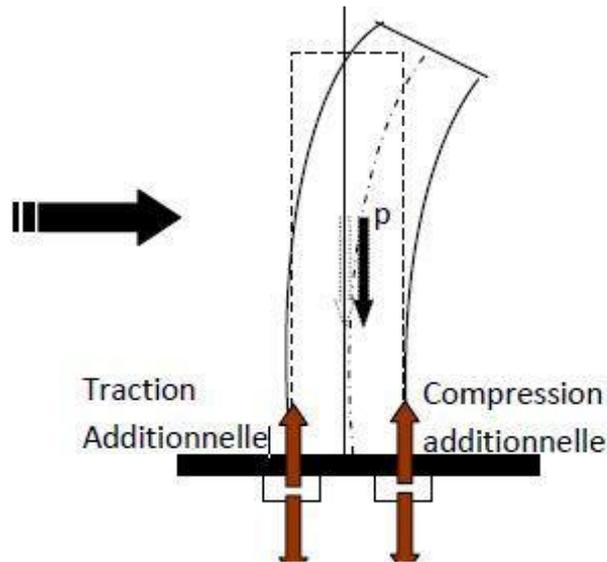


Figure VI.5. Présentation phénomène appelé « effet P- Δ ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage « k »

si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionné

Étage	Nom	Pk (T)	Pk cumul (T)	Δk (cm)	Vk (T)	hk (cm)	θ
1	Sous-Sol	1304,6734	17127,5527	0.2	422.717	396	0,0026403
2	RDC	1260,3159	15867,2358	0.6	418.418	374	0,0608373
3	Étage 1	1211,7471	14655,4897	0.7	406.123	340	0,0742953
4	Étage 2	1211,7471	13443,7426	0.8	389.012	340	0,0813145
5	Étage 3	1211,7471	12231,9955	0.8	369.244	340	0,0779463
6	Étage 4	1211,7471	11020,2484	0.8	347.711	340	0,0745734
7	Étage 5	1211,7471	9808,5013	0.8	324.744	340	0,0710677
8	Étage 6	1211,7471	8596,7542	0.8	300.695	340	0,0840871
9	Étage 7	1211,7471	7385,0071	0.8	275.832	340	0,0629966
10	Étage 8	1211,7471	6173,2600	0.8	249.386	340	0,0582443
11	Étage 9	1211,7471	4961,5129	0.7	219.001	340	0,0466430
12	Étage 10	1211,7471	3749,7658	0.7	181.854	340	0,0424522
13	Étage 11	1211,7471	2538,0187	0.6	135.211	340	0,0331249
14	Terrasse	1233,3453	1326,2716	0.5	75.513	340	0,0258282

Tableau VI.9. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X du Bloc 1

Étage	Nom	Pk (T)	Pk cumul (T)	Δk (cm)	Vk (T)	hk (cm)	θ
1	Sous-Sol	1304,6734	17127,5527	0.2	453.400	396	0,0190786
2	RDC	1260,3159	15867,2358	0.5	447.471	374	0,0474061
3	Étage 1	1211,7471	14655,4897	0.7	430.917	340	0,0700206
4	Étage 2	1211,7471	13443,7426	0.8	408.008	340	0,0775287
5	Étage 3	1211,7471	12231,9955	0.9	382.292	340	0,0846965
6	Étage 4	1211,7471	11020,2484	1.0	355.454	340	0,0911861
7	Étage 5	1211,7471	9808,5013	1.1	328.858	340	0,0964957
8	Étage 6	1211,7471	8596,7542	1.1	304.810	340	0,0912470
9	Étage 7	1211,7471	7385,0071	1.1	283.893	340	0,0841608
10	Étage 8	1211,7471	6173,2600	1.1	263.184	340	0,0758872
11	Étage 9	1211,7471	4961,5129	1.1	238.820	340	0,0672136
12	Étage 10	1211,7471	3749,7658	1.0	207.489	340	0,0531532
13	Étage 11	1211,7471	2538,0187	1.0	163.703	340	0,0455994
14	Terrasse	1233,3453	1326,2716	1.0	98.144	340	0,0397456

Tableau VI.10. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y du Bloc 1

La condition ($q < 0,1$) est vérifiée, donc l'effet P- Δ est négligeable.

VI.5.1.11.7. Vérification de l'effort normal réduit

Vérification de l'art 7.4.3.1 RPA 2003

Sollicitations normales

Justification des poteaux sous l'effet de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le CBA93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Section (cm ²)	Nacc (KN)	Bc (cm ²)	Fc28 (KN/cm ²)	≤ 0,30	Condition
50x50	1295,69	2500	2,5	0,20	C.V
50x100	687,98	5000	2,5	0,05	C.V
40x40	297,966	1600	2,5	0,07	C.V

Tableau VI.11. Vérification sollicitations normales du Bloc 1

Conclusion:

Relative aux résultats obtenus dans l'étude dynamique, et les règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 on peut dire que notre structure est stable, le bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

VI.5.2 Étude Sismique du Bloc 2:

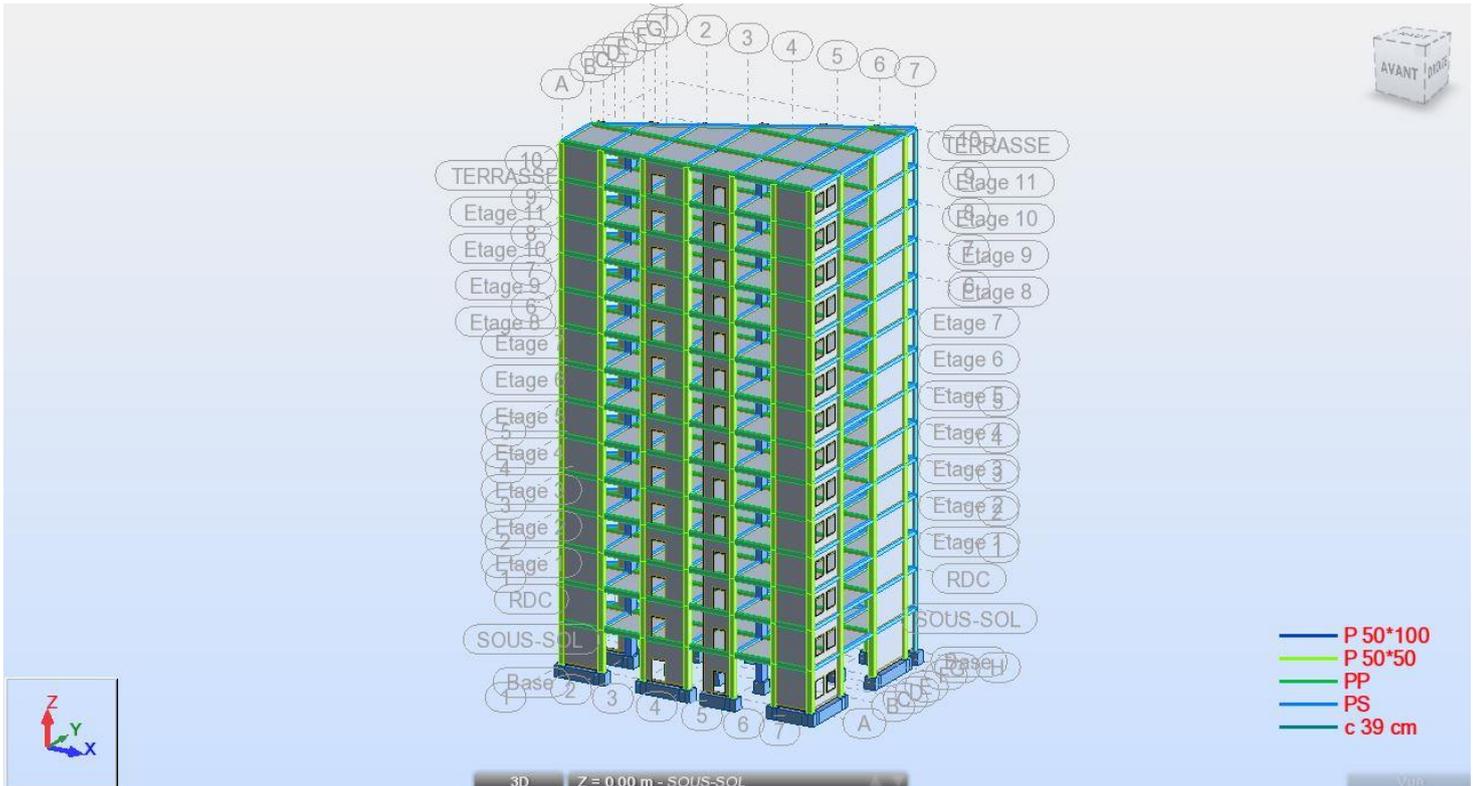


Figure VI.6. Modélisation Bloc 2 Tour R+12 + SS en 3D

VI.5.2.1 Évaluation de la force sismique

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Avec :}$$

A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

VI.5.2.2 Résultante de la force sismique

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure. A la base V_i obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

VI.5.2.3 Définitions de la valeur des coefficients

1. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté dans la région de Souk Ahras de faible sismicité (zone I) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : $A = 0,08$.

2. Coefficient de comportement globale de structure(R) :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3.RPA 99 en fonction du système de contreventement, la structure de l'ouvrage est en portiques contreventés par des voiles, don $R = 4$

3. facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots \text{article 4-4-RPA99/03}$$

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau VI.12.Q Facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q

a. Selon l'axe (x-x) :**1. Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées des voiles de contreventement.

-Trois travées Observée 0

- $L_{max}/L_{min}=4,60/3,80=1,21 < 1,5$ observée $Pq1=0$

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan, au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

-Nombre des files $= 6 \geq 4$

$\frac{Espacement\ max}{Espacement\ min} = \frac{4,60}{3,80} = 1,21 < 1,5$ Observée $\Rightarrow Pq2=0$

3. Régularité en plan :

Selon RPA 99 Ver 03 art 3.51 la forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égale 4.

$$\frac{25,50}{17,70} = 1,44 < 4$$

La somme des dimensions des parties rentrantes au saillantes des bâtiments dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale des bâtiments dans cette direction.

$$0,25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{25,50}{17,70} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1,44 \leq 4 \dots \dots \dots \text{observée} \Rightarrow Pq3 = 0$$

4. Régularité en élévation:

$$\frac{BM}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{25,50}{25,50} = 1 \geq 0,67 \dots \dots \dots \text{observée} \Rightarrow Pq4 = 0 \Rightarrow$$

5. Contrôle de la qualité des matériaux non observée $Pq5=0,05$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution non observée $Pq6=0,10$

$$Q_x = 1 + (0,00+0,00+0,00+0,000+0,05+0,10) = 1,15.$$

b. Selon l'axe (y-y) :**1. Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées des voiles de contreventement.

-Trois travées Observée 0

- $L_{max}/L_{min}=5,5/2,00=2,75$ Non $<1,5$ Non Observée $P_{q1}=0,05$

2. Redondance en plan :

-Nombre des files = 4 ≥ 4

$\frac{\text{Espace max}}{\text{Espace min}} = \frac{5,50}{2,00} = 2,75$ non $< 1,5$ Non Observée $\Rightarrow P_{q2}=0,05$

3. Régularité en plan :

$0,25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{25,50}{17,70} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1,44 \leq 4$ observée $\Rightarrow P_{q3} = 0$

4. Régularité en élévation :

$\frac{B_M}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{17,70}{17,70} = 1 \geq 0,67$ observée $\Rightarrow P_{q4} = 0 \Rightarrow$

5. Contrôle de la qualité des matériaux non observée $P_{q5}=0,05$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution non observée $P_{q6}=0,10$

$Q_y = 1 + (0,05+0,05+0,00+0,000+0,05+0,10) = 1,25.$

V.5.2.4 Nombre des modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est trois (03) dans chaque direction considérée.

VI.5.2.5 Pourcentage d'amortissement critique :

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7 \%$; (tableau 4.2.RPA99)

V.5.2.6 Période fondamentale T :

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.RPA99.

$$C_t = 0.05$$

$$T = 0,05 \times 47,947^{3/4} = 0,911 \text{ sec}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Suivant x-x : $L_x = 25.50 \text{ m.}$ $T_x = \frac{0,09h}{\sqrt{L_x}} = 0,09 \times 47,94 / \sqrt{25.50} = 0,854 \text{ s}$

Suivant y-y : $L_y = 17.70 \text{ m.}$ $T_y = 0,09 h_n / \sqrt{L_y} = 0,09 \times 47,94 / \sqrt{17.70} = 1,026 \text{ s}$

$$T_x = \min(0,854 ; 0,911) \implies T_x = 0,854 \text{ s}$$

$$T_y = \min(1,026 ; 0,911) \implies T_y = 0,911 \text{ s}$$

V.5.2.7 Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol ferme

Site ferme «S2» $\rightarrow T_2 = 0.40 \text{ s} ; T_1 = 0.15 \text{ s}$

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,40 \text{ s} \dots\dots\dots \text{ (tableau 4.7.RPA99).}$$

V.5.2.8 Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0,8819 \geq 0,7$$

V.5.2.9 Facteur d'amplification dynamique :Donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Sens x :

$$T_2 < T_x < 3s \implies 0,40 < 0,854 \text{ s} < 3s$$

$$\text{donc :} \quad D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times (0,40/0,854)^{2/3} = 1,33$$

$$\text{Sens y :} \quad T_2 < T_y < 3s \implies 0,40 < 0,911 \text{ s} < 3s$$

$$\text{donc :} \quad D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times (0,40/0,911)^{2/3} = 1,27$$

- **Mode 3** : Rotation autour de Z

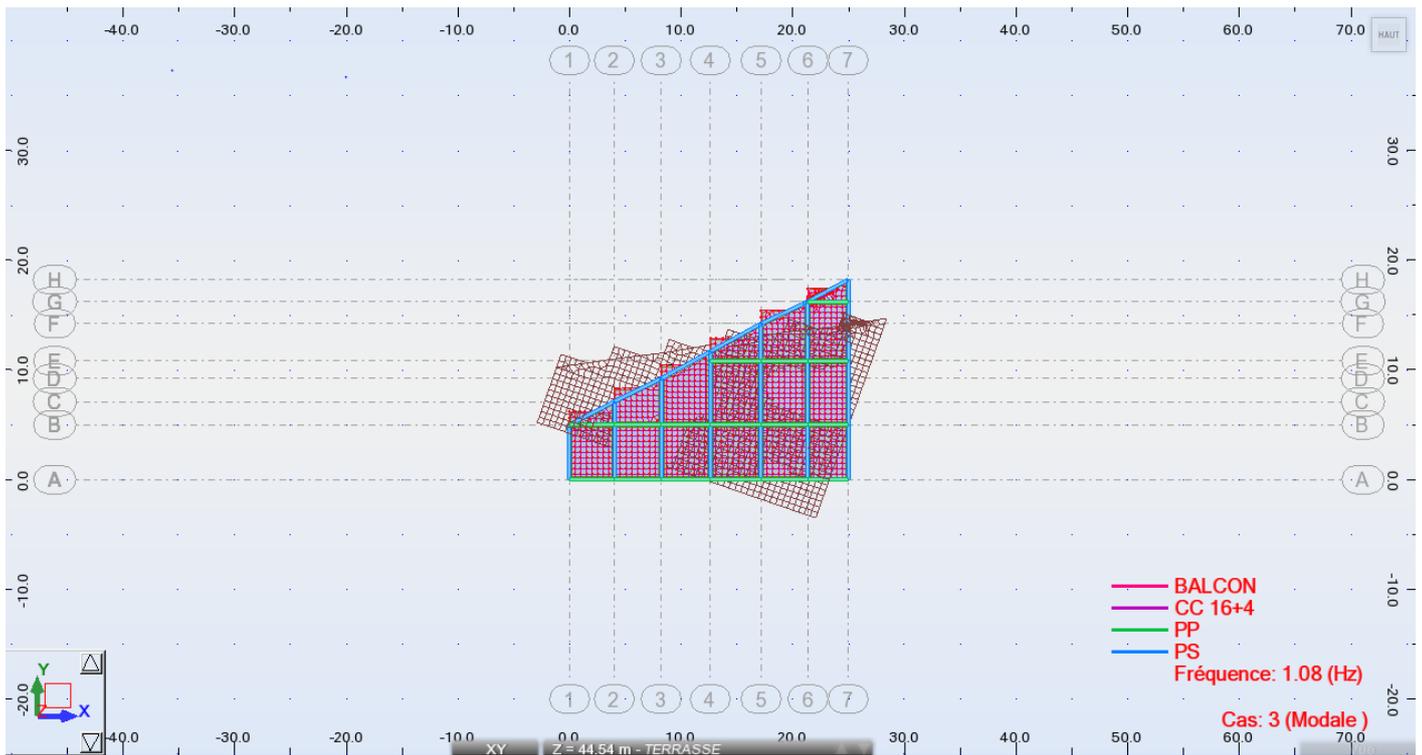


Figure VI. 9.3^{ème} mode de déformation de la structure Bloc 2 niveau terrasse (plan X-Y)

VI.5.2.11 Vérification et Justification réglementaire des conditions de RPA 99 Version 2003

VI.5.2.11.1 Calcul la force sismique totale :

Selon l'art 4.2.3 RPA 99 Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

a. Calcul l'effort sismique pour sens longitudinal :

$$V_x = (0,08 \times 1,33 \times 1,15) \times 9429,64 / 4 = 288,45 \text{ t}$$

b. Calcul l'effort sismique pour sens transversal :

$$V_y = (0,08 \times 1,27 \times 1,25) \times 9429,64 / 4 = 299,39 \text{ t}$$

VI.5.2.11.2 Résultante des forces sismiques à la base

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces à la base 'VT' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base:

	$\sum Fx (T)$	$\sum Fy (T)$
Ex	266.899	121.893
Ey	138.264	266.034

Tableau VI.13. Les réactions à la base du Bloc 2

$$V_{x\text{dynamique}} = \sqrt{(Fx^2 + Fy^2)} = 293,42 T$$

$$V_{y\text{dynamique}} = \sqrt{(Fx^2 + Fy^2)} = 299,82 T$$

Sens	V (spec) (kn)	V (stat.eq)	80% V stat.eq	0.8Vstat≤V(spec)
X	293,42	288,45	224,36	C.V
Y	299,82	299,39	239,51	C.V

Tableau VI.14. Vérification l'effort tranchant à la base du Bloc 2

VI.5.1.11.3 Vérification des modes :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.62	1.60	4.92	61.44	4.92	61.44
2	0.70	1.42	65.42	67.14	60.50	5.70
3	1.08	0.93	69.69	67.25	4.27	0.11
4	2.68	0.37	69.83	85.86	0.14	18.61
5	2.76	0.36	85.61	85.96	15.78	0.10
6	4.58	0.22	86.00	85.97	0.39	0.01
7	5.08	0.20	86.00	91.23	0.00	5.27
8	5.82	0.17	91.58	91.24	5.58	0.00
9	6.86	0.15	91.58	93.46	0.01	2.22
10	8.40	0.12	91.60	94.64	0.02	1.18
11	8.79	0.11	93.82	94.65	2.22	0.00
12	9.43	0.11	94.32	94.71	0.50	0.06

Tableau VI.15. Vérification des Modes du Bloc 2

Il est à noter qu'il existe 08 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 version 2003

Selon le **RPA 99 / version 2003**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,911 \text{sec} \times (1,3) = 1,18 > 0,93 \dots C.N.V$$

VI.5.2.11.4 Justification vis à vis des déformations:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot 2014 (on prend le déplacement relative direct):

Dans le sens X				
Etage	UX (cm)	Déplacement relative UX (cm)	1% la hauteur de l'étage (cm)	Condition RPA
Sous-Sol	0.3	0.3	3,96	C.V
RDC	0,7	0,5	3,74	C.V
Étage 1	1,3	0.6	3,40	C.V
Étage 2	2,0	0.7	3,40	C.V
Étage 3	2.8	0.8	3,40	C.V
Étage 4	3.6	0.8	3,40	C.V
Étage 5	4,4	0.8	3,40	C.V
Étage 6	5,2	0.8	3,40	C.V
Étage 7	6,1	0.8	3,40	C.V
Étage 8	6.9	0.8	3,40	C.V
Étage 9	7.7	0.8	3,40	C.V
Étage 10	8,5	0.8	3,40	C.V
Étage 11	9,2	0.7	3,40	C.V
Terrasse	9.9	1,0	3,40	C.V

Tableau VI.16.Déplacement relatif X du Bloc 2

Dans le sens Y				
Étage	UY (cm)	Déplacement relative UY (cm)	1% la hauteur de l'étage (cm)	Condition RPA
Sous-Sol	0.3	0.3	3,96	C.V
RDC	0.8	0.5	3,74	C.V
Étage 1	1.4	0.6	3,40	C.V
Étage 2	2.1	0.7	3,40	C.V
Étage 3	3.0	0.8	3,40	C.V
Étage 4	3,9	0,9	3,40	C.V
Étage 5	4,8	1.0	3,40	C.V
Étage 6	5,8	1.0	3,96	C.V
Étage 7	6,9	1.0	3,74	C.V
Étage 8	7,9	1.0	3,40	C.V
Étage 9	8,9	1.0	3,40	C.V
Étage 10	10.0	1.0	3,40	C.V
Étage 11	11.0	1.0	3,40	C.V
Terrasse	12.0	1.0	3,40	C.V

Tableau VI. 17. Déplacement relative Y du Bloc 2

VI.5.2.11.5 Vérification de l'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Étage	Dans le sens X					
	G(x,y,z) [m]	R(x,y,z) (m)	ex [m]	Lx [m]	15% Lx [m]	ex ≤15% Lx
Sous-Sol	14.56 6.14 -1.04	17.19 3.28 -1.04	1.25	24.95	3,74	C.V
RDC	14.58 6.12 2.79	17.20 3.27 2.79	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 1	14.53 6.23 6.33	16.01 3.27 6.33	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 2	14.53 6.23 9.73	16.01 3.27 9.73	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 3	14.53 6.23 13.13	16.01 3.27 13.13	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 4	14.53 6.23 16.53	16.01 3.27 16.53	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 5	14.53 6.23 19.93	16.01 3.27 19.93	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 6	14.53 6.23 23.33	16.01 3.27 23.33	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 7	14.53 6.23 26.73	16.01 3.27 26.73	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 8	14.53 6.23 30.13	16.01 3.27 30.13	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 9	14.53 6.23 33.53	16.01 3.27 33.53	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 10	14.53 6.23 36.93	16.01 3.27 36.93	1.25	24.95	3,74	C.V
Étage 11	14.53 6.23 40.33	16.01 3.27 40.33	1.25	24.95	3,74	C.V
Terrasse	14.54 6.23 43.73	16.01 3.27 43.73	1.25	24.95	3,74	C.V

Tableau VI.18. Vérification de l'excentricité dans le sens X du Bloc 2

Etage	Dans le sens Y					
	G(x,y,z) [m]	R(x,y,z) (m)	ey [m]	Ly [m]	15% Ly [m]	ey ≤15% Ly
Sous-Sol	14.56 6.14 -1.04	17.19 3.28 -1.04	0.91	18.20	2,73	C.V
RDC	14.58 6.12 2.79	17.20 3.27 2.79	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 1	14.53 6.23 6.33	16.01 3.27 6.33	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 2	14.53 6.23 9.73	16.01 3.27 9.73	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 3	14.53 6.23 13.13	16.01 3.27 13.13	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 4	14.53 6.23 16.53	16.01 3.27 16.53	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 5	14.53 6.23 19.93	16.01 3.27 19.93	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 6	14.53 6.23 23.33	16.01 3.27 23.33	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 7	14.53 6.23 26.73	16.01 3.27 26.73	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 8	14.53 6.23 30.13	16.01 3.27 30.13	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 9	14.53 6.23 33.53	16.01 3.27 33.53	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 10	14.53 6.23 36.93	16.01 3.27 36.93	0.91	18.20	2,73	C.V
Étage 11	14.53 6.23 40.33	16.01 3.27 40.33	0.91	18.20	2,73	C.V
Terrasse	14.54 6.23 43.73	16.01 3.27 43.73	0.91	18.20	2,73	C.V

Tableau VI.19.Vérification de l'excentricité dans le sens Y du Bloc 2

VI.5.2.11.6 Justification vis à vis de l'effet P- Δ

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce Phénomène est appelé « effet P- Δ ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionné

Étage	Nom	Pk (T)	Pk cumul (T)	Δk (cm)	Vk (T)	hk (cm)	θ	Condition RPA
1	Sous-Sol	1304,6734	17127,5527	0.2	422.717	396	0,0026403	C.V
2	RDC	1260,3159	15867,2358	0.6	418.418	374	0,0608373	C.V
3	Étage 1	1211,7471	14655,4897	0.7	406.123	340	0,0742953	C.V
4	Étage 2	1211,7471	13443,7426	0.8	389.012	340	0,0813145	C.V
5	Étage 3	1211,7471	12231,9955	0.8	369.244	340	0,0779463	C.V
6	Étage 4	1211,7471	11020,2484	0.8	347.711	340	0,0745734	C.V
7	Étage 5	1211,7471	9808,5013	0.8	324.744	340	0,0710677	C.V
8	Étage 6	1211,7471	8596,7542	0.8	300.695	340	0,0840871	C.V
9	Étage 7	1211,7471	7385,0071	0.8	275.832	340	0,0629966	C.V
10	Étage 8	1211,7471	6173,2600	0.8	249.386	340	0,0582443	C.V
11	Étage 9	1211,7471	4961,5129	0.7	219.001	340	0,0466430	C.V
12	Étage 10	1211,7471	3749,7658	0.7	181.854	340	0,0424522	C.V
13	Étage 11	1211,7471	2538,0187	0.6	135.211	340	0,0331249	C.V
14	Terrasse	1233,3453	1326,2716	0.5	75.513	340	0,0258282	C.V

Tableau VI.20. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X du Bloc 2

Étage	Nom	Pk (T)	Pk cumul (T)	Δk (cm)	Vk (T)	hk (cm)	θ	Condition RPA
1	Sous-Sol	704,880	9429,635	0.3	255.868	396	0,0279193	C.V
2	RDC	683,116	8724,755	0.5	251.060	374	0,0464594	C.V
3	Étage 1	668,090	8041,639	0.6	239.843	340	0,0591688	C.V
4	Étage 2	668,090	7373,549	0.7	225.295	340	0,0673820	C.V
5	Étage 3	668,090	6705,459	0.8	209.042	340	0,0754755	C.V
6	Étage 4	668,090	6037,369	0.9	192.509	340	0,0830157	C.V
7	Étage 5	668,090	5369,279	1.0	177.476	340	0,0889810	C.V
8	Étage 6	668,090	4701,189	1.0	164.747	340	0,0839288	C.V
9	Étage 7	668,090	4033,099	1.0	153.956	340	0,0770483	C.V
10	Étage 8	668,090	3365,009	1.0	143.828	340	0,0688119	C.V
11	Étage 9	668,090	2696,919	1.0	131.665	340	0,0602446	C.V
12	Étage 10	668,090	2028,829	1.0	114.091	340	0,0523016	C.V
13	Étage 11	668,090	1360,739	1.0	87.868	340	0,0455475	C.V
14	Terrasse	692,649	668,09	1.0	49.836	340	0,0394287	C.V

Tableau VI.21. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y du Bloc 2

La condition ($q < 0,1$) est vérifiée, donc l'effet P- Δ est négligeable.

:

VI.5.2.11.7 Vérification de l'effort normal réduit

Vérification de l'art 7.4.3.1 RPA 2003

Sollicitations normales

Justification des poteaux sous l'effet de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le CBA93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Section (cm ²)	N _{acc} (KN)	B _c (cm ²)	F _{c28} (KN/cm ²)	≤ 0,30	Condition
50x50	346,520	2500	2,5	0,05	C.V
50x100	559,244	5000	2,5	0,04	C.V

Tableau VI.22. Vérification sollicitations normales du Bloc 2

Conclusion:

Relative aux résultats obtenus dans l'étude dynamique, et es règles para sismiques algériennes RPA 99/ version 2003 on peut dire que notre structure est stable, le bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

VI.5.3. Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40\text{ mm} \quad (4-19)$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

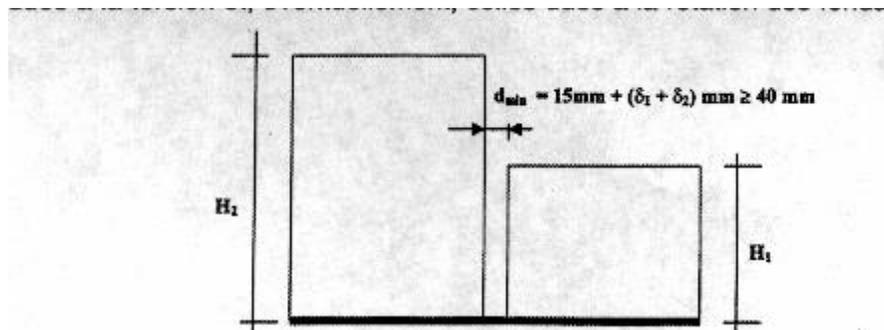


Figure VI.10. Présentation de la largeur des joints sismiques

4.43. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$e_k = R \cdot e_{k0} \quad (4-19)$$

e_{k0} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$e_k - e_{k-1}$$

$$d_{min} = 15 + (15 + 10) = 40 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

On adopte **0.04 m** soit : **40 mm**

CHAPITRE VII

Étude des éléments structuraux

VII.1. Introduction

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

- **Poteaux**

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

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres**

Se sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (ROBOT).

VII.2. Ferrailage des portiques

VII.2.1. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions (donnés par ROBOT).

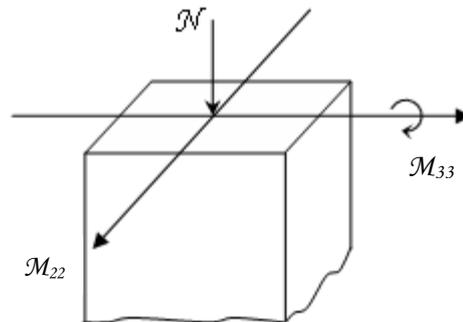


Figure VII.1 Direction des moments et efforts sur un poteau

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P + 1,2 E \\ 0,8 G + E \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :

$$1^{\text{ier}} \text{ Cas : } N_{\text{max}} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$2^{\text{ième}} \text{ Cas : } M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

- Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :
 - La section d'acier minimale donnée par le B.A.E.L.
 - Les pourcentages extrêmes d'acier (A_{min} et A_{max}) données par le RPA 99.
 - Le diamètre minimum des armatures longitudinales $\phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$.
 - La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40\phi$ en zone I.
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\delta_t < 25 \text{ cm}$.
- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 3 types de poteaux à ferrailer :
 - Poteaux (50x50) cm²
 - Poteaux (50x100) cm²
 - Poteaux (40x40) cm²

	Sollicitation <i>KN ou KN · m</i>	Poteaux (40x40)cm ²	Poteaux (50x50)cm ²	Poteaux (50x100)cm ²
Combinaison 1,35 <i>G</i> + 1,5 <i>P</i> 1 ^{er} cas	N_{\max}	574,434	3371,038	4645,445
	M_{corr}	-13,73	1,64	0,17
	T_{\max}	554,084	1344,523	1424,036
Combinaison <i>G</i> + <i>P</i> + 1,2 <i>Ex</i> 2 ^{ième} cas	M_{\max}	9,62	44,38	216,79
	N_{corr}	60,511	95,675	129,623
	T_{\max}	1397,507	3007,799	3674,327
Combinaison ELS <i>G</i> + <i>Q</i>	N_{\max}	422,384	2451,304	3398,636
	M_{corr}	-10,09	1,29	0,12
	T_{\max}	407,396	927,426	1344,056

Tableau VII .1 Récapitulation des moments fléchissants et des efforts normaux.

VII.2.1.1 Exemple de calcul

VII.2.1.1.1 Poteau 50x50

VII.2.1.1.1.1 Armatures longitudinales :

1^{er} Cas : Combinaison fondamentale (1,35 *G* + 1,5 *P*)

$$N_{\max} = 3371,038 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 1,64 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{1,64}{3371,038} = 0,000486 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

$e_1 < (h/12) \Rightarrow$ Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

- **E.L.U.R :**

$$A_1' = \frac{N - B\sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{3371.038 - (50 \times 50) \cdot 14.2 \times 100}{348}$$

$$A_1' = -10191,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1' = 0$$

- **E.L.U.S.F :**

$$L_f = 0,7 h_e = 0,7(357) = 249,9 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,5}{\sqrt{12}} = 0,144 \Rightarrow \lambda = \frac{2,499}{0,144} = 17,35$$

$$\lambda = 17,35 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,810$$

Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_2' \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b-2)(h-2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A_2' \geq 1,15/400 \times 100 (3371,038 \cdot 10^3 / 0,810 - 2304 \times 100 \times 25 / 0,9 \times 1,5)$$

$$\Rightarrow A_2' = -3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2' = 0$$

$$A_1 = \max(A_1', A_2') = 0$$

2^{ème} Cas : Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E_x$)

$$M_{max} = 44,38 \text{ KN.m}$$

$$N_{corr} = 95,675 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{44,38 \times 100}{95,675} = 46,38 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

\Rightarrow La section sera sollicitée à flexion composé

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué

\Rightarrow les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement $\lambda < 35$

(voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$\left(\frac{l_f}{h}\right)$: Élanement géométrique)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max\left[15, 20 \frac{e_1}{h}\right] \text{ Dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau est peut élané.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq 1,15/400 \times 100 (95,675 \cdot 100 / 0,810 - 2304 \times 100 \times 25 / 0,9 \times 1,5)$$

$$\Rightarrow A_2 \geq -122,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 0$$

- **Armatures minimales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b+h)}{100}\right] \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,7\% b \cdot h = 17,5 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 125 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 100 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 150 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

VII.2.1.1.1.2 Ferrailage adopté :

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_1, A_2, A_{\min}) = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculé}} = A_{s1} = A_{s2} = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $12\text{HA}16=24.13 \text{ cm}^2$

- **E.L.S :**

$$N_{max} = 2451,34 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 1,29 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{1,29}{2451,34} = 0,000526 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16$$

$$e_1 < (h/12) \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

VII.2.1.1.1.3 Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 95,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{95,62 \times 10^3}{50 \times 45 \times 100} = 0,424 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot \delta_t \cdot T_{max}}{h \cdot f_e}$$

- ♦ **Calcul des espacements :**

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10 \phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ \delta'_t \leq 10 \phi_L \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Avec : ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend : $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$$

φ_a : est en fonction de λ :

$$\lambda = 17,35 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{\max} = 95,62 \text{ KN.}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 95,62 \times 10^3}{50 \times 235 \times 100} = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 50 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

On prend : $At = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ \longrightarrow Soit deux cadres.

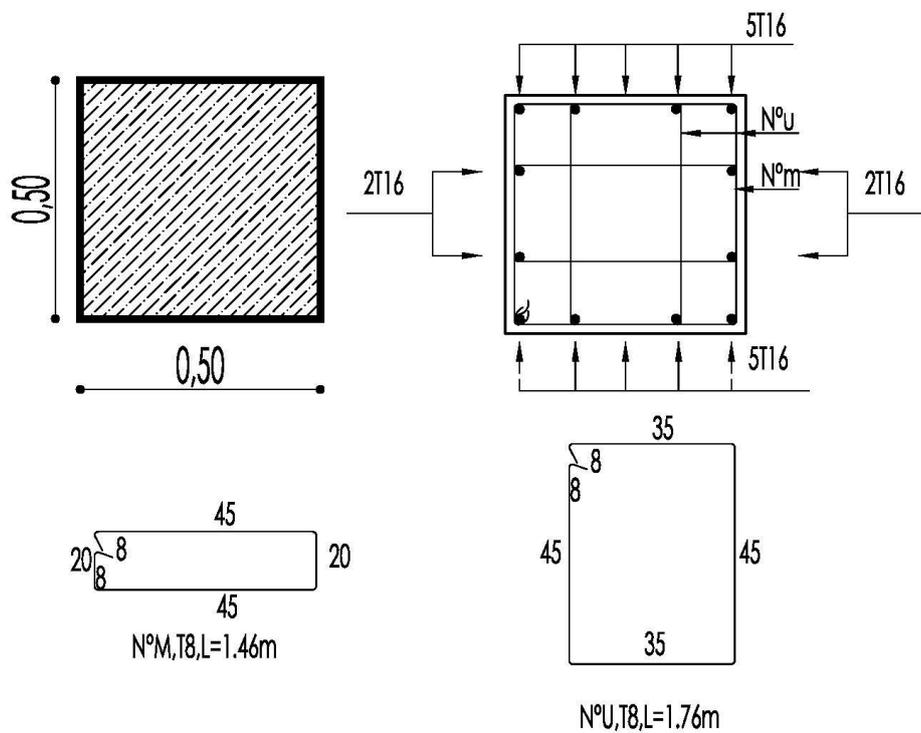


Figure.VII.2 Ferrailage des poteaux 50x50

• **Longueur de recouvrement :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi \text{ en zone I}$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

- Détermination de la zone nodale

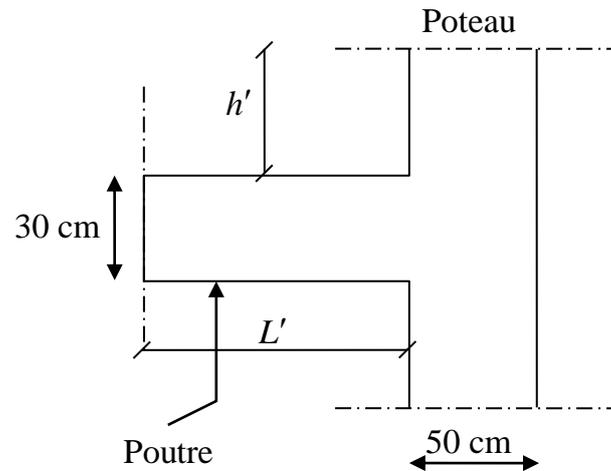


Figure VII .3 Schéma de la zone nodale.

:

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_i; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Donc

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{357}{6}, 50, 50, 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

VII.2.1.1.2 Poteau 50x100 :

Nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ($50 \times 50 \text{ cm}^2$). Du même le reste des calculs est présenté dans le tableau ci-dessous relative au poteau 50×100 qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour ladite poteau 50×100 selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 [2] et le R.P.A 99 [3].

Poteau (cm^2)	A_{calcul}	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Section corresp (cm^2)	A_{trans} (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
50×50	17,5	12T16	24,13	4φ8	2,01	10	15
50x100	35	18T16	36,19	4φ8	2,01	10	15
40×40	11,2	8T14	12,32	4φ8	2,01	10	15

Tableau VII.2 Récapitulation du ferrailage des poteaux

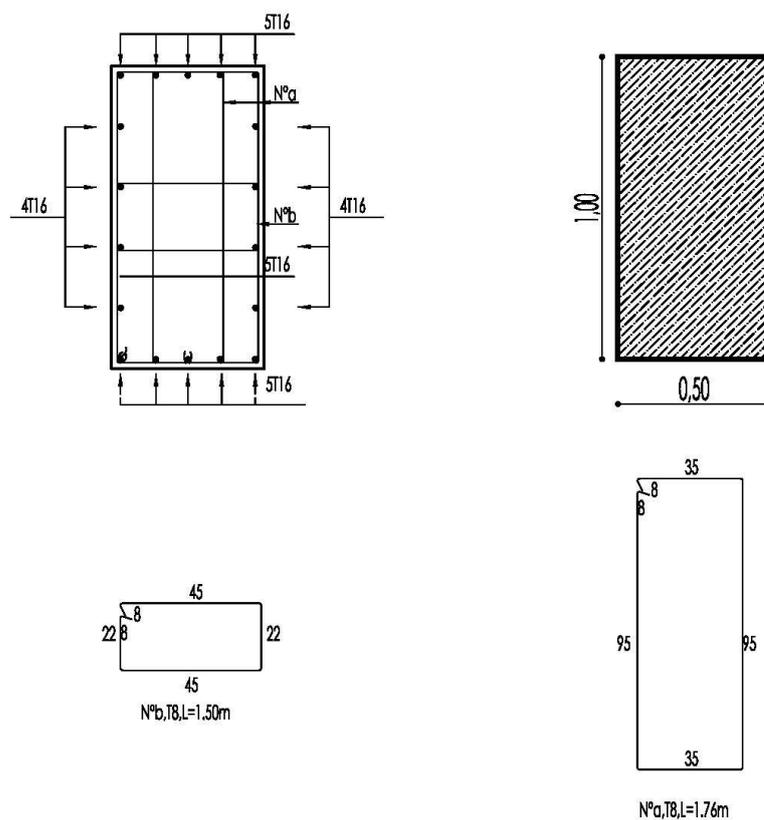


Figure.VII.4 Ferrailage des poteaux 50x100

VII.2.2 Ferrailage des poutres :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc fait en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 , puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$G + P + E$$

$$0,8G \pm E$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \longrightarrow P.P (30x45) cm²
- Poutres secondaires \longrightarrow P.S (30x35) cm²

VII.2.2.1 Étude des poutres principales P.P 30x45 cm²:

VII.2.2.1.1 Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 :

$$A_{min} = 0,5\% 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

	En appui			En travée			Effort tranchant T_{\max} (KN)
	M_a max (KN·m)	M_{as} (KN·m)	M_{aa} (KN·m)	M_t max (KN·m)	M_{ts} (KN·m)	M_{ta} (KN·m)	
Poutre principale P.P (30x45) cm ²	114,80	82,47	96,11	113,08	82,63	88,64	69,152
Poutre secondaire P.S (30x35) cm ²	169,76	124,43	158,84	88,45	64,82	141,94	91,978

Tableau VII.3 Les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)

VII.2.2.1.2 Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91 :

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale.

1. En travée

- E.L.U :

$$M_t = 113080 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{113080}{14,20 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,16 < \mu = 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 0,15 \rightarrow \beta = 0,937$$

$$A = \frac{M_t u}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{113080}{348 \times 40,5 \times 0,937} = 8,56 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

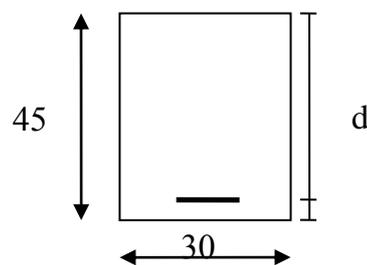


Figure VII.5 Schéma d'une section de calcul poutre principale 30x45

- **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{rpa}, A_{min})$$

$$A = \max(8,56, 6,75, 1,47) \Rightarrow A = 8,56 \text{ cm}^2$$

On fait le choix **6H14** Soit $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Section rectangulaire Flexion simple Fe400} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{113080}{82630} = 1,36$$

$$\alpha = 0,15 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

2. En appui :

- **E.L.U.R :**

$$M_{au} = 114800 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{114800}{14,20 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,16 < \mu = 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 0,21 \rightarrow \beta = 0,91$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{114800}{348 \times 40,5 \times 0,91} = 8,95 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{rpa}, A_{min})$$

$$A = \max(8,95, 6,75, 1,47) \Rightarrow A = 8,95 \text{ cm}^2$$

On fait le choix **6HA16** Soit $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$.

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Section rectangulaire Flexion simple Fe400} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{114800}{82470} = 1,39$$

$$\alpha = 0,21 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

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

$$T_{max} = 69,152 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{69152}{300 \times 405} = 0,569 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les cadres et les étriers seront perpendiculaires à la ligne moyenne.

VII.2.2.1.3 Calcul des armatures transversales :

1. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, Q_{L_{min}}, \frac{b}{10} \right) \text{ Selon le B.A.E.L 91}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}, 1,6, \frac{30}{10} \right) = 1,28 \text{ cm}$$

Soit 1 cadre de HA8 + un étrier de HA8 = 2.01 cm².

2. Espacement des armatures transversales

- En zone nodale

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times Q_L\right) \quad \text{Selon le R.P.A 99}$$

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1,6\right) = 11,2 \text{ cm}$$

On prend $\delta_t = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \quad \text{Selon le R.P.A 99}$$

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

3. Section des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \quad \text{Selon le R.P.A 99}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

4. Vérification des espacements

- $\delta_{t1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}) \quad \text{Selon le B.A.E.L 83}$

$$\delta_{t1} \leq \min(36,45, 40) = 36,45 \text{ cm}$$

- $\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)} \quad \text{Selon le B.A.E.L 83}$

$$\delta_{t2} \leq \frac{2,01 \times 235}{35 \times 0,31} = 43,53 \text{ cm}$$

- $\delta_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)} \quad \text{Selon le B.A.E.L 83}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t3} \leq 17,31 \text{ cm}$$

$$\delta_{t4} \leq \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 17,31 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}}, \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.2.1.4 Recouvrement des barres longitudinales :

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

1. Ancrage des armatures tendues

- Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$\psi_s = 1,5$ barres à H. A courantes.

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

- Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales 30 x 45	Travée	8,56	6HA14	9,24	$\phi 8$	15	10
	Appui	8,95	6HA16	12.06	$\phi 8$	15	10

Tableau VII.4 Récapitulatif du ferrailage des poutres principales

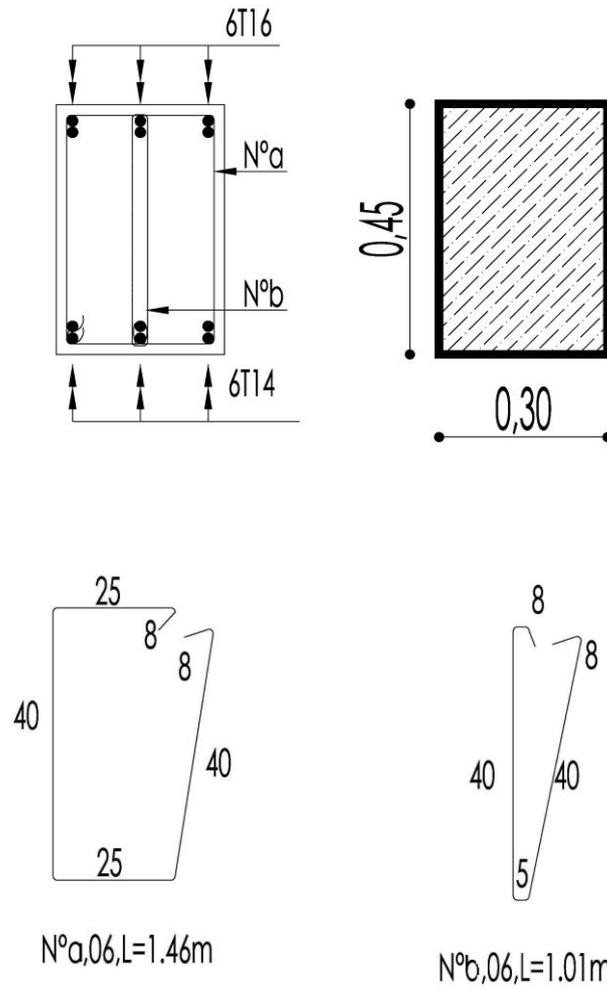


Figure VII.6 Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x45

VII.2.2.2 Étude des poutres secondaires P.S 30x35 cm²

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage :

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres secondaires 30x35	Travée	6,90	3HA14+3T12	8.01	$\phi 8$	15	10
	Appui	8,70	6HA14	9,24	$\phi 8$	15	10

Tableau VII.5 Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires 30X35

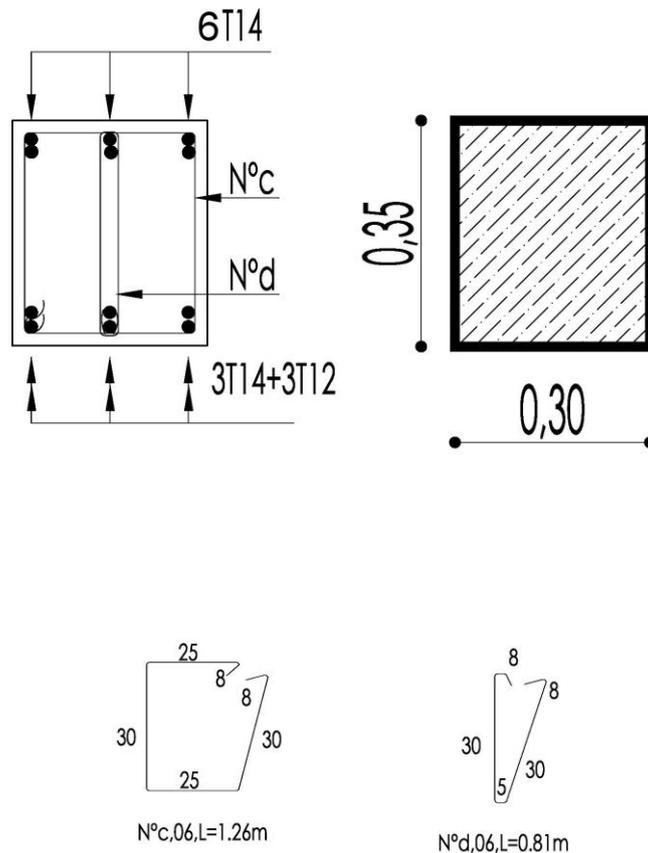


Figure VII.7 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire 30x35

VII.3 Étude des voiles :

VII.3.1 Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

VII.3.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

VII.3.2.1 Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.3.2.2 Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3.2.3 Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99 (version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

VII.3.2.4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.3.3 Ferrailage des voiles :

- Exemple de calcul

- a. Voile de rive :

$$A = 1,198 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,00299 \text{ m}^4$$

$$I = 0,00299 \text{ m}^4$$

$$V = 2,245 \text{ m}$$

$$N = -4084.719 \text{ KN}$$

$$M = 1082.834 \text{ KN.m}$$

$$T = 363.164 \text{ KN}$$

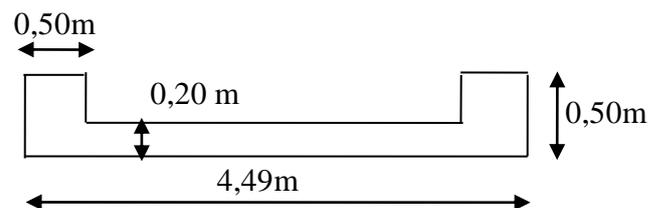


Figure VII.8 Dimensions de voile

VII.3.3.1 Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{-4084,719}{1082,834} + \frac{1082,834 \times 2,245}{0,00299} = 813024,11 \text{ KN/m}^2 \text{ KN/m}^2$$

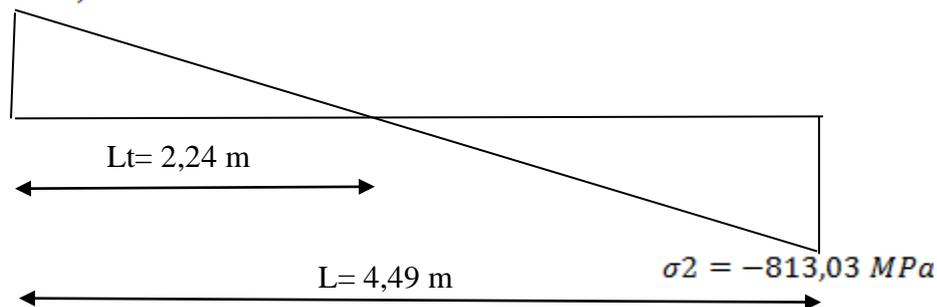
$$\sigma_1 = 813,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{-4084,719}{1082,834} - \frac{1082,834 \times 2,245}{0,00299} = -813031,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -813,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 813,02 \text{ MPa}$$



(σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée (S.P.C), donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables

Le ferrailage se fait par bonde de d de largeur Art : 7.7.4 [RPA 99 2003]

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max} L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{813,02 \times 4,49}{813,02 + 813,03}$$

$$L_c = 2,25 \text{ m}$$

Longueur tendue: $L_t = L - L_c$

$$L_t = 4,49 - 2,25 = 2,24 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

$$d \leq \min(2,245, 1,5)$$

$$d = 1,50 \leq L_t = 2,90 \text{ m}$$

$$tg \alpha = \frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{813020}{2,24} = 362955,36 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_1 = tg \alpha (L_t \times d)$$

$$\sigma_1 = 1219530 \text{ KN/m}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{\bar{V}}{b.d}$	$\tau_u =$	0,405	MPa
Contrainte tangente limite	$0.28 f_{c28}$	$\bar{\tau}_u =$	7,00	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0,405 < 7.0 vérifiée		

Tableau VII.6 Vérification de la contrainte de cisaillement

Volume des contraintes pour la zone tendue					
Effort de traction équivalent au volume des contraintes	$T = (\sigma_1 \times e \times lt)/2$			273174,72	KN
Détermination de la section des aciers					
Section théorique d'acier de traction	$T / (f_e / \gamma_s)$	$A_s =$		0,0789	cm²
Section des armatures de couture	$A_{vj} = 1,1 \times V / f_c$	$A_{vj} =$		9,98	cm²
Section des armatures de couture en zone tendue	$A_{vja} = A_{vj} \times lt / L$	A_{vja}		4,98	cm²
Section des armatures totale	$A = A_{vja} + A_s$	$A =$		5,06	cm²
Section minimale	$A_{min} = 0,2\% \times lt \times e$	A_{min}		8,96	cm²

Tableau VII.7. Volume des contraintes pour la zone tendue

VII.3.3.2 Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1$ m)

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII.3.3.3 Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

On adopte : $D = 12$ mm

VII.3.3.4 L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} - \text{Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:}$$

$$St \leq \min\{1,5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } St \leq \min\{St_{BAEL}; St_{R.P.A 99}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est $5 T 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VII.3.3.5 Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5 T 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

VII.3.3.6 Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

VII.3.4 Disposition des armatures :

VII.3.4.1 Armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ vérifiée

$$L=449 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 44,9 \text{ cm}$$

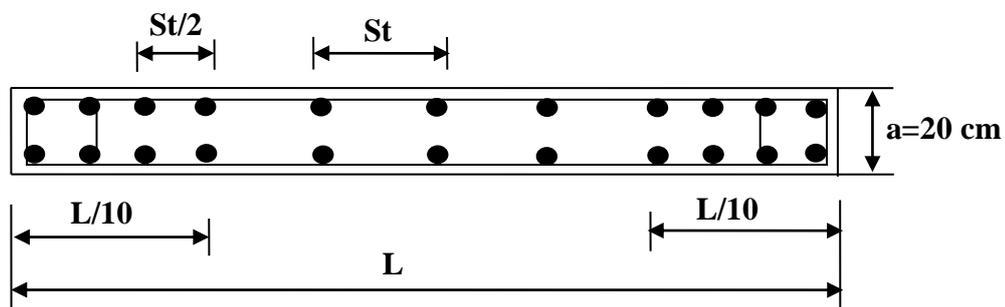


Figure VII.9 Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.3.4.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.3.4.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

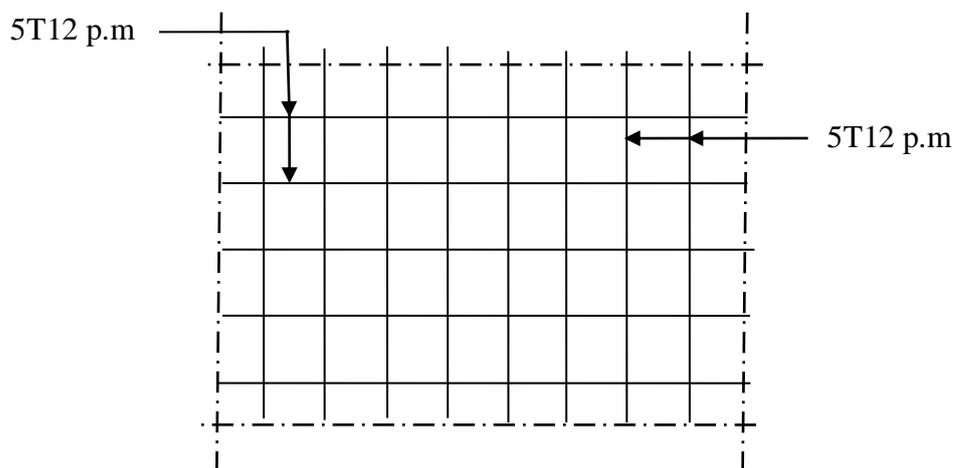


Figure VII.10 Disposition du ferrailage du voile

CHAPITRE VIII

Étude de l'infrastructure

VIII.1. Calcul des fondations :

VIII.1.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,50 bar à un ancrage de 1.50 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35 G + 1,5 Q$

VIII.1.2 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 2.50 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%).$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.50 \text{ bars} = 25 \text{ t/m}$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VIII.1.3 Définition du radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

VIII.2 Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

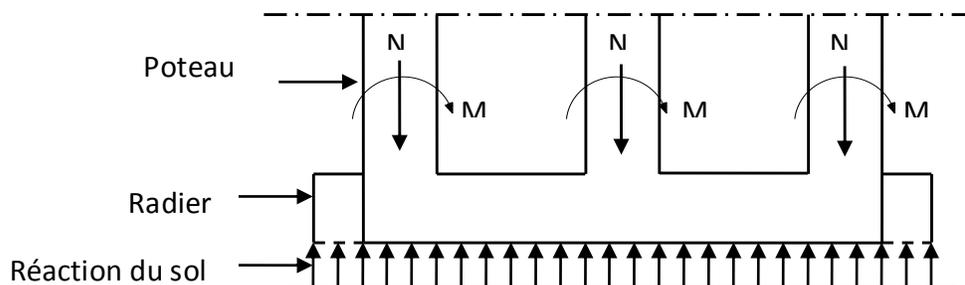


Figure VIII.1 Schéma du Radier

VIII.2 .1. Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Relative aux resultats dans Logiciel Robot Bloc 1 :

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

Bloc 1 :

$$G_{T=} \sum G_i = 102392,356 \text{ KN}$$

$$Q_{T=} \sum Q_i = 12470,314 \text{ KN}$$

Bloc 2 :

$$G_{T=} \sum G_i = 56658.790 \text{ KN}$$

$$Q_{T=} \sum Q_i = 6148.445 \text{ KN}$$

VIII.2.1.1. Combinaison d'actions :

D'après le Logiciel Robot on peut avoir les résultats suivants :

Bloc1 :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 156935.153 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 114862.671 \text{ KN}$$

Bloc2 :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 85712.035 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 62807.236 \text{ KN}$$

BLOC	Nulti (kN)	Nser (kN)
1	156935.153	114862.671
2	85712.035	62807.236
Σ	242647,188	177669,907

Tableau VIII.1 Combinaison d'actions

Avec : $N_{\text{ulti}} = N_{\text{ulti}} \text{ bloc 1} + N_{\text{ulti}} \text{ bloc 2}$

$$N_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \text{ bloc 1} + N_{\text{ser}} \text{ bloc 2}$$

VIII.2.1.2. Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.50 \text{ bars} = 25 \text{ t/m}^2 = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$N = N_{ser} = 177669,907 \text{ KN}$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 710,68 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

La surface occupée par l'ouvrage = $804,53 \text{ m}^2 > S_{nec}$.

Débord de 60 cm pour chaque coté.

La section totale du radier est de : $868,79 \text{ m}^2$

La pression sous le radier

$$Pu = \frac{Nu}{S} = \frac{242647,188}{868,79} = 279,29 \text{ KN/m}^2$$

VIII.2.1.3. Pré dimensionnement de la dalle :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire:

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5,60 \text{ m} \Rightarrow 22,4 \text{ m} \leq h_1 \leq 28,0 \text{ m}$$

b. Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante: $L_e = \frac{\pi}{2} L_{max}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec:

E: Module de Young ($E=32164,20\text{MPa}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/m}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

Pour notre cas $K=4\text{kg/m}^3$ (sol de densité moyenne).

$b=1$: Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire.

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$, $L_e^4 = 4EI/kb$

$$\text{On aura: } h_r = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$L_{\max} = 5,60 \text{ m}, E = 3.216 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2, K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h_2 \geq 0,846 \text{ m} \quad \text{on prend : } h_2 = 85 \text{ cm}$$

c. Condition de cisaillement:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = N_{\text{ultime}} = N_{\text{ult}} \text{ bloc1} + N_{\text{ult}} \text{ bloc2}$$

$$N_u = 242647,188 \text{ KN}$$

$$L = 5,60 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1 \text{ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9 \bar{\tau})} = 34,76 \text{ cm}$$

$$h_3 \geq 34,76 \text{ cm}$$

Conclusion:

$$h \geq \text{Max} (h_1; h_2; h_3) = 85 \text{ cm}$$

On prend: $h_t = 85 \text{ cm}$

VIII.2.1.4. Pré dimensionnement des nervures:**VIII.2.1.4.1 Largeur des nervures:**

- Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm} \Rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

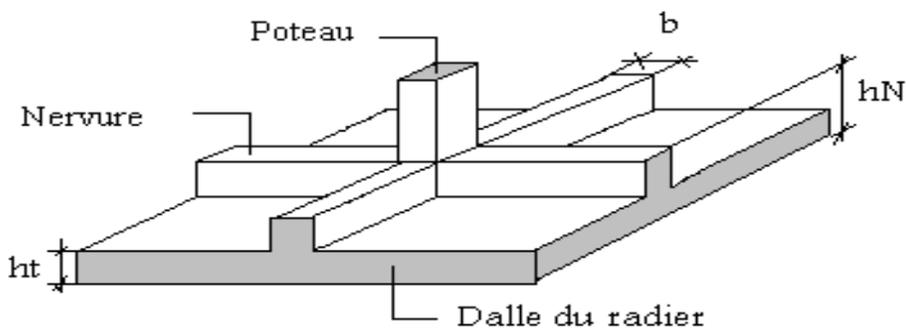


Figure VIII.2 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VIII.2.1.4.2 Hauteur des nervures:

- Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

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

On a : $L_{\max} = 5,60 \text{ m}$

$$37,33 \leq h_N \leq 56$$

On prend: $h_{n1} = 65 \text{ cm}$

- Condition de non poinçonnement:

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité $N_u = 4646,445 \text{ KN}$

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c=2[(a+b)+2h]$)

$a=50\text{cm}, b=100\text{cm}$

$\Rightarrow h_{n2} \geq 132,29\text{cm}$

On prend : $h_{n2}=135\text{ cm}$.

• **Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \dots\dots\dots(2)$$

Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire des poteaux de largeur "a" non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

Application numérique:

On veut que: $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$ or:

$a = 100 \text{ cm}$ (largeur du poteau), $l_{\text{entre axe}} = 5,60\text{m}$

$\Rightarrow L_e = 3,12 \text{ m}$

A partir de la formule (2) on calcule la valeur de h:

On aura: $h_{n3} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}} \Rightarrow h_{n2} \geq 70,40\text{cm}$

$\Rightarrow h_{n3} = 75\text{cm}$

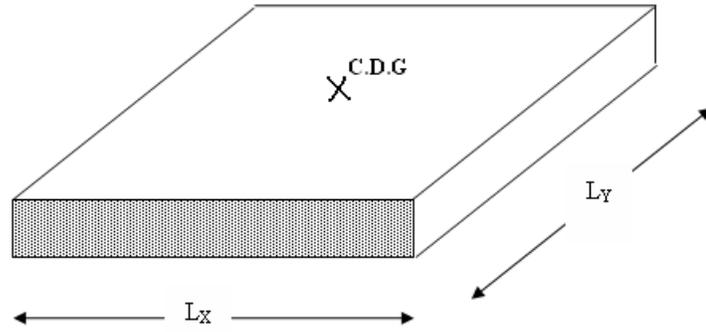
Conclusion :

$h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}) = 135\text{cm} \Rightarrow h_N = 135\text{cm}$

D'où:

Épaisseur de la dalle du radier $h_t=85 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 135\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$



VII.2.2 Caractéristiques géométriques du radier :

▪ **Centre de gravité du radier :**

$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i}$

$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{S_i}$

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
12,75	18,95	115684,87	52369,51

Tableau VIII.2 Caractéristiques géométriques.

VIII.2.3. Vérification de la stabilité de radier

La stabilité du radier dépend de :

- l'effort normal.
- Moment de renversement.
- Moment due au séisme.
- Moment d'excentrement max due aux charges verticales.
- Effort tranchant cumulé à la base du séisme.
- Moment fléchissant à la base du au séisme.

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est due aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

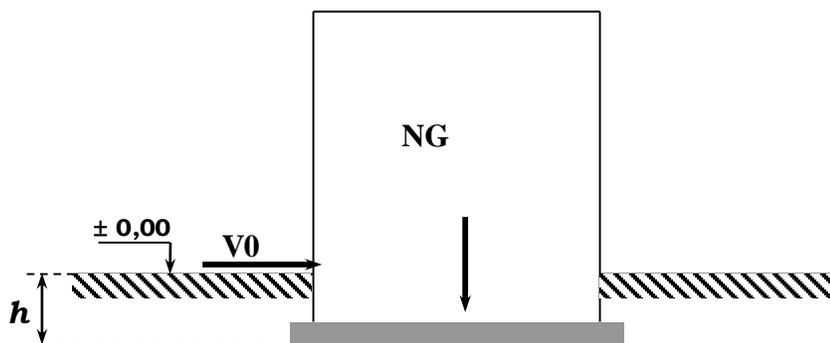


Figure VIII.3 Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

$$\sum M_0 = 692634,78 \text{ kNm} ; V_0 = 1998.159 \text{ kN} ; h = 4,81 \text{ m}$$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$\text{Donc: } M_R = 714984,18 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G = N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}$$

$$N_Q = N_{Q1} + N_{Q2}$$

N_{G1} : Poids propre de bloc 1.

N_{G2} : Poids propre de bloc 2

N_{G3} : Poids propre du radier.

N_{Q1} : Poids de la surcharge d'exploitation bloc 1

N_{Q2} : Poids de la surcharge d'exploitation bloc 2.

On a:

$$N_{G3} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 868,79 \times 0,85 = 18461,78 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } N_{\text{ser}} = 18461,78 + 177669,907$$

$$N_{\text{ser}} = 196131,69 \text{ KN}$$

$$M_s = N_{\text{ser}} \cdot X_G = 2500679,001 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3,49 > 1,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y:

$$\sum M_0 = 1251036.25 \text{ KN.m} ; V_0 = 2411.880 \text{ kN} ; h = 4,81 \text{ m}$$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$\text{Donc: } M_R = 1262637,39 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N_{\text{ser}} \cdot Y_G = 3716695,526 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 2,94 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VIII.2.4. Vérification des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{177669,807}{868,79} = 204,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 204,50 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5 \bar{\sigma}_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ reste toujours inférieur à } 1,33 \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

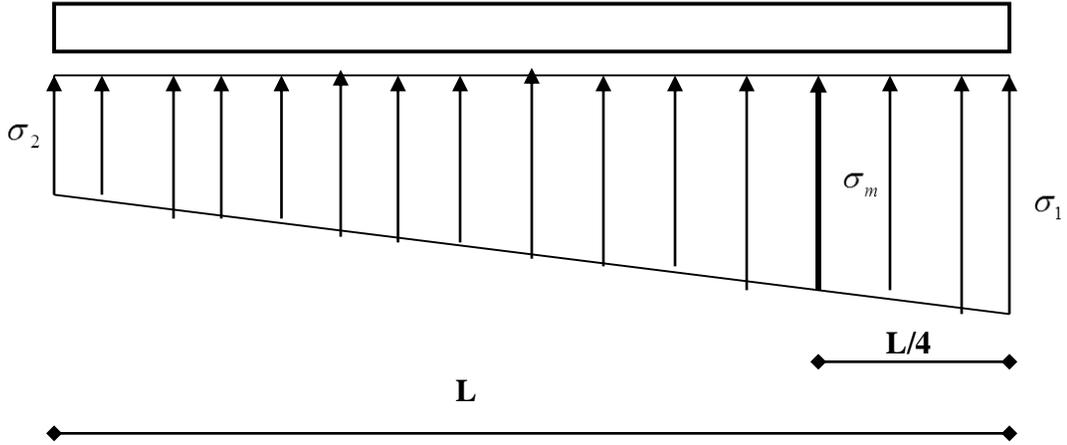


Figure VIII.4 Contraintes sous le radier

❖ **ELU:**

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 242647,188 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$M_R = 714984,18 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

sens	$N_u(\text{kN})$	$V=h/2(\text{m})$	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	242647,188	0,675	283,46	275,12	279,29
Sens y-y			288,51	270,08	279,29
vérifications			$\sigma_1^{\max} < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 450$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 399$

Tableau VIII.3 Contraintes sous le radier à l'ELU

❖ **ELS:**

$$N_{ser} = G_T + Q_T = 177669,907 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$M_R = 3221655,88 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

sens	$N_{ser}(\text{kN})$	$V=h/2(\text{m})$	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	177669,907	0,675	223,30	185,71	204,50
Sens y-y			246,02	162,98	204,50
vérifications			$\sigma_1^{\max} < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 332,5$

Tableau VIII.4 Contraintes sous le radier à l'ELS

▪ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

ELU: $\sigma_u = 288,51 \text{ KN/m}^2$

ELS: $\sigma_{ser} = 246,02 \text{ KN/m}^2$

VIII.3 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier:**a.1. Détermination des efforts:**

- Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

a.2. Valeur de la pression sous radier:

- **ELU:** $\sigma_u = \sigma_{1.1 \text{ ml}} = 288,51 \text{ KN/m}^2$
- **ELS:** $\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{1.1 \text{ ml}} = 246,02 \text{ KN/m}^2$

on calcule deux types de panneaux :

- Panneau de rive (**P₁**)
- Panneau intermédiaire (**P₂**)

a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):

On a le rapport des panneaux $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
P₁	4,00	4,00	1	0,0368	1	288,51	169,87	144,39	169,87	144,39	50,96 84,94
P₂	4,00	5,90	0,68	0,0710	0,4034	288,51	327,75	245,81	132,21	99,16	163,88

Tableau VIII.5 Calcul des moments à l'ELU

On déduit μ_x, μ_y du Tableau Annexe II (dans annexes)

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _{ser} (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
P₁	4,00	4,00	1	0,0441	1	246,02	173,59	147,55	173,59	147,55	52,08 86,80
P₂	4,00	5,90	0,68	0,0767	0,5584	246,02	301,92	226,44	168,59	126,44	150,96

Tableau VIII.6 Calcul des moments à l'ELS

a.5. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,20\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=85\text{cm}$
 $d=0,9h=76,50\text{cm}$

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	245,81	0,0345	0,0439	75,15	10,96	5HA20	15,71	20
	y-y	245,81	0,0345	0,0439	75,15	10,96	5HA20	15,71	20
Appui	x-x	163,88	0,0203	0,0256	75,52	6,42	5HA16	10,05	20
	y-y	163,88	0,0203	0,0256	75,52	6,42	5HA16	10,05	20

Tableau VIII.7 Ferrailage des panneaux du radier

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(255\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} < 33\text{ cm}$$

On prend : $S_t=20\text{cm}$

a.6. Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0,23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,24\text{cm}^2 < 10,05\text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	226,44	15,71	33,55	1268919,96	7,11	15	136,65	240	vérifie
	y-y									
Appuis	x-x	150,96	10,05	25,51	561049,75	7,20	15	215,91	240	vérifie
	y-y									

Tableau VIII.8 Vérification des contraintes

b. Ferrailage des nervures :**b.1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b=60\text{cm}$; $h=135\text{cm}$; $d=121,50\text{cm}$

- **Sens (x-x) et (y-y) :**

$L=5,60\text{m}$; $q_u=288,51\text{ kN/ml}$

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,20\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=60\text{ cm}$; $h=135\text{cm}$

$d=0,9h=121,50\text{cm}$

On utilise tableau Annexe I Organigramme section rectangulaire soumis à un flexion simple ELU

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	961,32	0,0744	0,1008	116,60	23,99	8HA20	25,13
Appuis	565,48	0,0455	0,0582	118,67	13,86	8HA16	16,08

Tableau VIII.9 Ferrailage des nervures (sens(x-x) et (y-y))

b.3. Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s \text{ min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,80 \text{ cm}^2 < 16,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

$q_{\text{ser}}=246,02\text{ kN/ml}$

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	819,74	25,13	32,79	3671500,23	6,81	15	276,51	240	non vérifie
Appuis	482,20	16,08	27,23	2547310,24	4,79	15	249,13	240	non vérifie

Tableau VIII.10 Vérification des contraintes

On a trouvée:

- **En travée :**

$\sigma_s = 276,51 \text{ MPa} > 240 \text{ MPa} \Rightarrow$ Il faut redimensionner la section d'acier à l'ELS ;

On prend: **10HA20** = 31,42 cm² s_t = 10cm $\Rightarrow y = 36,53\text{cm}$; I = 4377681,82cm⁴ ;

$\sigma_s = 222,13 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$ vérifiée.

- **Sur appuis**

$\sigma_s = 249,13 \text{ MPa} > 240 \text{ MPa}$ on prend : **10HA16** = 20,11cm² $\Rightarrow y = 30,28\text{cm}$;

I = 3065317,87cm⁴ ;

$\sigma_s = 200,33 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$ vérifiée

3.Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \tau^-_u = \text{Min}(0,1f_{c28} , 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{quL}{2} = \frac{(288,51 \times 5,60)}{2} = 807,828 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{807,828 \cdot 10^3}{600 \times 1215} = 1,11 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

4. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{135}{560} = 0,241 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{31,42}{60 \times 121,5} = 0,0043 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,241 > 0,085 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section.

M_0 : le moment isostatique.

M_t : le moment maximal en travée.

A_s : la section de l'armature tendue correspondante

f_e : la limite d'élasticité de l'acier

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

b.4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifier 99 :**

$$* \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8} = 0,62 \text{MPa} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{cm}) = 40 \text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right) = 0,56 \text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right) = 19,2 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 67,50 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{cm}$$

$f_e = 400 \text{MPa}$; $\tau_u = 1,11 \text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$; $b = 60 \text{cm}$; $d = 121,50 \text{cm}$

$A_t = 6 \text{HA}8 = 3,02 \text{cm}$

On trouve : $S_t \leq 19,62 \text{cm}^2$

D'où on prend:

$S_t = 15 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

b.5. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction .

$$h = 135 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1,35 = 4,05 \text{ cm}^2$$

on prend :

$$3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

VIII.4 Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

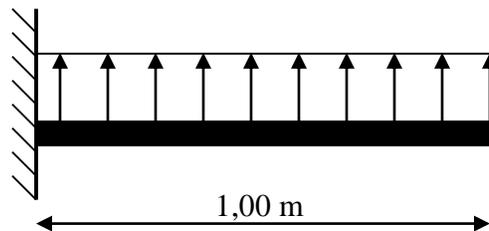


Figure VIII.5 Schéma statique du débord

a) Evaluation des charges et surcharges:

$$\text{E.L.U} : q_u = 288,51 \text{ kN/ml} \longrightarrow \text{Pour une bande de 1 m.}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = 246,02 \text{ kN/ml} \longrightarrow \text{Pour une bande de 1 m.}$$

b) Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- $$\text{E.L.U} : M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 144,26 \text{ KN.m}$$

$$T_u = - q_u \cdot L = - 288,51 \text{ KN}$$
- $$\text{E.L.S} : M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{2} = 123,01 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \cdot L = -246,02 \text{ KN}$$

c) Ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 85\text{cm}$

$$d = 76,5\text{cm}$$

Les résultats du ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant:

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
Section dangereuse	144,26	0,0174	0,0225	75,81	5,54	9,23	7HA14	10,78

Tableau VIII.11 Ferrailage du débord

- Armatures longitudinales : $A_s^{\text{choisit}} = 7\text{HA}14 = 10,78\text{cm}^2$, esp = 14cm
- Armatures transversales : $A_r = \frac{A_s}{4} = 2,695\text{cm}^2$
 $\Rightarrow A_r = 4\text{HA}12$
 $A_r \text{ adop} = 4,52\text{cm}^2$, esp = 25cm

Note:

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

d) Vérification des contraintes à l'ELS:

- **Contrainte tangentielle:**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u \cdot l = 288,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{288,51 \times 10^3}{1000 \times 765} = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Contrainte normale:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Section dangereuse	123,01	10,78	14,19	723047,52	2,38	15	147,99	240	vérifiée

Tableau VIII.12 Vérification des contraintes du débord

e) Vérification de la flèche

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{85}{100} = 0,85 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{10,78}{100 \times 76,5} = 0,0014 < 0,0105 \dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,85 > 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

M_t : moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armature.

L : portée de la poutre.

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la flèche.

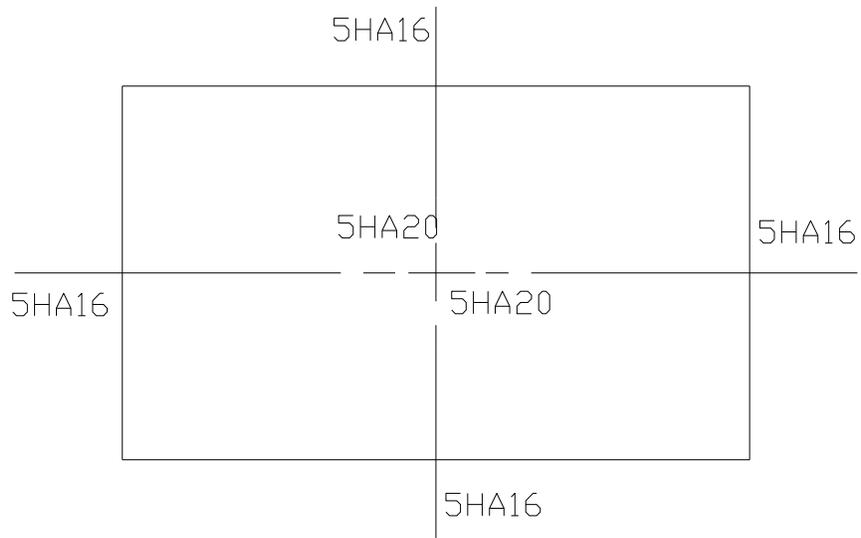


Figure.VIII.6 Ferrailage de la dalle du radier

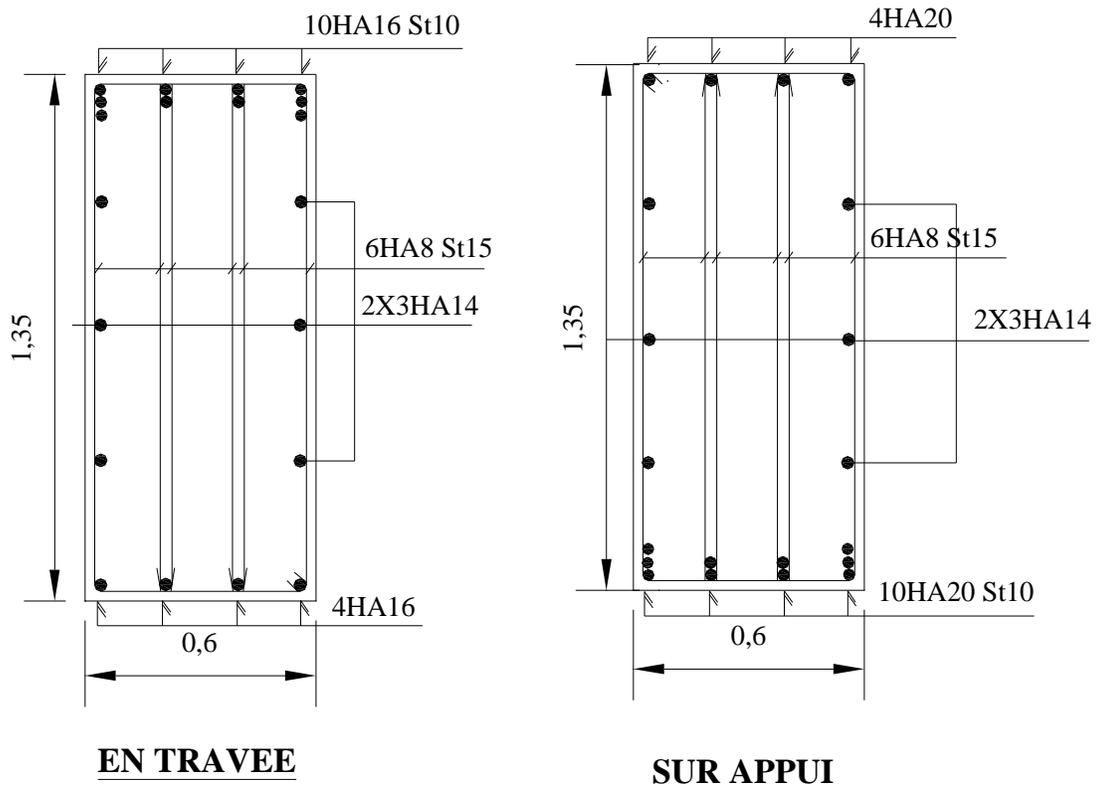


Figure VIII.7 Ferrailage des nervures

CHAPITRE IX

Étude de sol

IX.1. Introduction :

Il est d'une importance capitale dans tous les travaux s'appuyant sur le sol, donc les travaux publics et de génie civil, de bien connaître le terrain sur le quel on va fonder ou bâtir, c'est lui qui sert de support aux routes, aux ponts, aux barrages, etc..... et c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site (in situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.

IX.2. Reconnaissance géotechnique :

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent en la réalisation des :

- Essais in situ
- Essais de laboratoire

IX.2.1 Essais in situ :

- La reconnaissance sur site a comporté :
- Une campagne au pénétromètre dynamique.

Une campagne géologique par sondage carotté.

Dans la première campagne, huit essais pénétrométriques ont été réalisés.

Ces essais nous ont permis d'avoir une idée sur la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité.

Dans la seconde campagne un sondage carotté exécuté à l'aide d'une sondeuse « Zif 300 »

Ce sondage, d'une profondeur de 10m sous le niveau du sol naturel, nous a permis de connaître avec précision la nature du sol décrite par la carte géologique de la région et de faire des prélèvements d'échantillons de sol afin de réaliser les essais de laboratoire.

IX.2.1.1 Essais Pénétrométriques :

Ces essais sont d'un usage de plus en plus fréquent. Ils sont effectués à l'aide d'appareils comportant une tige métallique terminée par un cône.

Cet équipement est complété par un dispositif mesurant séparément l'effort exercé sur la pointe conique du pénétromètre, fixée à l'extrémité d'un train de tiges, et le frottement latéral exercé sur le fut. Les résultats obtenus sont traduits sous forme d'un diagramme, portant en abscisses la résistance de pénétration à la pointe q_d et en ordonnées, la profondeur Z en m.

IX.2.1.2 Sondage carotté :

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

0,00m à 1,30m	Gravier, sable et cailloux dans une matrice limono argileuse brunâtre.
1,30m – 7,00m	Alluvions noyées dans une matrice riche en argile avec des passages graveleux.
7,00m à 8,00m	Alluvion : gravier et sable argilo- limoneux

Tableau IX.1 : Coupe des sondages

IX.2.2 Essais de laboratoire :

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués au laboratoire sur les échantillons prélevés dans le sol en place à l'aide de carottiers, ces échantillons de terrain, si possible non remaniés, sont repérés avec les numéros du sondage correspondant, le niveau de prélèvement sa partie inférieure et sa partie supérieure.

Toutes les précautions sont prises pendant le transport, pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon.

Les essais sont effectués dans les plus courts délais de prélèvement par des personnes qualifiées, aptes à interpréter les résultats.

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- La masse volumique de l'échantillon.
- Détermination des teneurs en eau.
- Les limites d'Atterberg.
- Analyse granulométrique et sédiment métrique.
- Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande (non consolidé, non drainé).
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.

IX.2.2.1. Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol :

Avant toute interprétation ou calcul, il faudrait présenter un tableau comportant toutes les caractéristiques physiques concernant notre sol.

IX.2.2.1.1 Les caractéristiques physiques :

- ❖ Les densités sèches γ_d sont comprises entre 1,77t/m³ et 1,75t/m³.
- ❖ Les densités humides γ_h varient entre 2,14t/m³ et 2,10t/m³.
- ❖ Les teneurs en eau W sont entre 18,9% et 20,50%.
- ❖ Poids volumique de grains solide $\gamma_s=2,70t/m^3$.
- ❖ Les degrés de saturation S_r des sols analysés varient entre 97% et 100%.

Ceci nous permet de classer les sols comme suit :

- Saturé de 0,00 à 7,00m.
- Saturés au delà de 7,00m.

- L'indice de consistance I_c , permet de donner une idée sur la structure des sols. Cet indice varie entre 0,544 et 1,04.

Cela signifie que les sols analysés sont très consistants.

Les résultats des caractéristiques physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

$$\gamma_h = \gamma_d(1 + W) \quad ; \quad \omega_{\text{sat}} = \gamma_\omega \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

$$\text{Avec :} \quad \gamma_{\text{sat}} = \gamma_\omega + \gamma' \quad ; \quad \gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_\omega}{\gamma_s} \right) \quad ; \quad e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$$

$$\gamma_s = 2,65 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad \gamma_\omega = 1,0 \text{ t/m}^3$$

Prof. (m)	γ_d (t/m ³)	W (%)	S _r (%)	γ' (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	e
2,00 – 2,20	1,77	18,90	97,12	1,11	2,11	0,52
7,40 – 7,70	1,66	23,45	100,00	1,04	2,04	0,62
2,00 – 2,30	1,71	20,25	95,19	1,07	2,07	0,57
6,60 – 6,90	1,75	20,50	100,00	1,10	2,10	0,54

Tableau IX.2 Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques

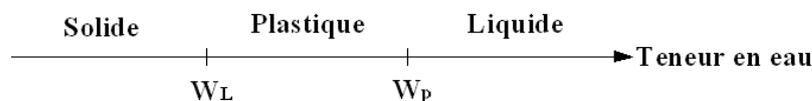
IX.2.2.2. Classification des sols selon le système L.T.P.EST :

Classification du **L.T.P.EST** (laboratoire des travaux public de l'est).

La classification du **L.T.P.EST** repose d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de Casagrande et les limites d'Atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement à partir de la teneur en eau du sol ; les limites de divers états de consistance donnée.

- La limite de liquidité W_L sépare l'état liquide du plastique.
- La limite de plasticité W_P sépare l'état plastique du solide.



$$\text{A partir de } W_P \text{ et } W_L \text{ on calcul : } \left\{ \begin{array}{l} I_p = W_L - W_P \\ I_c = \frac{W_L - W}{I_p} \\ I_L = \frac{W - W_P}{I_p} \end{array} \right.$$

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit :

Sond.	Profondeur (m)	%des éléments en poids ayant un diamètre<80µm	W _L [%]	W _P [%]	I _P [%]	Classification d'après casagrande
SC1	2,0 -2,2	35	29,0	18,56	10,44	SA : Sable Argileux
	7,4 – 7,7	97	49,0	24,43	24,57	Ap : Argile peu Plastique
SC2	2,0 – 2,3	49	26,4	17,74	8,66	SA : Sable Argileux
	6,6 – 6,9	41	25,0	16,34	8,66	SA : Sable Argileux

Tableau IX.3 Classification du sol selon L.T.P.EST

IX.2.2.2.1.Essais mécaniques :

❖ Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande :

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques géotechniques fondamentales qui sont la cohésion « c » et l'angle de frottement interne « φ ».

(On a ; essais de cisaillement : non consolidé, non drainé ⇒ UU)

- Cohésion : $c_{uu}=0,15\text{bar}$.
- Angle de frottement : $10^{\circ}\leq\varphi\leq15^{\circ}$

❖ Essais de compressibilité à l'oedomètre :

Cet essai à pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relative à la contrainte de pré consolidation (σ_c) et au coefficient de compression (C_c) et le coefficient de gonflement (C_g).

- Contrainte de pré consolidation : $\sigma_c=3,41\text{bars}$.
- Coefficient de compression : $C_c=0,16$.
- Coefficient de gonflement : $C_g=0,05$.

Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Profondeur (m)	σ_c (bars)	C_s	C_g	φ°	C (bars)
2,00 à 2,30	/	/	/	15°	0,15
7,40 à 7,90	3,41	0,16	0,05	/	/

Tableau IX.4 Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques

IX.3 Étude d'homogénéité des caractéristiques physiques et mécaniques :

- Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \leq 10\%$ on prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons.
- Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \geq 10\%$ on prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

Avec :

$$\lambda: \text{L'écart type} \left(\lambda = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \right)$$

$$\bar{x} : \text{La moyenne} \left(\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \right)$$

V : Coefficient des différentes caractéristiques.

On trouve les résultats suivants :

Caractéristiques	\bar{x}	λ	V (%)	Test	Valeur prise en considération
γ_d (t/m ³)	1,723	0,48	2,81	<10%	1,723
W (%)	20,77	1,91	9,22	<10%	20,77
γ' (t/m ³)	1,084	0,30	2,81	<10%	1,084
γ_h (t/m ³)	2,084	0,30	1,44	<10%	2,084
e	0,56	0,035	8,22	<10%	0,56
φ	12,5	3,53	28,28	>10%	10,0
C_{uu} (bar)	0,11	14,14	12,85	>10%	0,11

Tableau IX.5 Étude d'homogénéité des caractéristiques du sol

IX.3.1 Synthèse du sol :

Le sol du terrain étudié se compose de deux couches :

La première couche : formée d'une alternance couches composés de gravier, de sable peu argileux et d'argile limoneuse peu graveleuse, d'une épaisseur moyenne de 7,0m.

La deuxième couche : constituée d'argile beige.

Le sol est saturé, la nappe d'eau en surface ($S_r=100\%$).

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans le tableau suivant :

W (%)	γ_d (t/m ³)	γ' (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	e	c(bar)	φ	σ_c (bar)	C_c	C_g
20,77	1,72	1,08	2,1	0,56	0,1	10,0	3,41	0,16	0,05

Tableau IX.6. Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

IX.4 Capacité portante du sol :

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- Soit à partir des essais in situ.

IX.4. 1 Essais in situ (pénétrromètre dynamique) :

À partir des essais de pénétrromètre dynamique, la contrainte admissible peut être évaluée d'après

les résultats pénétrométriques en utilisant la formule suivante : $q_{adm} = \frac{q_d}{F}$

Avec :

q_d : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

On a : $q_d = 50 \text{ bars}$

$$F = 20$$

$$q_{adm1} = \frac{50}{20} = 2,5 \text{ bars}$$

IX.4. 2 Essais de laboratoire :

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques C et ϕ du sol sont basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L (pénétrromètre dynamique) sur une approche théorique. Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendant de plusieurs paramètres, entres autres de la forme de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

Un comportement à court terme $\phi_{uu} = 0$ (c'est le cas le plus défavorable généralement)

Pour une semelle isolée $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$ la pression admissible sous une semelle isolée est donnée par la

formule suivante :

$$q_{adm} = \gamma_{sat} D + \frac{5,14 \times C_u \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right)}{3}$$

$$\begin{cases} C_u = 100 \text{ KPa} \\ \gamma_{sat} = 20,84 \text{ KN/m}^3 \\ D = 7 \text{ m} \end{cases}$$

$$q_{adm} = 20,84 \times 7 + \frac{5,14 \times 100 (1 + 0,3)}{3}$$

Donc : $q_{adm2} = 3,68 \text{ bars}$

* **Conclusion :**

La contrainte admissible que l'on prend est le minimum des deux contraintes :

$$\sigma_{sol} = \text{Min} (q_{adm1} ; q_{adm2}) = 2,5 \text{ bars.}$$

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Ce mémoire portant sur l'étude d'une tour d'habitation en deux blocs R+12 avec un sous-sol plus commerces sis à la wilaya de Souk Ahras, nous a permis, d'une part d'acquérir et d'approfondir nos connaissances sur la technique pré-dimensionnement des éléments constructifs d'une tour de grande hauteur, et d'autre part l'application de la réglementation en vigueur et lois de construction.

Les objectifs de ce mémoire étaient :

- Un dimensionnement détaillé de tous les éléments constitutants
- La recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Nous nous sommes donc intéressées en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire sur l'ouvrage à étudier. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : Robot 2014, Robot Expert RPA99 version 2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment.

Par la suite, nous avons abordé la modélisation par le logiciel Robot 2014, pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait localiser aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure. Les résultats de ferrailage pour les différents éléments sont donnés par le minimum de RPA99 Version 2003.

Ensuite, nous avons étudié les fondations. C'est un radier général.

Enfin nous avons consacré un volume II dans les annexes pour estimé les différents étapes de la réalisation du l'ouvrage sur chantier. A partir de ce scénario, nous avons identifié les différents besoins de ce bâtiment.

Pour conclure, ce mémoire nous a permis d'avoir une connaissance plus étendue sur le bâtiment et de nous initier aux services du génie civil. Nous avons eu un aperçu sur le monde du travail dans les bureaux d'études, ce qui nous a permis de stimuler notre ouverture d'esprit et d'éveiller notre curiosité au domaine de la conception.

Références Bibliographiques

Références bibliographiques :

- [BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux États Limites 91modifié99, deuxième Édition Eyrolles 2000.
- [DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- [RPA99version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- [CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.
- [D.T.R.B.C-2.48] Règles parasismiques algériennes « RPA99 »
- Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- EYROLLES 1992
- Cours de béton armé M^R HASSAINE.N.
- Cours de control et Administration M^R HAMZAOUI F.
- Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- OPU 1991
- Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- 3^{eme} édition 99
- Calcul pratique des tours en béton armé M.DIVERS.
- Traité de béton armé 4 André GURRINE Roger- LAVAUUR Claude.
- Ossatures des bâtiments André COIN.
- Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.A.Medjeber/M.Hafiani

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel ROBOT
- Logiciel ROBOT EXPERT
- Power Point.

ANNEXES

VOLUME II

Gestion et organisation de chantier

X.1 Introduction :

Au sein des entreprises, la science du management s'intéresse à l'utilisation des ressources, qu'elles soient humaines ou matérielles, afin de maximiser la rentabilité de l'effort consacré et de rendre l'investissement réalisé le plus opportun. Elle s'appuie sur de nombreuses techniques et approches pour organiser, diriger, améliorer, optimiser

X.2. Management :

X.2.1 Définition : Le terme de management de projet, de gestion de projet et de direction de projet est défini par **les normes françaises**.

X .2.1.1 La direction de projet : Consiste en :

- La coordination des actions successives et/ou concordantes du projet
- La maîtrise du projet, en terme
- Optimiser la répartition des ressources pour arriver à une solution optimale en termes de coûts et de délai.

X .2.1.2 La gestion de projet:

A pour objectif essentiel d'apporter à la direction de projet des éléments pour prendre en temps voulu toutes les décisions lui permettant respecter les termes du contrat passé avec le client , en termes de qualité, coût et délai.

La gestion et la direction de projet peuvent être accomplies par la même personne. Elle doit également dégager des données statistiques fiables et réutilisables pour améliorer la préparation et la réalisation des projets futurs.

La gestion de projet comprend :

- La maîtrise des délais et la planification opérationnelle
- L'estimation et l'évaluation des coûts
- La maîtrise des coûts
- La gestion des moyens par les procédures de projet
- La préparation des tableaux de bord.

X .2.1.3 Le management de projet:

Selon le Project Management Institute : « la mise en œuvre de connaissances, d'outils et de méthodes afin de satisfaire voire de dépasser les besoins et les attentes des parties prenantes du projet ». Le management peut donc être considéré comme intégrant la notion de gestion de projet, à laquelle on ajoute la dimension supplémentaire de définition des objectifs stratégiques et politiques de la direction.

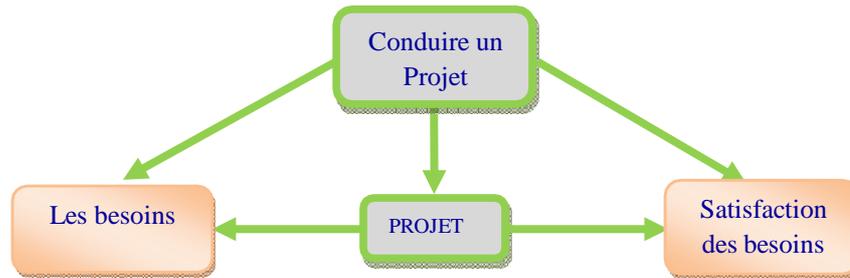


Figure X.1 Principe de la conduite de projet

Conduite d'un projet consiste essentiellement à en évaluer les besoins et à en cerner les obstacles de manière à proposer des solutions qui respecteront les limites de temps et les contraintes budgétaires sans compromettre la qualité.

X.2.2 Le manager :

Un manager de projet conduit son projet, dans une entreprise, un cadre qui a une responsabilité et agit donc des besoins à leur satisfaction.

Un manager est, dans une entreprise, un cadre qui a une responsabilité :

- Soit au sein d'une équipe de direction, et l'on parle alors de « cadre dirigeant »,
- Soit à la tête d'une équipe projet , d'une équipe de proximité, etc., et c'est alors un manager intermédiaire.

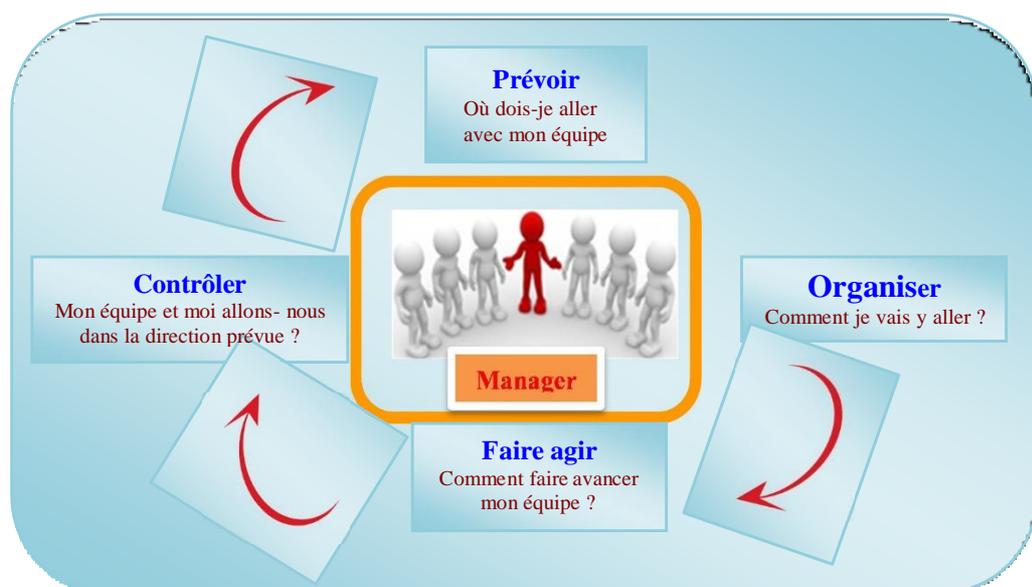


Figure X.2 Manager d'équipe

X. 2. 2.1 Les compétences de manager :

La compétence est une combinatoire formé de savoirs, savoir –faire et savoir- être, et l’individu va mobiliser simultanément ces différentes ressources.

La compétence comme étant la somme des acquis combinés qu’un individu met en œuvre au moment ou il vie des situations professionnelles.

Le tableau suivant illustre ces compétences:

Le manager doit savoir		
01	SAVOIR Prévoir et S’Adapter	Délégué ; Prévoir de la synergie ; Etre flexible
		Gérer le changement ; Définir des objectifs
		Encourager l’innovation et la suggestion
		Avoir une stratégie de développement
02	SAVOIR Organiser	Avoir un plan pour prévoir ; Prendre des décisions
		Facilité la communication ; Faire des réunions
		Déterminer les règles du jeu; Coordonner les activités
		Travailler avec ses collègues ; définir le rôle de chacun
03	SAVOIR Agir	Avoir des structures claires et efficace ;
		Bien vivre les relations hiérarchiques ;
		Déterminer des procédures ; travailler avec les fonctions
		Traiter les désaccords; Participer à la gestion personnelle
		Faire participer ; se préoccuper des conditions de travail
04	SAVOIR Contrôler	Exercer un Leadership ; traiter les erreurs
		Motiver le personnel ; informer et s’informer et former
		Travailler avec les représentants du personnel
		Trouver les méthodes de mesure ; trouver les moyens
		Développer l’esprit de diagnostique;
Elaborer des programmes ; Evaluer les résultats		
		Assurer le contrôle de l’exécution
		Encourager la productivité ; Résoudre les problèmes

Tableau X.1 Compétences de manager

X. 3 Management de projet de construction :

C'est un procédé permettant de définir la ou les missions du projet, de planifier les tâches et d'exécuter le projet avec succès, il consiste à planifier, organiser, contrôler et mesurer: c'est à dire, après l'étape de planification, à organiser puis manager les tâches ainsi que les ressources du projet, à vérifier ensuite l'avancement de celui-ci puis à communiquer ses progrès et résultats.

Cela requiert une bonne coordination des tâches, du temps, des équipements, des moyens humains et du budget.

Un management de projet bien conduit permettra d'exécuter le travail à réaliser dans les délais impartis tout en restant dans les limites du budget alloué et en accord avec les spécifications attendues.

Des délais, coûts et performances satisfaisants seront obtenus par une utilisation efficace et optimale des ressources: faire plus, mieux et plus vite.

Un management de projet efficace implique une meilleure utilisation des ressources grâce à des connaissances générales, à l'application d'outils et de techniques comme la planification, et à une compréhension de la structure et de l'organisation.

Un projet peut être comparé à une activité opérationnelle à durée de vie limitée dans le temps.

Il doit être managé à travers les trois piliers du management de projet qui sont

- ✓ **Organiser:** décider qui doit faire quoi, où, quand, comment
- ✓ **Gérer:** contrôler l'utilisation ressources en évitant les dépassements de budget.
- ✓ **Animer:** donner de la vie et du sens au projet pour en faire un événement extraordinaire.

X .3.1 Les Fonctions de Management :

Le management de projet regroupe **cinq fonctions primordiales**

- ✓ Planifier: définir les exigences du travail, le découper en tâches à accomplir et organiser en fonction les ressources et le personnel nécessaires,
- ✓ Suivre: utiliser des outils de suivi des progrès du projet et des résultats.
- ✓ Evaluer régulièrement le projet, comparer les progrès réels du projet aux délais résultats prévus.
- ✓ Ajuster sur la base du suivi du projet: c'est à dire réaliser des changements dans les tâches, ressources ou délais en fonction des résultats observés.
- ✓ Communiquer régulièrement sur l'avancement du projet aux membres de la société.

C'est le manager de projet qui est responsable de ces cinq fonctions et de leur coordination avec et pour objectif final le succès (mais les tâches sont exécutées par tout le monde).

X .3.1.1 La Qualité

a) **La qualité** : est l'aptitude d'un ensemble de caractéristiques intrinsèques d'un produit, d'un système ou d'un processus à satisfaire les exigences des clients et autres parties intéressées ;

b) **L'Assurance Qualité** : est la partie du management de la Qualité visant à donner confiance en ce que les exigences pour la qualité seront satisfaites

X .3.1.2 Planification

- **La Planification** : est le processus par lequel sont programmées les actions à réaliser, elle peut concerner un projet ou un contexte hors projet (exemple : planification des tâches d'un service).

Par définition, la planification permet:

- ✓ **D'anticiper sur le déroulement du projet:**
 - Identifier tous les objectifs
 - S'engager sur les délais
 - Maîtriser le travail à accomplir
 - Identifier les moyens
 - Négocier ces moyens avec les charges respectives à l'appui
 - Identifier et répartir les compétences
 - Donner des objectifs à chaque membre de l'équipe projet et à chaque intervenant

- ✓ **D'organiser le projet:**
 - Assurer la cohérence des différentes parties à réaliser
 - Maîtriser le global et le détail
 - Faire un bilan global ou des bilans sélectifs
- ✓ **De communiquer:**
 - Des rapports d'informations
 - Des rapports de contrôle
 - Des rapports de prise de décision.

X .3.1.3 Le triangle de la triple contrainte

Le triangle de la triple contrainte, aussi appelé triangle de la performance, est souvent utilisé pour illustrer l'interdépendance des variables d'un projet. En effet, dans un projet, les modifications apportées à l'une des variables auront irrévocablement des répercussions sur les autres ou, en d'autres termes, privilégier une contrainte se fait généralement au détriment des autres.

Ainsi, pour un projet donné, si l'on décide de réduire le temps de développement, il faudra, pour maintenir le niveau de qualité convenu, augmenter le budget en y affectant par exemple davantage de ressources ou, sinon, accepter de diminuer les attentes au plan de la qualité.

Ou encore, si l'on décide de réduire le budget du projet, il faudra alors, pour maintenir le niveau de qualité prévu, augmenter le temps de développement accordé ou, sinon, accepter là aussi d'en diminuer les attentes sur le plan de la qualité.

Enfin, si l'on décide de réduire les exigences de qualité du projet, il sera évidemment possible soit d'en réduire les coûts, soit d'en réduire le temps de développement ou en cours de répartir l'économie à la fois sur les coûts et le temps de développement.



Figure X.3 Les notions fondamentales de management

X .3.1.4 Conclusion :

Le succès du management de projet peut être défini comme: « réaliser le projet dans les délais, à l'intérieur du budget et à un niveau acceptable de Qualité ».

Chaque décision prise par rapport à un projet individuel doit prendre en compte l'intérêt du projet et de la société comme un tout. Le projet doit s'accorder avec la mission, ainsi que les objectifs de l'entreprise et les participants doivent être satisfaits de la manière et des résultats obtenus.

X .3.2 Plan de Masse :

C'est un plan qui présente l'emplacement du projet de construction par rapport à son voisinage immédiat et indique les limites et l'orientation du terrain, l'implantation de la construction, le tracé des voies et des raccordements.

Appelé aussi plan d'implantation, il précise la zone d'implantation de l'ensemble à bâtir sur un terrain isolé (un lot).

Le plan de masse indique: L'orientation géographique (Nord),

- la superficie du terrain,
- le nom du propriétaire et des riverains,
- les constructions existantes sur le terrain et les mitoyennetés,
- les cotes nécessaires à l'implantation,
- les limites cotées du terrain et l'emplacement des bornes cadastrales.

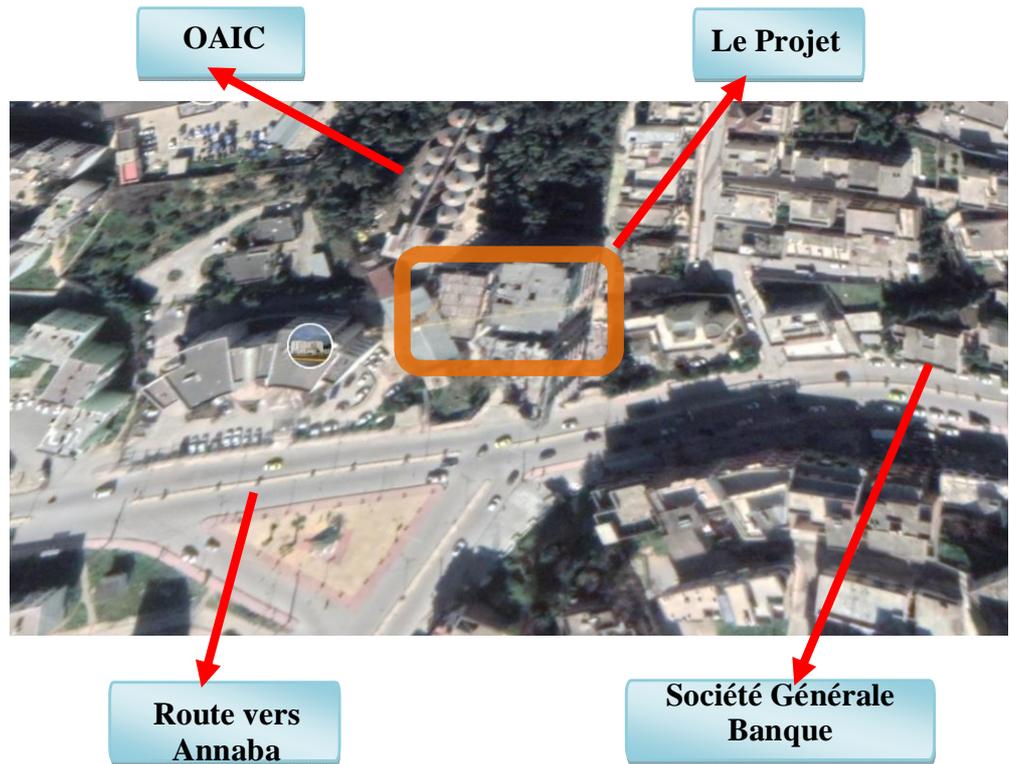


Figure IX.4 Vue aérienne du projet (plan de masse)

X.3.3 Les acteurs de projet

Les nombreux acteurs qui interviennent sur notre projet (Tour R+12+SS) ne jouent pas toujours le même rôle selon le projet et son organisation. On doit donc distinguer l'acteur (personne physique ou morale) de sa fonction. Dans ce paragraphe, nous recensons les différentes fonctions de la gestion de projet et les acteurs qui les remplissent habituellement. Puis, nous situons ces fonctions par rapport aux différentes phases du projet.

Nous en déduisons alors une représentation opérationnelle de la circulation des informations entre les acteurs au cours du projet.

X .3.3.1 Le maître de l'ouvrage:

Le maître d'ouvrage qui est représenté par la Promotion Immobilière Moumou Houssef Eddine Souk Ahras doit vérifier la faisabilité du projet, définir la localisation, le programme, l'enveloppe prévisionnelle, assurer le financement, choisir le processus de réalisation et conclure les contrats. On attribue généralement la fonction de maîtrise d'ouvrage au client, celui pour le compte duquel le projet est réalisé.

Le maître d'ouvrage Promotion Immobilière Moumou Houssef Eddine doit réaliser :
Un Programme : définit les objectifs de l'opération et les besoins qu'elle doit satisfaire mais aussi les contraintes et exigences de qualité sociale, urbanistique, architecturale, fonctionnelle, technique et économique, d'insertion dans le paysage et de protection de l'environnement.

Un Diagnostic : ensemble d'études visant à déterminer précisément les besoins de l'opération projetée. À partir de ces études, le maître d'ouvrage organisera un concours d'architecture pour choisir le projet et l'architecte qui correspondent le mieux à sa demande.

Après le concours d'architecture le maître d'ouvrage choisit les plans selon les conditions et les critères établis dans le concours, le représentant des plans s'appelle le maître de l'œuvre ou le bureau d'étude.

a. Le maître de l'œuvre (Bureau d'étude « TAGHVILLE CONSULT »):

Le maître d'œuvre est choisi par le maître d'ouvrage pour sa compétence afin de concevoir le projet est celui qui conçoit, dessine et décrit le bâtiment : L'architecte.

Autour de lui, autant de professionnels que de spécificités que l'on peut classer: architecture - ingénierie technique - ingénierie de Management.

Le maître de l'œuvre (**TAGHVILLE CONSULT**) est responsable dans les différentes étapes de conception validées par le maître d'ouvrage, doit réaliser les pièces graphiques : Croquis-schéma-plans-coupes-élévations-perspective (mise en situation) à différentes échelles, des documents écrits qui décrivent de plus en plus précisément le bâtiment,

Une maquette en volume peut accompagner ces documents, et suit également toutes les étapes de réalisation du bâtiment jusqu'à la livraison.

Dans l'élaboration du projet, la maîtrise d'œuvre tient compte: du programme, de la réglementation, des références culturelles, du site, des matériaux et de leur mise en œuvre, du budget

X .3.3.2 Le contrôle :

Il s'agit soit du contrôle technique, exigé par certains maîtres d'ouvrages et qui consiste en un examen critique des dispositions techniques du projet et de la réalisation, soit d'une vérification technique, généralement demandée par les assureurs, qui consiste à vérifier le respect de certaines règles (sécurité incendie, stabilité,...) ou les caractéristiques de matériaux spécifiques, Les contrôles techniques de notre projet :

- ❖ (CTC) Contrôle Technique de la Construction à **SOUK AHRAS**.
- ❖ Laboratoire de sol: laboratoire national de l'habitat et de la construction

X .3.3.3 Les institutions et administrations :

Les institutions et administrations sont ceux qui vont donner leur autorisation ou leur avis pour construire le bâtiment, essentiellement au moment de la demande du permis de construire exprime un rapport ou compte-rendu faisant apparaître les raisons de la conformité ou non-conformité du projet aux règlements que l'administration concernée doit faire appliquer, Par exemple :

- ❖ Direction D'urbanisme Et Construction (**DUC**) pour le visa de permis de construire

- ❖ LES POMPIERS pour l'avis d'approbation de l'étude selon la sécurité
- ❖ Le SONALGAZ pour l'avis d'approbation de l'étude d'électricités et gaz suivant les plans.
- ❖ HYDRAULIQUE pour l'avis d'approbation de l'étude d'eau potable (AEP) et assainissement.

X.3.3.4 Les réalisateurs (les entreprises):

Il s'agit, sur la base des études de conception, d'assurer les fournitures et d'exécuter les travaux nécessaires à la réalisation du projet.

Les acteurs il s'agit bien sûr des entreprises, les quelles peuvent intervenir de différentes façons :

- ❖ **En marchés séparés par des lots:** chaque entreprise signe un marché particulier et n'a aucun lien juridique ni contractuel avec les autres entreprises. Le maître d'ouvrage joue alors un rôle important de coordination qu'il pourra déléguer à un pilote.
- ❖ **En entreprise générale :** l'ensemble des travaux est confié à une seule entreprise qui, généralement, sous-traite à des entreprises spécialisées les travaux qui ne relèvent pas de sa compétence. Elle demeure néanmoins directement et personnellement responsable vis à vis du maître d'ouvrage. A ce titre, elle assure la coordination tant dans la phase préparatoire que pendant les travaux.

X.4. Les grandes étapes d'une opération de construction :

Les différentes fonctions décrites ci-dessus n'ont pas toujours la même importance relative au cours de l'évolution du projet. Dans ce paragraphe, nous décrivons les principales étapes d'une opération de construction.

X.4.1 Le choix de bureau d'étude :

Suite à l'étape de préparation de cahier de charges et appel d'offres.

X.4.2 Les études de projet:

Il s'agit d'études de détail relatives à l'exécution des ouvrages sur la base d'un projet d'exécution accepté par le maître d'ouvrage. Ces études portent sur la détermination dans tous leurs détails des dispositions architecturales et techniques des ouvrages et la spécification des lots techniques : caractéristiques fonctionnelles, Dimensionnelles et de positionnement de tous les détails des ouvrages, choix des matériaux et équipements, allotissement des travaux,

Planning d'exécution détaillé tout corps d'état, estimation détaillée du coût du bloc et des réseaux. C'est également lors de cette phase de la conception que l'on déterminera la nature du marché, dans la mesure où ce choix aura une forte influence sur le rôle du maître de l'ouvrage et le maître de l'œuvre.

Après l'acceptation et la validation de tous les plans (architecteur, génie civil, plan voirie et réseau divers, eau potable, électricité...) par les établissements concerné et par le maître de l'ouvrage Promotion Immobilière Moumou Housseem Eddine Souk Ahras , le bureau d'étude TAGHVILLE CONSULT finalisé tous les documents détaillé nécessaire.

X.4.2.1 Fiche technique de projet:

Projet	Réalisation en tout Corps d'état Logements Promotionnels et Locaux Commerciaux Tour deux Blocs en R+12 avec un Sous Sol a Souk Ahras
N° :D'opération	001 / P-I-S / D-G / 2018
Maitre de l'ouvrage	Promotion Immobilière Moumou Housseem Eddine Souk Ahras
Maitre de L'œuvre	Bureau d'étude TAGHVILLE CONSULT
Contrôle technique	Contrôle technique de la construction (CTC) Souk Ahras
Laboratoire de sol	laboratoire national de l'habitat et de la construction
Nature des travaux	- Lot N°01 : Gros Œuvres & Corps d'Etat Secondaire (CES) Bloc 1 - Lot N°02 : Gros Œuvres & Corps d'Etat Secondaire (CES) Bloc 2
Entreprise de réalisation	- EURL
Montant des marchés	- Lot N°01 : en TTC - Lot N°02 : en TTC
Délai d'exécution	- TRENTE SIX (36) Mois

Tableau X.2 La fiche technique de projet

X.4.2.2 Composition de projet:

Ce projet (Tour R+12+SS en deux Blocs à Souk Ahras), il se compose de deux blocs les quelles :

- A. Bloc 1 : Bloc R+12+SS à usage d'Habitation et bureaux administratives
- B. Bloc 2 : Bloc oblique R+12+SS à usage d'Habitation et bureaux administratives .

X.4.2.3. Préparation de cahier des charges :

Le maître de l'œuvre préparé un devis quantitatif et estimatif administratif selon les plans qui est visé et accordé par les services concernés.

Le maître de l'ouvrage finalisé le type de cahiers des charges qui sont désignés pour les entreprises qualifiées.

X.4.2.3.1. Cahier des charges :

Le cahier des charges actualisé périodiquement précise les conditions dans lesquelles les marchés sont passés et exercés. Il comprend :

a) **le cahier des clauses administratives générales (C.C.A.G)** qui fixe les dispositions administratives applicables aux marchés de travaux, de fournitures, d'études et de services, approuvés par arrêté interministériel.

b) **le cahier des prescriptions communes (C.P.C)** qui fixe les dispositions techniques applicables à tous les marchés portant sur une même nature de travaux, de fournitures ou de services, approuvés par arrêté du ministre concerné.

c) **le cahier des prescriptions spéciales (C.P.S)** qui fixe les clauses propres à chaque marché.

Cahier des charges de notre projet

Cahier des charges l'Engineering Procurement Construction et Management en tout Corps d'état Logements Promotionnels et Locaux Commerciaux Tour deux Blocs en R+12 avec un Sous Sol a Route Tiffech Souk Ahras

- Lot N°01 : Gros Œuvres & Corps d'Etat
Secondaire (CES) Bloc 1
- Lot N°02 : Gros Œuvres & Corps d'Etat
Secondaire (CES) Bloc 2

En ce qui concerne de notre projet le **maître de l'œuvre (BET TAGHVILLE CONSULT)** et le **maître de l'ouvrage** (Promotion Immobilière Moumou Houssein Eddine Souk Ahras) lancer un cahier des charges sous le nom de : Engineering Procurement Construction et Management en tout Corps d'état Logements Promotionnels et Locaux Commerciaux Tour deux Blocs en R+12 avec un Sous-Sol a Route Tiffech Souk Ahras

X.4.2.4.Choix de l'entreprise :

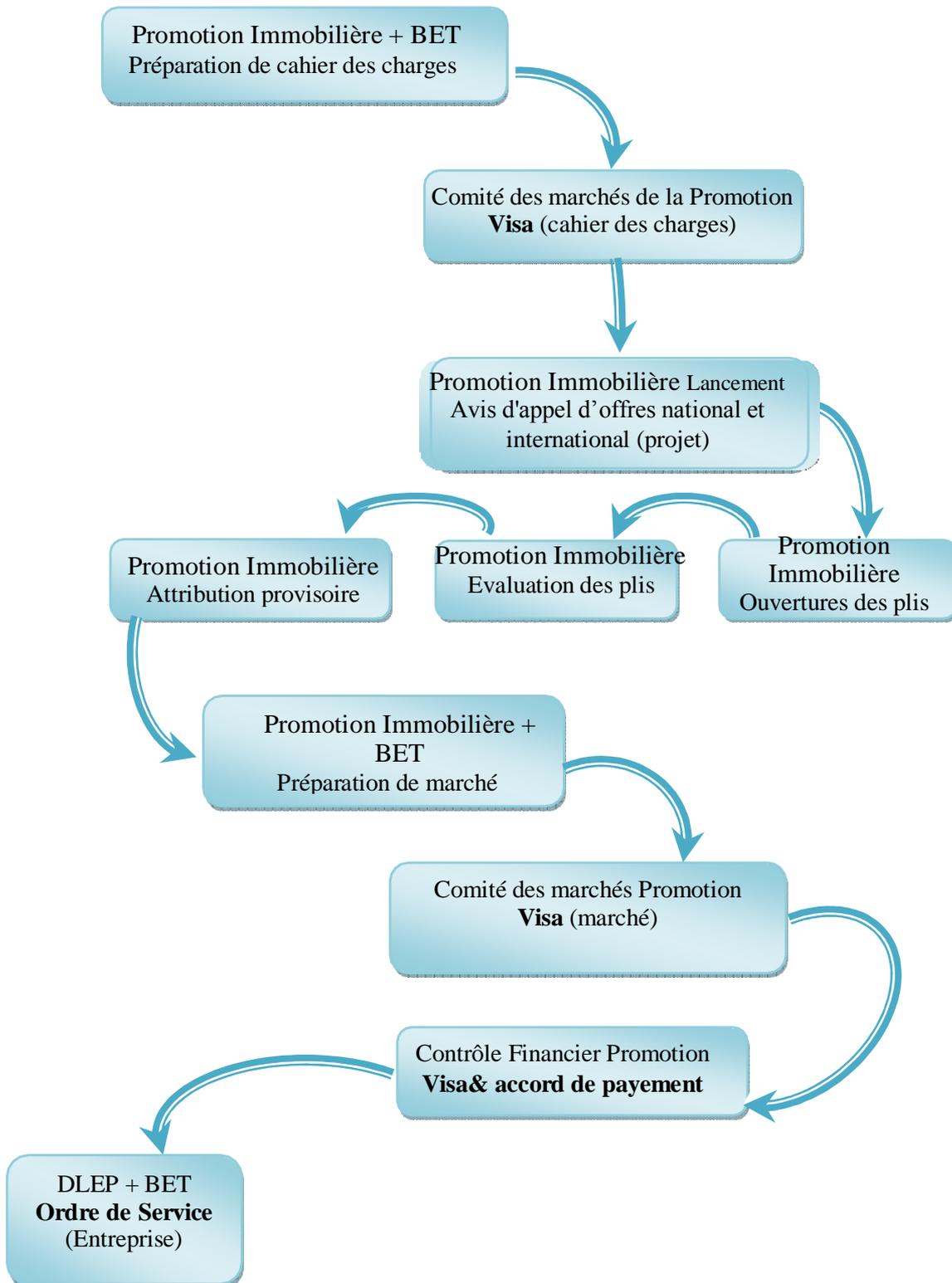


Figure X.5 Organigramme des étapes de choix de l'entreprise

X.5.Le marché:

X.5.1.Définition : Les marchés publics sont des contrats écrits, au sens de la législation en vigueur, passés dans les conditions prévues par le décret présidentiel n° 10-236 du 7 octobre 2010 puis par le décret présidentiel n°15-247 du 20 septembre 2015, en vue de la réalisation, pour le compte du service contractant, de travaux, d'acquisition de fournitures, de services et d'études.

L'article 13 du décret présidentiel n° 10-236 les définit ainsi :

Le marché de travaux a pour objet la construction,

L'entretien, la réhabilitation, la restauration ou la démolition, par l'entrepreneur, d'un ou d'une partie d'un ouvrage, y compris les équipements associés nécessaires à leur exploitation, dans le respect des clauses déterminées par le service contractant, maître de l'ouvrage. Si dans le cadre du marché des prestations de services sont prévues et dont les montants ne dépassent pas la valeur des travaux, le marché est considéré « travaux ».

X.5.1.1 Le marché de fournitures a pour objet l'acquisition ou la location,

Par le service contractant, de matériels ou de produits destinés à satisfaire les besoins liés à son activité, auprès d'un fournisseur. Si des travaux de pose et d'installation des fournitures sont intégrés au marché et leurs montants sont inférieurs à la valeur de celles-ci, le marché est considéré « de fournitures ». Le marché de fournitures peut porter sur des biens d'équipements ou d'installations complètes de production d'occasion dont la durée de fonctionnement est garantie ou renouvelée sous garantie.

X.5.1.2 Le marché d'études a pour objet de faire des études de maturation

Eventuellement d'exécution, de projets ou de programmes d'équipements publics, pour garantir les meilleures conditions de leur réalisation et/ou de leur exploitation.

A l'occasion d'un marché de travaux, le marché d'études recouvre les missions de contrôle technique ou géotechnique, de maîtrise d'œuvre et d'assistance technique au maître de l'ouvrage.

X.5.1.3 Le marché de prestations de services

Porte sur les services autres que des travaux, des fournitures ou d'études.

Les marchés sont établis pour les dépenses que doivent effectuer, selon l'article 2 du décret présidentiel n° 08-338 (modifié et complété par l'article 2 du Décret présidentiel n° 10-236 du 7 octobre 2010) :

X.5.2 Le marché de notre projet :

- **Lot N°01 Gross Oeuvres (GO)**

Le marché de réalisation d'une tour R+12 avec sous-sol à souk ahras signé par le maître de l'ouvrage, le maître de l'œuvre, l'entreprise et visés par la commission des marchés.

- **Lot N°02 Corps d'Etat Secondaire (CES)**

Le marché des travaux Corps d'Etat Secondaire (CES) concernant, et Le délai d'exécution des travaux est fixé à **Trente (30) mois** y compris les vendredis et jours fériés, il commencera à courir dès la notification de l'Ordre de Service prescrivant le commencement des travaux après l'achèvement.

- **Type de construction du plancher**

Les planchers qui est sont utilisées dans le projet est un plancher en béton armé corps creux, Il a été choisi parce que le projet contient des portée plus grand, et les travées supérieur à cinq mètre (05 m), ce qui donne une charge très importants sur les poutrelles à cause de sa la noté de calcule de génie civil exigé un type de plancher en béton armé qui est permet des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments.

Le plancher en béton armé coulés sur place elle est nécessite une bonne équipe de main d'œuvre (ferrailleurs ou coffreurs) qualifie et un coffrage étayé sur toute la surface du plancher.

Voir les photos de réalisation d'un plancher de certain étage :

La photo de coffrage exprime le volume de coffrage ce qui traduisse une équipe main d'œuvre permanant sur le chantier pour une période très important.



Figure X.6 Coffrage de plancher

La photo de ferrailage exprime le volume de coffrage ce qui traduit une équipe main d'œuvre permanente sur le chantier pour une période très importante



Figure X.7 Ferrailage de plancher

X.5.3 Conclusion :

Après l'étude de faisabilité et d'opportunité du projet par le maître de l'ouvrage concernant la première étape de l'avant-projet, et choisissez le maître d'œuvre (le bureau d'étude) qui étudie et finalise toutes les pièces graphiques et documentaires (plan d'architecte ; plan de génie civil ; devis quantitatif et estimatif ; note de calcul). Le maître de l'ouvrage travaille avec un ensemble d'acteurs comprenant des membres de différents secteurs et possédant des connaissances, des cultures et des intérêts différents. Pour minimiser tous les imprévus de projet et pour la satisfaction des besoins. Après l'achèvement de la phase d'étude du projet, le maître de l'ouvrage a préparé un cahier des charges désignant les réalisateurs constructifs. L'entreprise retenue par les critères de la meilleure offre technique et financière, celle que nous étudions dans le chapitre suivant.

X. 6 LA GESTION

X.6.1 Introduction :

En phase de démarrage des travaux pour chaque chantier, la direction de l'entreprise fait une étude préliminaire pour mettre à disposition le matériel et le personnel nécessaire au respect des objectifs techniques et temporels, assurer un suivi d'avancement des travaux, assurer le suivi de la qualité, assurer le respect des règles d'hygiène et de sécurité sur le chantier.

X.6.2 Gestion de personnel :

Avant toute chose, il faut définir quelles seront les compétences nécessaires lors du chantier, évaluer le nombre d'hommes requis ainsi que leur temps de présence sur le site. Ceci est effectué par le conducteur de travaux, assisté par les chefs de projet qui est désigné pour ce chantier.

Mais cette évaluation doit se faire avec l'accord du responsable de la répartition des compagnons au sein de l'entreprise de réalisation..

En effet, une personne s'occupe exclusivement de superviser les différents chantiers de manière à répartir au mieux la main d'œuvre.

Celle-ci se doit de respecter au maximum l'esprit d'équipe caractéristique des compagnons habitués à travailler dans un certain groupe.

Par ailleurs le directeur de personnel s'emploie à affecter sur les chantiers des équipes qui se connaissent déjà et à leur attribuer des chefs d'équipes qu'elles ont déjà rencontrés. Bien sûr, si les compétences d'un compagnon sont requises sur un chantier dont il ne connaît pas les chefs d'équipes, il s'y trouvera tout de même affecté.

Dans ce sens la direction du personnel désigne les nombre d'équipe nécessaire pour chaque étape de travail selon les besoin réel, par exemple pendant la préparation de chantier doit assurer l'implantation exacte sur les lieux avec une équipe compétente.

- **Le conducteur des travaux :** pour faire la décision sur place concernant tous les détails de travail avant et après la réalisation...

- **Topographe :** pour déterminé bien l'assiette de projet (périmètre de projet pour choisir la bonne position de Grue et la clôture de chantier ...

- **Chef de chantier :** pour choisi la meilleur position des ateliers des coffreurs et ferrailleurs avec le respect de circulation libre des engins pendant la réalisation

- **La main d'œuvre :** pour l'exécution tous les travaux sur les lieux...

Le conducteur des travaux demandé à la direction général le renforcement des de chantier avec les moyens humains et matériel selon les besoin nécessaire.

X.6.3 Gestion de Matériel

La réussite technique d'une entreprise est pour une large part, conditionnée par le choix judicieux du matériel, la bonne exploitation de celui-ci et son maintien en bon état.

Le matériel doit être choisi avec soin en fonction du travail à exécuter et des disponibilités du parc de matériel de l'entreprise.

Le matériel de travaux au sein de l'entreprise peut, on le sait, être approximativement classé en deux catégories principales :

X.6.3.1 Le matériel courant :

Constitué par des engins polyvalents que l'entreprise possède normalement dans son parc. Ce matériel est susceptible d'emploi sur tous les chantiers. Dans cette catégorie, peuvent être rangés, notamment : les camions jusqu'à 10 tonnes, les bétonnières jusqu'à 1500 litres, les grues fixe jusqu'à 15 tonnes, les Mini centrales à béton.

X.6.3.2 Le matériel spécial comprenant:

Soit des engins de grande puissance qui ne trouvent leur emploi que pour des travaux très importants (camions de plus de 10 tonnes, grues de fort tonnage, bétonnières de grande capacité...)

X.6.4 Gestion de Matériaux :

Le choix des matériaux est fait suite à une analyse du cahier des charges.

Les matériaux mis en œuvre doivent répondre : aux clauses exigées sur le marché,

Le choix du fournisseur sera alimenté le projet après consultations ou après négociation directe. Des marchés peuvent également être utilisés pour répondre aux besoins d'un chantier, pour cela l'étude préalable pour chaque période et chaque tâche doit faire un approvisionnement du chantier se fait généralement au fur et à mesure des besoins : prix, proximité et disponibilité étant les principaux critères de choix. Une bonne organisation des approvisionnements devrait permettre d'en faire baisser le nombre et le coût de façon significative. Pour cela, il convient de prendre en compte :

- la nature et les quantités de produits à manutentionner ;
- l'origine des produits ;
- le mode de livraison et le conditionnement envisagés ;
- la sensibilisation aux vols et aux dégradations ;
- le planning des travaux et des livraisons ;
- les contraintes éventuelles des fournisseurs ;
- les contraintes en termes d'accès, de circulation et de stockage ;
- les moyens de manutention et de distribution dans l'ouvrage ;
- la nature et la quantité de déchets produits et les moyens d'évacuation.

X.7 Organisation des chantiers :

X.7.1 Introduction :

L'objectif primordiale de préparation de chantier est de rendre possible la mise en route rapide de l'exécution du projet, permettre le démarrage des travaux dans les meilleures conditions de construction.

Le plan d'installation d'un chantier consiste à une répartition de l'espace disponible du terrain à bâtir entre les divers aménagements nécessaire à la vie du chantier, a ces fonctionnements, et à l'édification de l'ouvrage.

X.7.2 Préparation du chantier :

La préparation technique du chantier apparaît comme une étape indispensable à la réalisation d'un bâtiment. Néanmoins, même si tout est prévu de façon logistique, il faut des hommes pour mettre en œuvre les techniques. La main d'œuvre est en effet un paramètre déterminant lors de la création du planning.

La préparation du chantier consiste à:

- Clôturer le chantier;
- Faire un coin sanitaire & Bureaux pour les techniciens;
- Placer les panneaux d'indication;
- Débroussailler et nettoyer le terrain;
- Décaper la terre végétale
- Nivelier le terrain;
- Implanter les ouvrages du projet

X.7.2.1 Clôturer le chantier

La clôture du chantier a pour rôle de matérialiser les limites du chantier (limites pouvant déborder en dehors du terrain dont les bornes sont bien indiquées ou matérialisées) et en même temps de sécuriser le chantier. Les limites du chantier sont fonction de l'espace environnant disponible, de la nature du chantier.

X.7.2.2 Faire un bureau pour les techniciens & coin sanitaire

L'installation du coin sanitaire et bureau pour les techniciens est la première opération précédant le début des travaux. Les deux locaux est placé dans un coin un peu à l'écart des aires de travail et des mouvements des ouvriers et des engins. Son emplacement est indiqué sur le plan d'installation du chantier.

X.7.2.3 Placer les panneaux d'indication

Ce panneau est relatif à la publicité des divers intervenants sur le chantier (éventuellement avec leurs coordonnées), à savoir:

- Le maître de l'ouvrage ou le maître d'ouvrage délégué;
- Les sources de financement et le montant des travaux par lot;
- Le maître d'œuvre;
- Les bureaux d'étude (bureau de suivi technique, bureau de contrôle);
- Le contrôle technique de construction (CTC);
- Les entreprises chargées de la réalisation de l'ouvrage par lot;
- Les délais d'exécution;



Figure X.8 Panneau d'indication

X.7.2.4 Débroussaillage et nettoyage du terrain

Cette opération consiste à:

- L'enlèvement de buissons, d'arbustes, la coupe d'arbres et le désherbage;
- L'arrachage des souches et des racines;
- Evacuation des produits en dehors du terrain;
- Remblayage et compactage des cavités produites par l'enlèvement des souches et des racines.

X.7.2.5 Décapage de la couche végétale

Il s'agit de décaper la couche végétale sur une profondeur variant de 20 à 50 cm suivant la nature du sol du terrain. Cette opération consiste à:

- Enlever la couche végétale de très faible portance et les débris végétaux;
- L'évacuation des terres décapées en dehors des limites de l'emprise de l'ouvrage.

X.7.2.6. Nivelier le terrain

Après le décapage des terres végétales, on passe au nivellement du terrain par déblayage et/ou remblayage jusqu'à la formation de la plate-forme générale d'implantation des ouvrages aux côtes et pentes indiquées sur les plans. Pour les bâtiments, on demande, en général une plate-forme horizontale. Les opérations du nivellement consistent, en général:

- Au déblayage et transport des terres;
- Au remblayage des terres par couches successives d'épaisseur n'excédant pas 20 cm et leur compactage jusqu'à l'exigé par les prescriptions techniques du marché;
- Le réglage, le nivellement et le talutage de la surface.

X.7.2.7 Implanter les ouvrages du projet

Il s'agit tout d'abord de l'implantation et du piquetage de l'emprise des plates-formes des bâtiments, des voiries et des réseaux.

L'implantation des ouvrages se fait conformément aux plans d'implantation fournis par le maître d'œuvre, et un procès-verbal de réception de l'implantation.

X.7.3 Equipement des chantiers :

Après la préparation du chantier, le premier travail à faire pour l'ingénieur, chef de chantier, est de bien équiper son chantier. De ce travail de mise en place de cet équipement dépendent le rendement et la rapidité d'exécution des différentes tâches. Equiper un chantier suppose l'approvisionnement en:

- Matériaux et éléments de construction (agréats, ciments, fer, bois, éléments préfabriqués, remblais, etc...);
- Outillages et instruments de travail (pelles, piques, truelles, niveaux, vibreurs, échafaudages, malaxeurs, etc...);
- Matériels de chantiers (grues, bulldozers, niveleuses, etc...);
- Energie et eau (énergie électrique, gaz, solaire, etc ...) pour différents besoins;
- Main d'œuvre spécialisée (manœuvres, ouvriers qualifiés, techniciens et ingénieurs spécialisés.

- Placer toutes les installations provisoires de bonne marche du chantier, c'est-à-dire les postes pour travaux spécialisés (fabrication de béton, coffrage, ferrailage), les dépôts de matériaux, les magasins, les bureaux, les vestiaires, les installations sanitaires, les routes provisoires pour la circulation des engins, etc...

La quantité, le nombre, la qualité, la puissance et la nature de tous ces éléments pour l'équipement du chantier sont fonction du lieu, de la qualité, de la nature et de la grandeur de la construction à réaliser, des surfaces disponibles pour le stockage et les installations provisoires, du délai imposé, du climat et de beaucoup d'autres facteurs.

Ainsi, l'ingénieur chef de chantier est amené à faire les calculs suivants:

- Le calcul des quantités de stockage de matériaux pour éviter toute rupture dans l'exécution des travaux pour manque d'approvisionnements;

- La détermination de l'outillage nécessaire et les besoins en matériels de chantier pour la bonne exécution des travaux dans les délais imposés;

- Le calcul des besoins en énergie, en eau, en main d'œuvre, en installations provisoires, y compris vestiaires, sanitaires, bureaux, postes de travail, etc...

X.7.4 Aménagement des chantiers :

L'aménagement d'un chantier consiste à bien installer et positionner (selon les normes) tous les postes de stockage de matériaux, de fabrication et de travail, l'équipement et toutes les installations provisoires pour une meilleure exécution des travaux en évitant les déplacements inutiles, les mouvements non productifs, les accidents, la perte et la détérioration des matériaux et tout ce qui est contraire aux objectifs d'une organisation rationnelle du travail.

Le chef de chantier doit, ainsi, mettre tout en œuvre pour une meilleure organisation du chantier et coordonner les travaux des différents corps d'état pour éviter les travaux après coups, toujours onéreux et de nature à retarder l'avancement du chantier.

X.7.5 Conduite des travaux :

Le chef de chantier, après les travaux de préparation, d'équipements et d'aménagements du chantier, aura pour tâche principale de conduire les travaux d'exécution de l'ouvrage dans les règles de l'art. Pour mener à bien cette tâche d'organisation et de direction du chantier, le chef de chantier doit diriger, coordonner, contrôler, prendre des notes, remplir périodiquement des états, en un mot tenir une certaine comptabilité de chantier comportant les pièces suivantes:

- Un cahier journal de chantier;
- Un carnet de renseignement sur les ouvriers;
- Un carnet de réception des matériaux et éléments de construction;
- Un carnet de consommation de matériaux;
- Un cahier d'attachement;
- Un carnet de commande de matériaux;
- Le rapport de chantier;
- Un carnet de suivi des ouvrages en béton armé;

X.7.6 L'installation de notre chantier

on a constaté que l'entreprise a respecté les conditions précédentes.

❖ Clôturer le chantier

L'Entreprise de réalisation a placé une clôture sur le terrain de projet

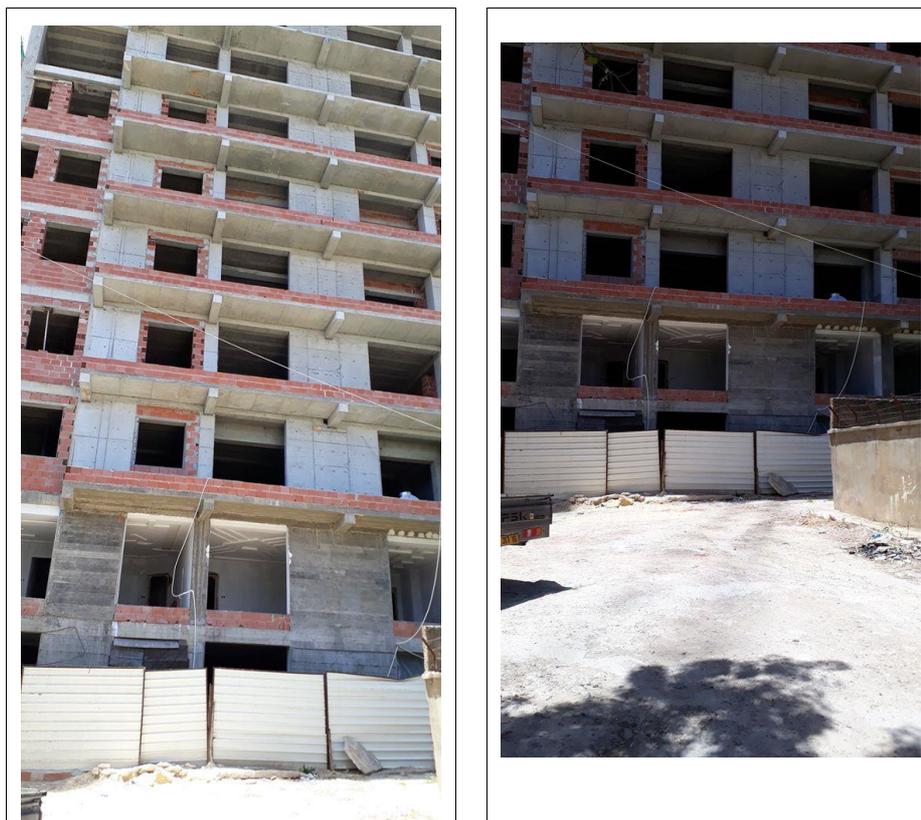


Figure X.9 Clôture de chantier

❖ **Faire un bureau pour les techniciens & coin sanitaire**



Figure X.10 Bureaux des techniciens + coin sanitaire

❖ **Bureau de pointage, bureau d'échantillons et poste police**



Figure X.11 Bureaux de pointage, bureau d'échantillons et poste de garde

❖ **Magasin, mécanicien et électricien**



Figure X.12 Magasin, mécanicien et électricien

❖ **Les ateliers : menuiserie bois, aluminium et soudeur**



Figure X.13 Menuiserie bois, aluminium et soudeur

❖ Après la pose de panneau d'indication ; Débroussaillage et nettoyage du terrain ; Décapage de la couche végétale ; Nivèlement de terrain, l'entreprise de réalisation a entamé la procédure de gérer de l'installation l'engin de levage. On détermine ses caractéristiques et on spécifie ses limites d'utilisation (par exemple la vitesse du vent ou la charge maximale qu'il est susceptible de supporter). Il ne faut pas aussi oublier de mentionner les dispositifs de sécurité équipant cet engin.



Figure X.14 Montage de la grue (l'engin de levage)

X.7.7 Les Moyens matériel et humains au niveau de notre chantier:

X.7.7.1 Les moyen matériel (Engin de réalisation et transport)

Les engins de réalisation & engins de transport Sont destinés couramment à extraire, charger les matériaux, fouille en grande masse, et nettoyer les terrains. Et les camions pour déplacement les matériaux, déblai et remblaie de terre sur chantier.

<i>Engins</i>	<i>Réf</i>	<i>Qt</i>	<i>Rôle</i>
	Camion semi-remorque	01	Transport des matériaux de construction
	Camion	01	Transport de remblais et évacuation des terres à la décharge publique
	Chargeur	01	Le chargeur est utilisé pour des travaux : Terrassement, chargement des camions, déplacer rapidement des tas de terres excavées
	Pelles hydrauliques	01	La pelleteuse est utilisée pour des travaux : terrassement ; Fouilles ; fondations spéciales
	tracteur	01	Pour le transfert de matériaux de construction dans le pays du projet
	Compresseur d'air	01	Compresseur d'air est utilisée pour des travaux de nettoyage
	Grue mobile	01	La grue mobile : est prêt rapidement à travailler dès l'arrivée sur chantier permettre le déplacement de la charge au point A à point B
	Grue fixe	04	La grue Fixe est utilisée dans le projet de la construction pour déplacer des charges ou matériel ...
	Camion malaxeur 10 m³	02	Le Camion malaxeur permettant de transporter le béton de centrale à béton directement sur le lieu de coulage.

	Centrale à béton	01	La centrale à béton est permettent de produire de grandes quantités de béton
	Citerne fixe	02	Le pour stocker de l'eau et de l'utilisation dans centrale a béton,
	Citerne mobile	02	Pour le transfert d'eau dans le pays du projet
	Pompe a béton mobile	01	Pour livrer le béton à être dans des endroits ou la coulée
	citerne à béton	01	Utilisé pour apporter du ciment

Tableau X.3 Les moyens matériels

X.7.7.2 Les moyens humains

Le nombre d'effectif au niveau de notre chantier sera variable selon les besoins de main d'œuvre pour chaque étape et pour chaque tâche.

N°	Personales	Nbr
01	Directeur technique	01
02	topographe	01
03	ingénieur	01
04	architecte	02
05	Conducteur travaux	01
06	Chefs de chantier	06
07	Chef de parc	01
08	Métreur vérificateur	02
09	Secrétaire chantier	02
10	magasinier	01
11	Gardiens	06
12	menuisiers	02
13	Electriciens	02
14	Mécanicien	01
15	Graisneur	02

16	Conducteur d'engins	05
17	Chauffeur poids lourd	03
18	Chauffeur lège	03
19	Grutier	05
20	Chauffeur semi	02
21	Opérateur pompe a béton	02
22	Manouvres	35
23	ferrailleurs	40
24	coffreurs	30
25	mâcons	30
	TOTAL	186

Tableau X.4 Les moyens humains

X.7.8 L'aire de stockage et ateliers de travail :

Il faut préparer des plates formes destiner à la réception des matériaux en attente d'utilisation tel que : la pierre de taille, granulats et sable.

C'est le stockage de matériel et de matériaux qui demande le plus de surface au sol sur un chantier. En effet, les armatures en treillis ou en barres demandent à être stockés avant la pose. En plus se rajoute le matériel telles les banches ou les coffrages pour poteau rectangulaire qui nécessite une surface pour leur nettoyage et huilage, les tours d'étalement etc. Il faut disposer ces zones de stockage au niveau de l'emprise des grues.



Figure X.15 Stockage de bois de coffrage



Figure X.16 Stockage des Aciers

X.7.8 .1 Atelier de façonnage

Le chantier dispos un atelier de ferrailage se trouve au niveau de site à l'emprise de la grue pour la facilité de transféré le stockage vers surface du bloc



Figure X.17 Atelier de façonnage

X.7.8 .2 Centrale à béton



Figure X.18 Centrale à béton

- Le circuit de la commande d'une quantité de béton pour un chantier.

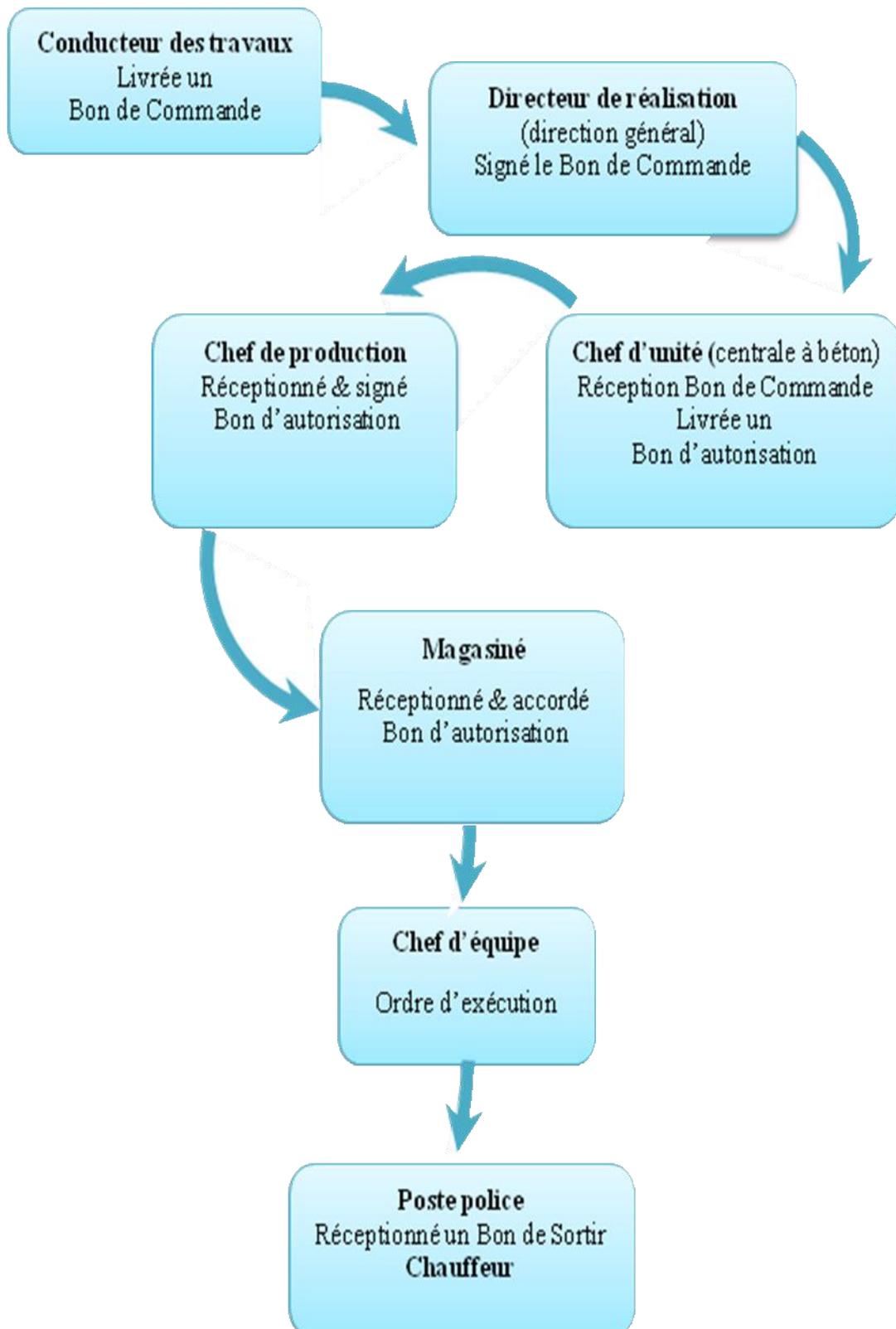


Figure X.19 Circuit de la commande du béton

X.7.9 Installation de chantier :

L'Installation de chantier est un sujet sensible, la réalisation de ETB est liée à l'installation de chantier ne peut être définie sans avoir regardé les volumes de travail, les saturations de gru, les cadence journaliers.

L'installation de chantier est définie par la planification des travaux et le désir de réalisation de L'ETB, celle-ci devra toujours être réalisé dans le respect de son environnement et de la sécurité des ouvriers et avoisinants, le plan d'installation est souvent le point de rencontre de deux point divergents le rendement de réalisation et la sécurité.

X.8 LE Métré

X.8.1 Introduction :

L'art du "métré" a toujours été inséparable de "l'acte de construire". En effet, il n'est pas d'ouvrage qui n'ait été construit sans qu'on ne se soit préoccupé de sa qualité, des quantités et des coûts des différents travaux à réaliser.

Le "métré" consiste donc à analyser qualitativement et quantitativement l'ensemble des travaux nécessaires à la réalisation des projets afin de pouvoir, en fin de compte, en déterminer le prix.

Nous noterons que le "métré" est directement lié aux différentes technologies, puisqu'il s'appuie sur une connaissance approfondie des matériaux, de leurs mises en œuvre, ainsi que de la manière dont les travaux sont conduits.

Ces études nécessitent des qualités diverses :

- ❖ **Scientifiques**, pour les connaissances mathématiques de base des calculs des quantités et de l'étude de prix.
- ❖ **Techniques**, par la connaissance des matériels et matériaux ainsi que leurs conditions d'emploi et de mise en œuvre.
- ❖ **Pratiques**, par les qualités d'observation et de déduction nécessaires au choix des quantités.
- ❖ **Rigueur**, pour l'établissement des prix de vente unitaires hors taxes des ouvrages élémentaires.

Le métré a pour but l'évaluation du coût des ouvrages en partant de leur mesurage. Le métré se fait avant, pendant et après la réalisation de ces ouvrages. Le métré constitue une comptabilité particulière de la construction à la fois des quantités et du coût des ouvrages composants cette construction.

Le métré sert à :

- a. L'estimation préalable des travaux.
- b. La conduite de l'exécution des travaux.

c. La facturation des travaux.

X.8.2 Les métreurs : (Techniciens Economistes de la Construction)

Les métreurs reçoivent une formation de base comprenant essentiellement les points suivants :

a. Les mathématiques nécessaires au calcul des quantités d'ouvrages se sont surtout celles qui permettent d'établir les surfaces et les volumes.

b. La connaissance des matériaux de construction et de leur mise en œuvre.

c. L'entraînement à décomposer l'ouvrage en éléments simples et à les visualiser dans l'espace.

d. La connaissance des différents actes du métré et de l'art de les rédiger.

Analystes, statisticiens, principalement en matière de prescription de travaux et de coût de la construction, ils sont aussi étroitement concernés par la gestion et l'économie des chantiers et des entreprises.

Il en existe quatre grandes catégories :

❖ Les "**Métreurs Libéraux**", qui louent leurs services aux différents acteurs de l'acte de construire (Maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvres, entrepreneurs...etc.). Entrent dans cette catégorie ceux qui possèdent un cabinet comme ceux qui y sont salariés.

❖ Les "**Métreurs d'entreprises**", salariés des entreprises.

❖ Les "**Vérificateurs d'administrations**" ou de grandes entreprises privées.

❖ Les "**Assistants de concepteurs**", métreurs salariés ou associés avec les architectes ou les bureaux d'études architecturaux.

Les deux premières catégories sont les plus importantes en nombre.

Qu'elles se situent à tous les stades de l'acte de construire, qu'elles sont très variées.

X.8.3 Les actes du métré :

De ce que nous avons vu, il apparaît que le métreur intervient avant, pendant et après l'exécution de la construction pour en estimer la valeur. Suivant le moment où a lieu l'évaluation et suivant que le métreur travaille pour le client ou pour l'entrepreneur, le métré prend une désignation différente.

Ces désignations sont appelées « actes de métré » qui définissent l'aspect complet du travail du métreur.

IX.8.3.1 Estimations Sommaires

Les estimations sommaires sont des évaluations rapides et plus ou moins approchées de travaux à réaliser. Elles sont fréquemment utilisées par les autres du projet pour évaluer le coût des constructions envisagées et permettre ainsi à leurs clients

de déterminer un budget pour les travaux projetés. Les estimations sommaires peuvent être plus ou moins précises suivant l'état d'avancement du projet. Ainsi un architecte pourra donner une première estimation sommaire d'un bâtiment en se basant sur son expérience puis une deuxième estimation plus précise lorsqu'il aura réalisé l'avant-projet de la construction envisagée.

X.8.3.2 Devis

Lorsqu'après étude des avant-projets et des estimations sommaires le client décide de réaliser la construction, il donne ordre à l'architecte d'établir le projet définitif. Ce projet doit permettre la mise en concurrence de plusieurs entrepreneurs en donnant la certitude que les prix remis par ceux-ci correspondent à un même volume de travail. De plus le projet sert de guide pendant l'exécution des travaux.

Parmi les éléments que doit comprendre le projet, figurent les devis :

❖ Devis Descriptif

décrit toutes les parties d'ouvrages qui seront demandés aux différents corps d'états concourant à la réalisation du projet. Il doit être complet pour ne laisser place à aucune interprétation et doit être très clair. En principe rédigé par l'architecte ou l'ingénieur, ces devis descriptifs sont en fait rédigés par des métreurs collaborant étroitement avec les auteurs du projet.

❖ Devis Quantitatif

donne les quantités de toutes les parties d'ouvrages. Ces quantités sont déterminées par le métreur qui à partir des plans décompose le projet en éléments simples qu'il mesure. C'est le travail le plus long et le plus spécifique du métreur : c'est l'avant-métré. L'avant-métré est fait suivant une méthode et un code qui seront connus ultérieurement.

❖ Devis Estimatif

donne les prix unitaires des différentes parties d'ouvrages. En multipliant ces prix par les quantités estimées et en additionnant les résultats on obtient finalement l'estimation totale du coût de l'ouvrage.

X.8.3.3 Attachements

Attachement ce sont des documents qui constatent des travaux réalisés mais qui par la suite deviendront inaccessibles ou invisibles. Ils peuvent être écrits ou figurés.

Les attachements sont nécessaires pour tous les travaux faisant l'objet d'un prix de règlement particulier. Ils sont inutiles dans le cas de marché traité au prix global ou forfaitaire. Les attachements doivent être signés et datés par les deux parties contractantes

car une fois pris ils deviennent définitifs. Il importe donc qu'ils soient complets, précis

et présentés de façon claire.

Les attachements peuvent concerner les travaux de terrassements, de fondations et de tous les ouvrages exécutés sous le sol. Ils peuvent aussi concerner les travaux en élévation qui ne figurent pas sur les plans d'exécution.

X.8. 4 Le métré de projet :

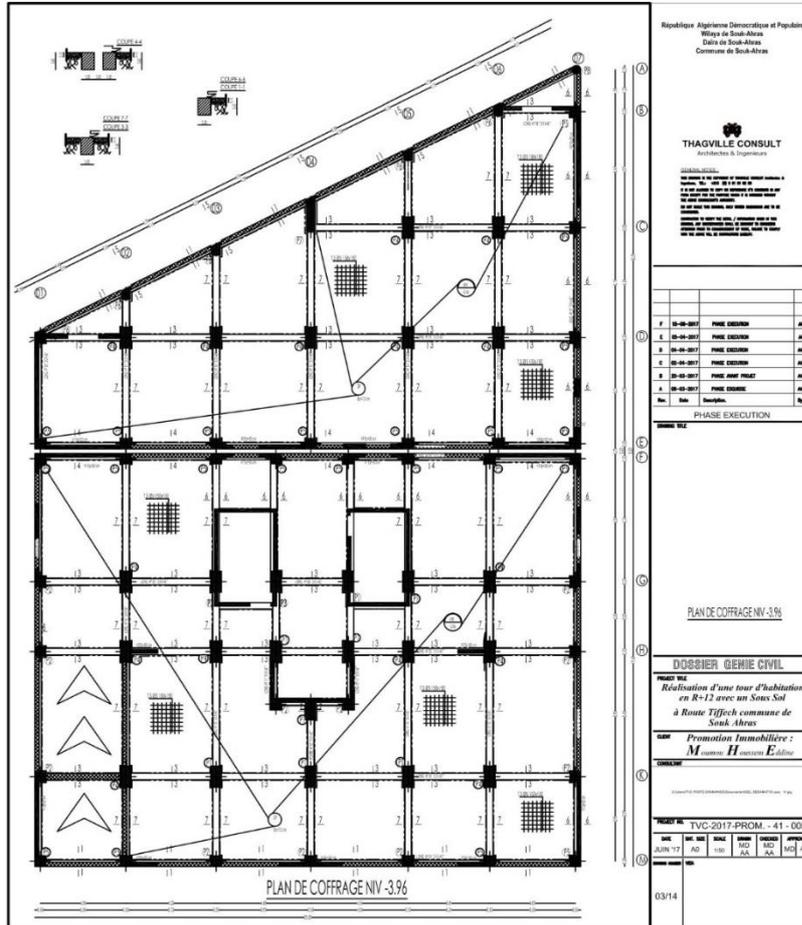


Figure X.20 Plan coffrage Sous-Sol

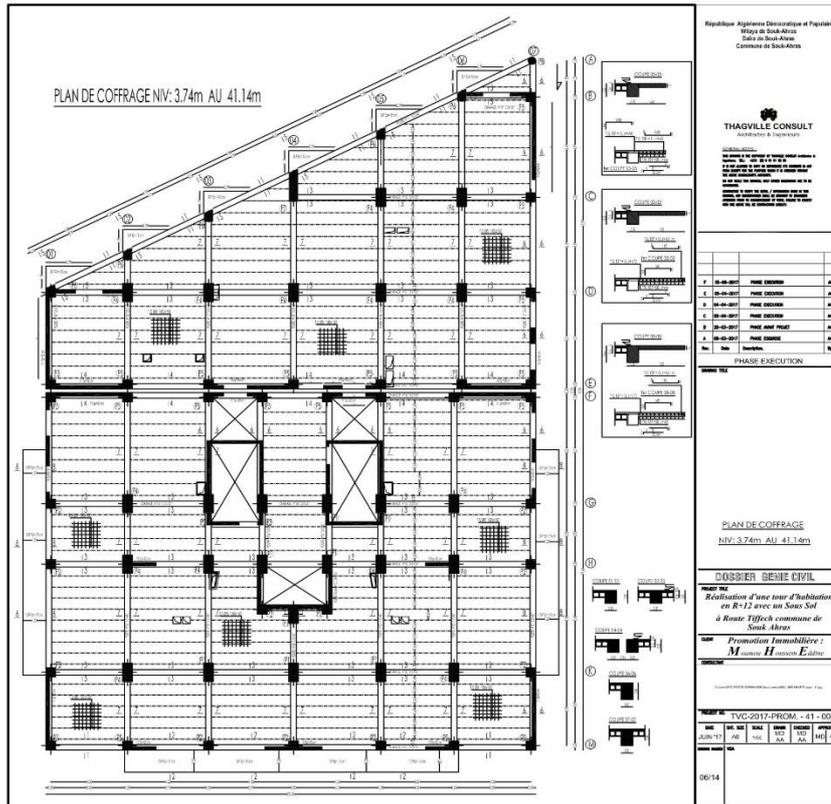


Figure X.21 Plan coffrage RDC au 11^{ème} étage

Concernant le métré d'un projet nous donnons un petit exemple de métré au niveau de superstructure come suite:

Détaille des éléments en béton armé :

Tableau X.5 Métré

N°	élément	Symb	longueur	largeur	Hauteur	Nbrélé mt	Nbrég	Calcul	Total
01	Poteau	P	0,50	0,5	3,14	20	3	(0,5x0,50x3,14) x20x3	41,448 m³
02	Voile	V1	0,95	0,2	3,14	4	3	(0,95x0,2x3,14) x4x3	7,159 m³
03		V2	1,6	0,2	3,14	2	3	(1,6x0,2x3,14) x2x3	6,028 m³
04		V3	1,65	0,2	3,14	2	3	(1,65x0,2x3,14) x2x3	6,217 m³
05		V4	2,30	0,2	3,14	2	3	(2,3x0,2x3,14) x2x3	8,666 m³
06		V5	0,9	0,2	3,14	2	3	(0,9x0,2x3,14) x2x3	3,391 m³
07		V6	1,4	0,2	3,14	2	3	(1,4x0,2x3,14) x2x3	5,275 m³
08	Poutre	P _{P1}	4,49	0,30	0,35	2	3	(26,2x0,30x0,35) x2x3	2,829 m³
09		P _{P2}	5,60	0,30	0,45	2	3	(5,60x0,30x0,45)x2x3	4,535 m³
10		P _{S1}	17	0,35	0,45	4	3	(17x0,35x0,45)x4x3	32,13 m³
11		P _{S2}	5,70	0,35	0,45	2	3	(5,70x0,35x0,45)x2x3	5,386 m³
12	Dalle	D ₁	15,85	10,5	0,05	1	3	(15,85x10,5x0,05) x1x3	24,963 m³
13		D ₂	22,9	5,30	0,05	1	3	(22,9x5,3x0,05) x1x3	18,205 m³
TOTAL									211,623 m³

X.8.4.1 Conclusion

À l'obtention d'un nouveau chantier, l'entreprise de bâtiment désigne un Chef de chantier qui aura en charge la construction de ce bâtiment. Celui le premier responsable de ce projet à partir de préparation de chantier jusqu'à la réception.

Plus particulièrement destiné à ceux qui souhaitent connaître les aspects importants de l'organisation d'un chantier, pour éviter les retards, les surcoûts et les défauts de tous ordres,

Dans cette période, le premier responsable peut gérer les étapes de préparation et l'organisation de chantier, mais la période de réalisation (exécution) des travaux doit

X.9. La planification :

X.9.1 Introduction :

Le but d'apporter une aide méthodologique sur la façon de concevoir et de réaliser un planning de projet. De plus, il explique l'activité de "suivi de projet" au sein d'un projet concernant les systèmes d'information.

La planification d'un projet est un outil incontournable pour le management de projet.

Elle permet de :

- ❖ Définir les travaux à réaliser,
- ❖ Fixer des objectifs,
- ❖ Coordonner les actions,
- ❖ Maîtriser les moyens,
- ❖ Diminuer les risques,
- ❖ Suivre les actions en cours,
- ❖ Rendre compte de l'état d'avancement du projet.

X.9.2 Définition :

La planification est un outil de prise de décisions pour le chef de projet mais aussi de communication entre les différents acteurs d'un projet. Elle permet alors de maîtriser les interfaces du projet. Planifier optimise ainsi les chances de réussite d'un projet en améliorant la productivité grâce à une meilleure maîtrise de la qualité.

La phase de planification doit permettre de transformer l'objectif défini durant la conception en un plan de réalisation. Durant cette phase, les activités suivantes devront être effectuées.

- ❖ Identification de l'ensemble des tâches à réaliser.
- ❖ Estimation de la durée des tâches.

- ❖ Ordonnancement des tâches.
- ❖ Affectation des ressources.
- ❖ Optimisation du déroulement.
- ❖ Préparation des documents de suivi de la réalisation.

X. 9.3 Qu'est-ce qui constitue un plan (planifier) de projet?

Puisqu'il n'y a pas deux projets pareils, il n'existe pas non plus deux plans de projet qui soient identiques. Pour qu'il soit d'une utilité maximum, votre plan de projet doit être pertinent, compréhensible et tenir compte de l'importance et de la complexité de votre projet unique.

Votre plan de projet devrait inclure les éléments suivants :

- a. le calendrier d'activités;
- b. l'horaire de travail;
- c. la matrice de responsabilités;
- d. le budget de plan de projet

Le plan de projet devrait être remis au gestionnaire de projet, au promoteur, à chaque partenaire et à tous les principaux membres du personnel du projet. Il s'agit d'un outil de grande valeur qui peut permettre d'éviter la confusion quant à la portée du projet et les malentendus sur les responsabilités, les échéanciers ou la gestion des ressources.

X.9.3.1 Le calendrier d'activités

Le calendrier d'activités est l'un des éléments les plus importants du coffre à outils du gestionnaire de projet. En permettant de fractionner un projet et de répartir toutes les tâches nécessaires à son achèvement, le calendrier des activités :

- ❖ offre une vision précise de l'envergure du projet;
- ❖ vous permet de savoir précisément ce qui est terminé et ce qui reste à faire;
- ❖ vous permet de suivre de près le travail, les échéances et les coûts associés à chaque tâche;
- ❖ permet aux membres de l'équipe de comprendre leur rôle dans l'ensemble du tableau.

La production d'un calendrier d'activités demande un effort et vous pourrez penser que votre projet n'a pas l'ampleur voulue pour justifier cette démarche. Toutefois, grâce au plan d'action mis au point lors de la préparation de la demande, vous avez déjà en main l'information nécessaire pour commencer le projet.

X.9.3.2 L'horaire de travail

Vous avez, dans votre plan d'action, réparti les activités de votre projet selon leur suite logique. Vous avez maintenant élargi le plan d'action et créé un calendrier d'activités comprenant une structure détaillée de répartition du travail. Après avoir précisé les

tâches à accomplir et décidé de l'ordre dans lequel elles seront réalisées, vous êtes prêt à préparer l'horaire de travail.

X.9.3.3 La matrice de responsabilités

Votre projet nécessitera la collaboration d'un grand nombre de personnes et d'organismes qui travaillent à un but commun. La gestion d'une équipe variée, souvent dispersée à plusieurs endroits, peut présenter des défis particuliers.

La matrice de responsabilités est un outil précieux de gestion de projet destiné à vous aider à relever ces défis. Une matrice de responsabilités attribuée à quelqu'un la responsabilité de chaque activité principale du projet, évitant ainsi que certains éléments « échappent à votre surveillance ». Il n'est pas nécessaire qu'elle soit complexe et peut être facilement réalisée en se rapportant à l'horaire de travail du projet.

X.9.3.4 Le budget du plan de projet

Dans le cadre de votre demande, vous avez préparé un budget de projet qui répond aux attentes du directeur de l'entreprise. Cette « meilleure estimation » des coûts constituera un outil important de gestion des ressources tout en permettant d'atteindre un résultat de qualité.

Il est important d'avoir l'estimation la plus détaillée et la plus précise possible des principaux coûts du projet (habituellement les salaires, les matériaux et les fournitures ainsi que les frais généraux), dès le début du projet.

IX. 9.4 Les découpages :

La conduite d'un projet repose sur un découpage chronologique (phases) du projet en précisant.

- ❖ Ce qui doit être fait (tâches)
- ❖ Par qui cela doit être fait (Ressources)
- ❖ Comment les résultats (Livrables) doivent être présentés
- ❖ Comment les valider (Jalons)

X. 9.4.1 Rôle de découpages

Le rôle de découpage de projet est basé sur les conseils suivants :

- ❖ Faciliter la compréhension et la manipulation d'un ensemble complexe par la détermination de sous-ensemble de moindre complexité
- ❖ Classifier et hiérarchiser
- ❖ Essayer de ne rien oublier
- ❖ Permettre un suivi efficace du projet lors de son exécution grâce à l'utilisation de ces structures
- ❖

X.9.5 L'ordonnancement des tâches :

L'ordonnancement est l'élaboration d'un plan d'action permettant de déterminer les séquences ou au contraire les parallélismes possibles entre l'exécution des tâches précédemment identifiées.

Dans certains projets, une marge de flexibilité peut être aménagée par le chef de projet pour l'ordonnancement des tâches, c'est-à-dire que le chef de projet peut prévoir plusieurs scénarios possibles concernant l'ordonnancement des tâches. En fonction de l'évolution du projet, un scénario d'ordonnancement des tâches peut être privilégié par rapport à un autre scénario.

Pour procéder à l'ordonnancement des tâches, il faut, pour chaque tâche élémentaire, lister les tâches antérieures, au vu des informations collectées sur le terrain et sélectionner les seules tâches immédiatement antérieures. Le planning doit permettre l'identification de l'ordonnancement des tâches du projet.

X.9.6 Estimation des charges des tâches et de la durée du projet :

Différents besoins d'estimation se font valoir au niveau du projet, au niveau de la phase et au niveau des tâches.

Au niveau projet, il faut estimer la charge du projet complet par la détermination d'une enveloppe budgétaire.

Au niveau phase, il faut estimer la charge d'une phase spécifique, ajuster le découpage du projet et prévoir des ressources pour planifier l'affectation des intervenants.

Au niveau tâche, il faut estimer chacune des tâches qui font généralement l'objet d'une affectation individuelle.

Les coûts du projet doivent être évalués en fonction de leur nature : coûts en matériel, en ressources humaines internes, en frais de déplacement, en personnel de prestataires extérieurs ...

Après cette phase de définition des besoins, il s'agit de définir les processus d'approvisionnement et d'établir les délais d'approvisionnement et évaluer le temps de travail des ressources humaines, l'évaluation des durées est important dans le calcul total de la durée du projet

X.9.7 Quelques définition :

- ❖ **Tache** : Travail ou fonction élémentaire ayant un début et une fin.
- ❖ **Nœud** : Point logique de rassemblement de tâches.
- ❖ **Maille** : suite de tâche entre deux nœuds considérés.
- ❖ **Date « au plus tôt »** : Date la plus «(en avance)» possible qui permet de débiter les tâches suivantes en respectant toutes leurs conditions de démarrage.

- ❖ **Chemin critique** : Trajet constitué des mailles de durée les plus longues permette de satisfaire toutes les conditions de réalisation de toutes les tâches pour atteindre l'objectif final «(au plus tôt)»
- ❖ **Date « au plus tard »** : Date la plus tardive possible qui permet de démarrer les tâches suivantes sans faire reculer le délai final défini par le chemin critique.
- ❖ **Marge Totale** : cette marge correspond à la durée dont une tâche peut être prolongée ou retardée sans augmenter la durée totale de projet. Quand cette marge s'annule la devient critique.
- ❖ **Marge libre** : cette marge correspond à l'écart de temps entre la fin d'une tâche débutée «(au plus tard) » et le besoin «(au plus tôt)» des tâches suivantes. Cette marge n'est pas nécessaire et n'est pas utilisée a durée dont une tâche peut être

En déduire à ce plan un résumé de la duré d'une tâche

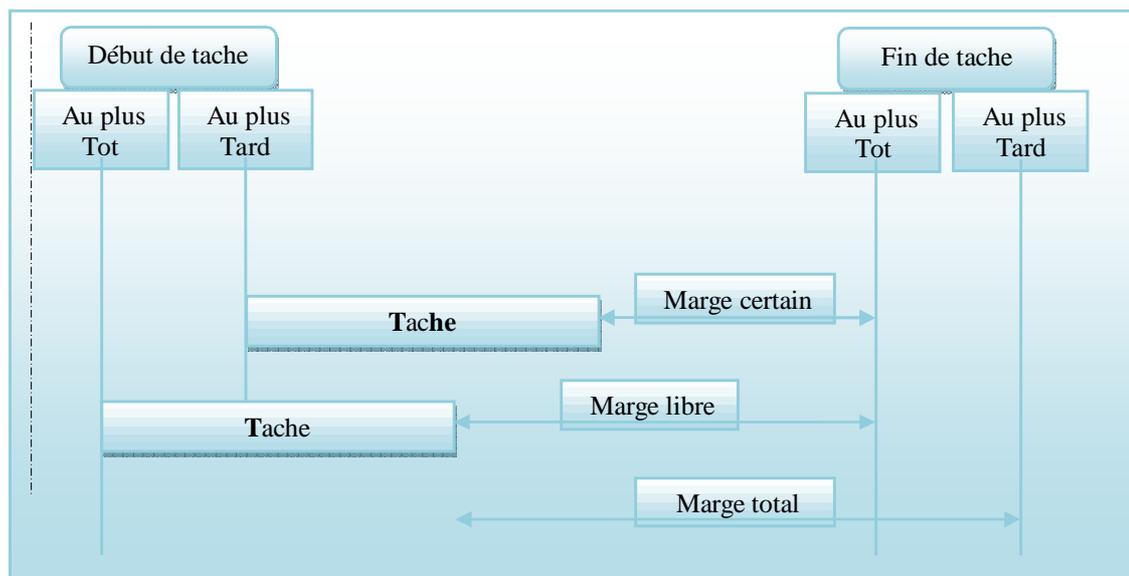


Figure X.22 La durée des tâches

X.10 Les méthodes GANTT et PERT :

Les méthodes les plus connues sont: le diagramme de **Gantt** et la méthode **PERT**. Nous résumons dans les sections suivantes ces trois techniques.

X.10.1 Le diagramme de GANTT :

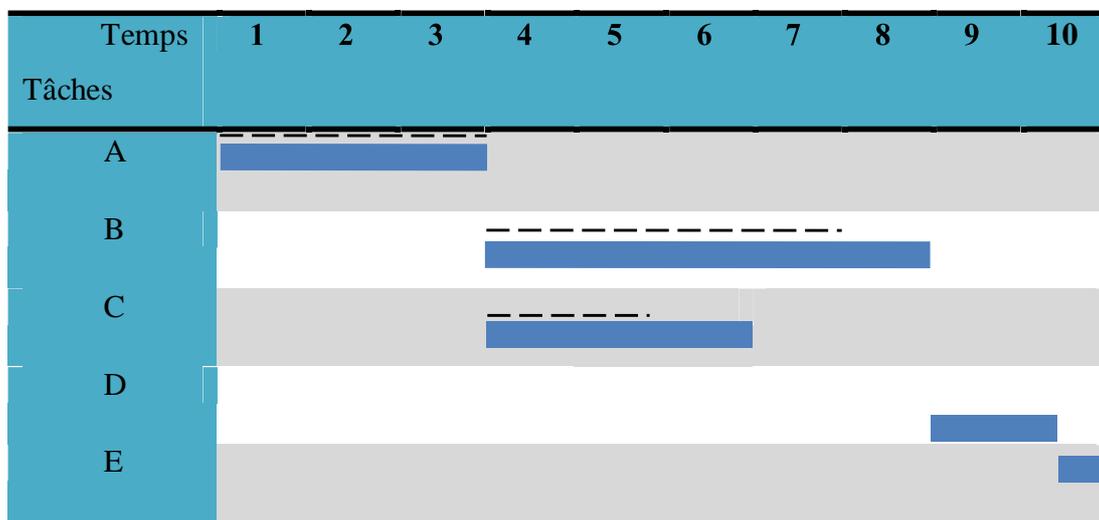
Le diagramme de Gantt est un outil permettant de modéliser la planification de tâches nécessaires à la réalisation d'un projet. Le principe de ce type de diagramme est de représenter au sein d'un tableau, en ligne les différentes tâches et en colonne les unités de temps (exprimées en mois, semaines, jours,...).Les différentes étapes de réalisation d'un diagramme de Gantt sont les suivantes:

- ❖ Définition des différentes tâches à réaliser et leurs durées.

- ❖ Définition des relations d'antériorité entre tâches.
- ❖ Représentation des tâches par des traits dans le diagramme: d'abord les tâches n'ayant aucune antériorité, puis celles dont les tâches antérieure sont déjà été représentées, et ainsi de suite...

Le Tableau V.1 représente un diagramme de Gantt où chaque colonne représente une unité de temps, les traits épais représentent les durées d'exécution prévues des tâches et les traits pointillés représentent le déroulement d'exécution. Par exemple, la tâche B, qui dure 5 unités de temps, ne peut commencer son exécution qu'après la fin de la tâche A et elle peut s'exécuter en même temps que la tâche C.

Tableau X.6 Diagramme de Gantt



Le chemin critique est formé d'une succession de tâches sur le chemin le plus long en terme de durées (**A, B, D, E**, dans l'exemple). Il est appelé chemin critique parce que tout retard pris sur l'une des tâches de ce chemin entraîne du retard dans l'achèvement du projet. Le diagramme de Gantt permet de déterminer la date de réalisation d'un projet et d'identifier les marges existantes sur certaines tâches (avec une date de début au plus tôt et une date de fin au plus tard). Son point faible est que son application est limitée à des problèmes particuliers.

X.10.2 La méthode PERT :

La méthode PERT consiste à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leurs dépendances et à leur chronologie permettent d'avoir un produit fini. Elle représente le problème sous forme d'un graphe tel que les tâches sont représentées par un arc auquel on associe un nombre entre parenthèses qui représente la durée de la tâche. Un nœud représente la fin d'une ou de plusieurs tâches.

Cette méthode permet de déterminer la date de début et de fin de chaque tâche ainsi que

le chemin critique c'est-à-dire un ensemble d'activités tel que tout retard dans leur exécution provoquerait un retard de la fin du projet

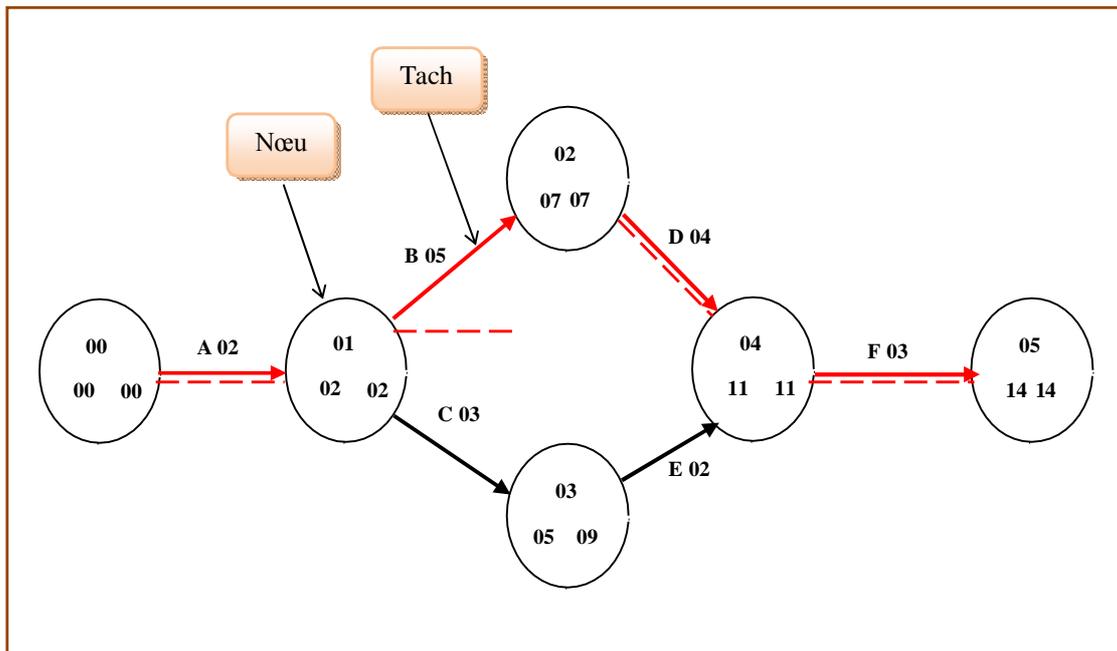


Figure X.23 Réseau PERT & Chemin Critique

X.11 La Planification du notre projet :

X.11.1 Planification structurelle:

Avec la tendance d'accroissement des projets et leur complexité dans la réalisation, des outils s'avèrent nécessaire pour leur réalisation. Une fois les objectifs fixés d'un projet, méthodologie de travail doit être établie selon un planning de travail.

D'ou la nécessité d'utilisation d'un ou plusieurs outils par exemple :

(WBS); (PBS); (OBS); (CBS); (RBS)

X.11.1.1 Work Breakdown Structure (WBS):

Work Breakdown Structure (WBS) en anglais et (Structure de Découpage du Projet) (SDP) ; en français mais le sigle anglais étant le plus souvent utilisé, C'est la décomposition arborescente des tâches à effectuer. Cette décomposition est essentielle lors du projet : elle met en évidence toutes les tâches et lots de travail à accomplir.

Le WBS est directement lié au PBS : à chaque nœud du PBS correspond une tâche

X.11.1.2 Product Breakdown Structure (PBS):

La Product Breakdown Structure (PBS) en anglais et (Organigramme Technique Produit) en français, définir la nomenclature des objets du projet, de décomposer le projet en sous-ensembles et les compétences nécessaires à la mise en place du projet.

X.11.1.3 Organization Breakdown Structure (OBS):

L'Organization Breakdown Structure (OBS) Il fait le lien entre les tâches et les

personnes (physique ou morales). Il permet de définir les responsabilités et les actions dans les tâches.

X.11.1.4 Cost Breakdown Structure (CBS):

Le Cost Breakdown Structure (CBS). C'est la décomposition arborescente des coûts du projet. Il permet d'associer à chaque nœud un coût.

X.11.1.5 Resource Breakdown Structure (RBS):

Resource Breakdown Structure (RBS) ou Structure de Décomposition des Ressources (SDR). Il représente la hiérarchie des ressources de l'équipe projet.

A pour objectif de décomposer le projet en ressources et de regrouper ses ressources par nature ou en équipes. Le chef de projet doit, à travers le RBS, mettre en place des calendriers de travail, vérifier la disponibilité en termes de compétences et affecter les responsabilités hiérarchiques.

➤ Work Breakdown Structure (WBS) (Gros oeuvres):

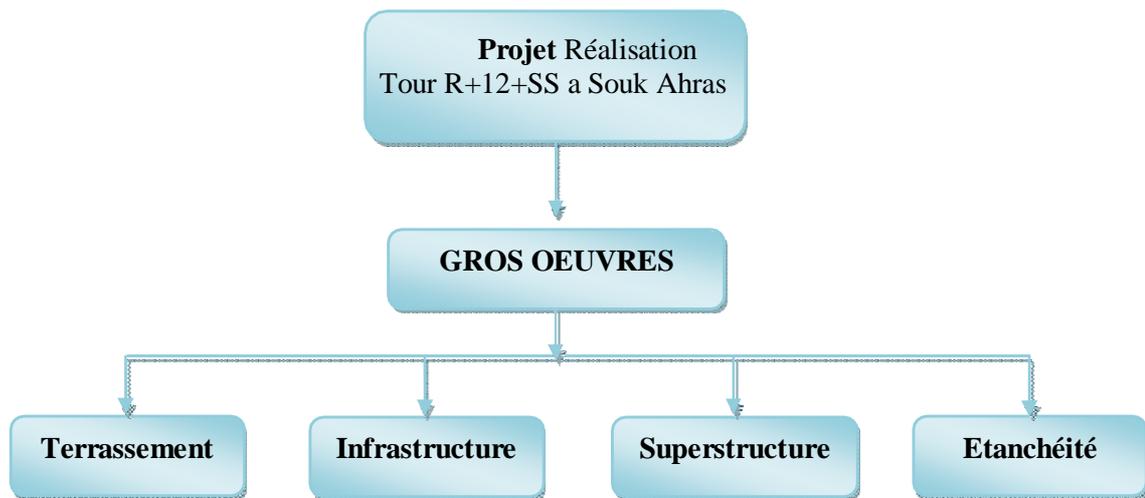


Figure X.24 WBS Découpage du projet en lots.

Planification

Projet

➤ Product Breakdown Structure (PBS):

GROS OEUVRES

	Terrassement	Infrastructure	Superstructure	Etanchéité			
Evacuation	Puisard	Remblais TVO	RDC & S-Sol	1 ^{er} étage	2 ^{em} étage a 11 ^{em} étage	Terrasse	pare-vapeur
Fouille	Hérissongage	Joint	B.A Poteau ;voil	B.A Poteau ;voil	B.A Poteau ;voil	B.A Poteau ;voil	Isolation
Remblai	Couche gravier	Dallage	B.A Poutr;dale P	B.A Poutr;dale P	B.A Poutr;dale P	B.A Poutr;dale P	Forme pente
Buse perforé	Couche gros béton	Dallage	Plancher	Plancher	Plancher	Plancher	pare-vapeur
Boite	Enduit en ciment	Cunette	Joint	Joint	Joint	Joint	Multicouche
Drainage	Regard	Regard	Gaine	Gaine	Gaine	Gaine	Relevé
B.A Radier	Etanchéité	Regard	Conducteur	Conducteur	Conducteur	Conducteur	Joint
Joint	Enduit de protection	Buse	Câble	Câble	Câble	Câble	gravillons
Joint	Relevé	Buse	Figure IX.25 (PBS) Découpage du projet sous lots livrables				Étanchéité

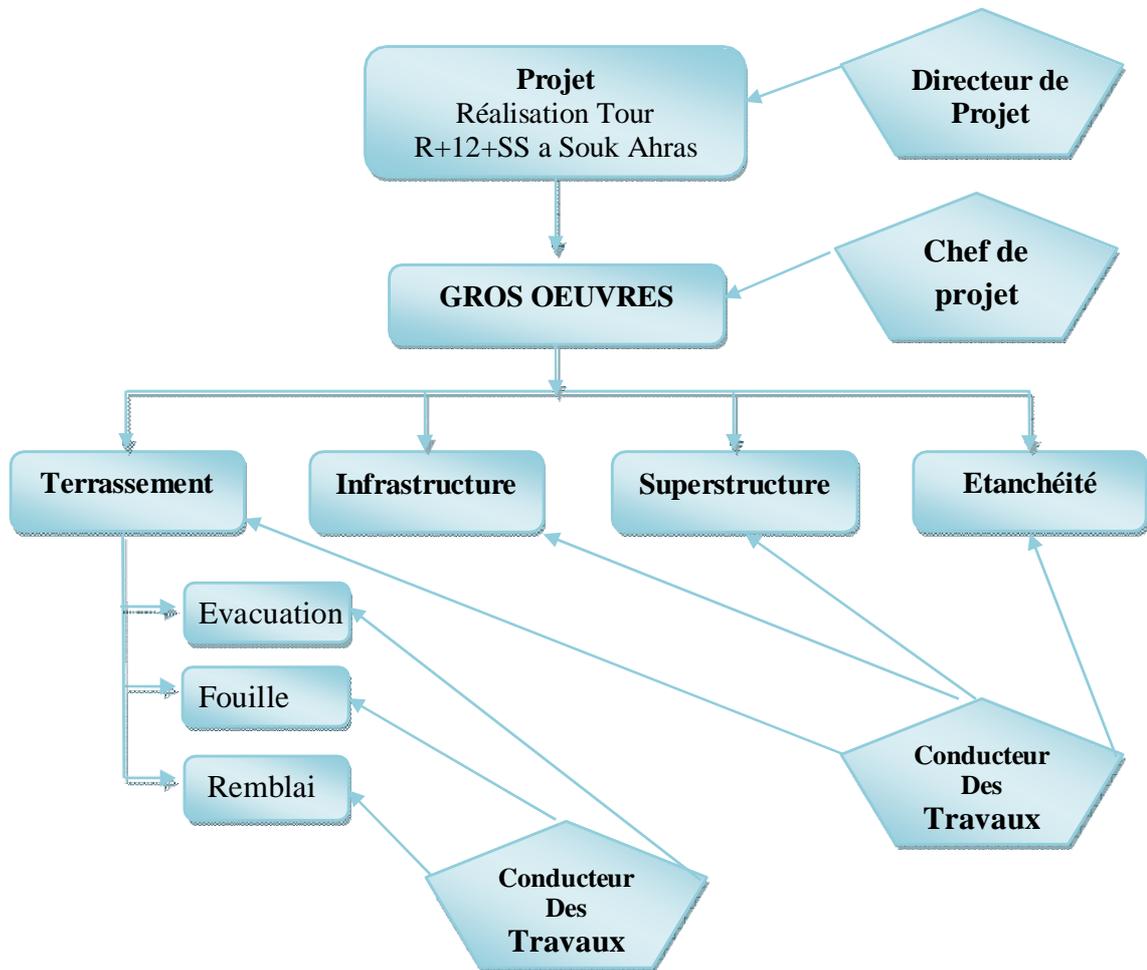
➤ **Organization Breakdown Structure (OBS):**

Figure X.26 (OBS) Les ressources de projet

➤ Cost Breakdown Structure (CBS):

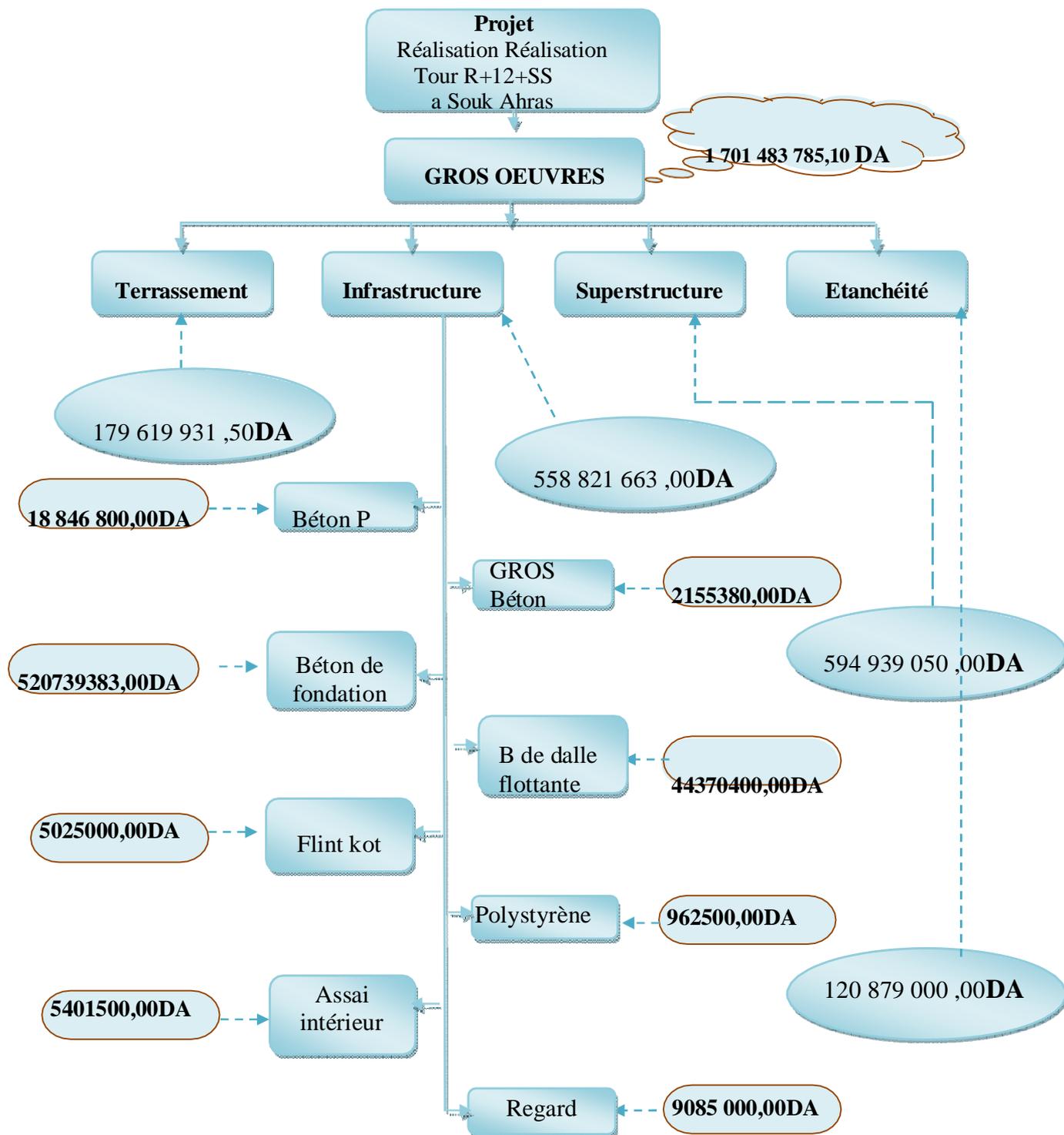


Figure X.27 (CBS) Coût de chaque tâche

➤ Resource Breakdown Structure (RBS)

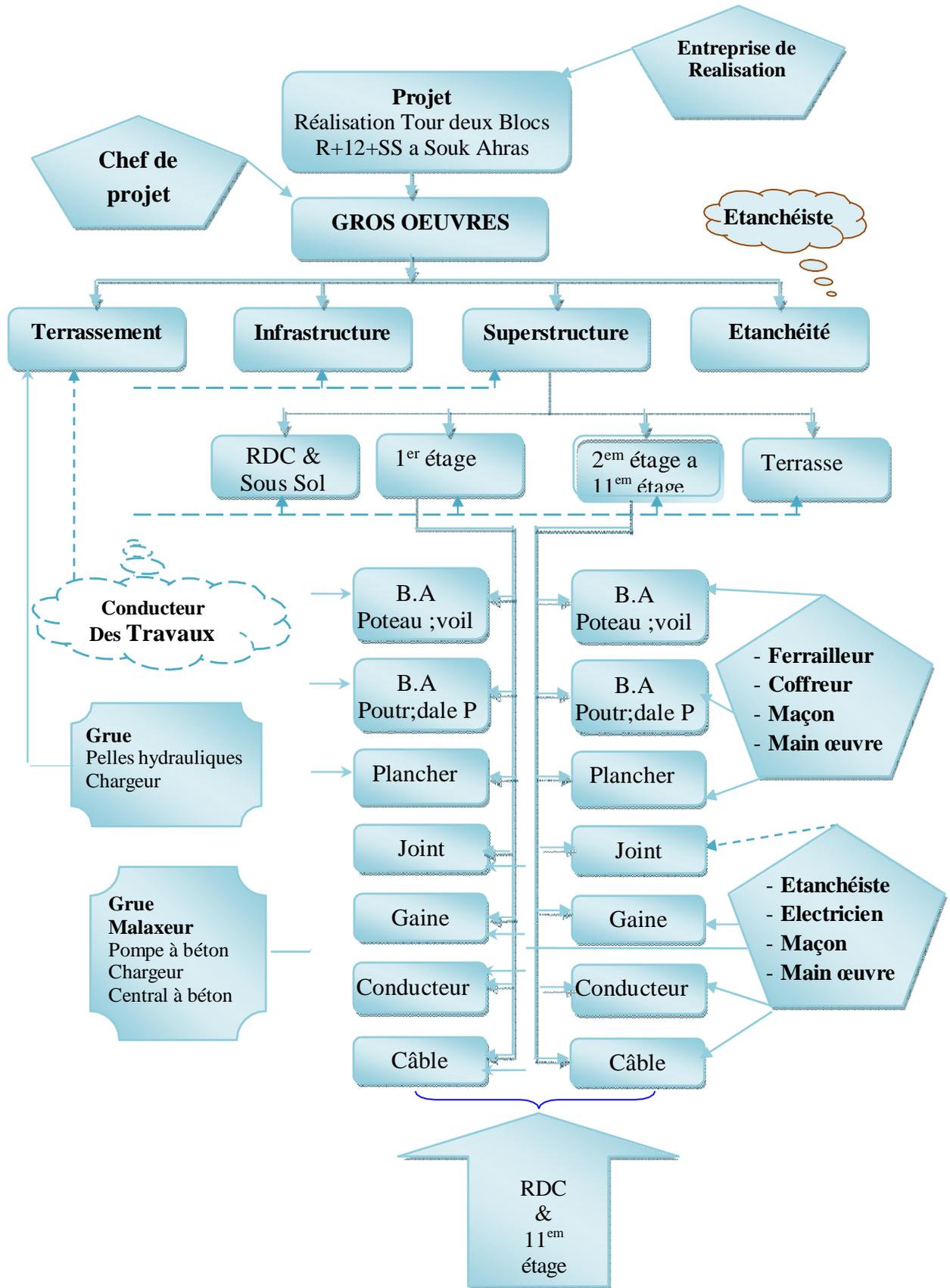


Figure X.28 (RBS) Les ressources de chaque tache

X.11.2 Planification opérationnelle :

X.11.2.1 Les tâches et sous tâche de notre projet

Tableau de l'ensemble des tâches de notre projet :

Avant entamé la planification doit assembler, et classé tous les tâches et les lots sur un tableau au sur un fichier ?

Pour notre planification on a utilisé les données de devis quantitatif et estimatif de marché de la réalisation de deux blocs Bloc 1 & Bloc 2 en R+12+SS

Tableau X.7 Les tâches et sous tâches de Gros œuvre

N°	Désignation des tâches et les lots
	Lot N°01 : GROS OEUVRES
	TERRASSEMENT
	Nettoyage de terrain par débroussaillage et décapage de la terre végétale
	Terrassement en grande masse aux moyens mécaniques
	Fouilles en excavation ou en tranchée
	Remblais autour des fondations et des vides
	- Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique.
	A / INFRASTRUCTURE
	Confection et mise en place de béton de propreté ép:10cm
	Confection et mise en place de Gros Béton dosé à 250 Kg/M3
	Confection et mise en place béton armé en fondation dosé à 350kg/m3
	a) pour fondation
	b) pour amorces poteaux
	c) pour fut de voiles et voiles périphériques
	d) pour longrines et chainages
	e) pour dalles pleine escalier et limon
	Béton légèrement Armé pour Dalle Flottante épaisseur 12 cm
	Hérissonnée en pierres. fournies et mises en place sous dallage d'une épaisseur de 20 cm,
	Badigeonnage en flint kot exécuté en deux couches croisées pour ouvrages enterré .
	Joint en polystyrène de 10 cm d'ép.

ASSAINISSEMENT INTÉRIEUR

Regard pied de chute en béton armé dosé à 350kg/m³ en

a) 0,50 X 0,50 H max 0,80 m

b) 0,60 X 0,60 H max 0,90 m

c) 0,70 X 0,70 H max 1,00 m

- caniveau en Béton armé dosé à 350kg/m³ en

F/P tuyauteries en PVC PN 06 y

a- Ø 160

b- Ø 200

c- Ø 300

Regards de branchement**TERRASSEMENT**

Fouilles en tranchée dans terrain ordinaire pour Canalisation des buse.

Fouilles en puits dans terrain ordinaire pour réalisation des regard.

Remblai en terrain ordinaire (des vides)

Lit de sable ép.=10cm

CONDUITES

F/P de buses en P.V.C PN06

a) Diam 315 mm

b) Diam 400 mm

REGARDS EN BETON ARME dosé à 350kg/m³ en ciment

Dimensions intérieures 1.20 x 1.20 m Hauteur variable de 1,40m à 2.50 m

Réalisation d'un caniveau en béton armé dosé à 350Kg/m³

regard de branchement en béton armé dosé à 350 Kg /m³

B / SUPERSTRUCTURE

Béton Armé en élévation dosé à 350 kg/M³

a) pour poteaux

b) pour poutres et chaînages

c) pour voiles de contreventement

d) pour dalles pleine

e) pour escaliers et palier de repos

f) pour acrotère

g) pour éléments de façades et corniches

Plancher en corps creux 16+4

ETANCHEITE
TERRASSE INNACCESSIBLE
Étanchéité des terrasses inaccessibles avec autoprotection minérale
Fourniture et pose d'un pare vapeur composé
Forme de pente d'une chape au mortier
Fourniture et pose d'une isolation thermique en polystyrène
Fourniture et pose d'une étanchéité élastomère SBS en membrane monocouche
Fourniture et pose d'une étanchéité en surface verticale composée
Fourniture et pose d'une étanchéité des salles d'eau composée
Fourniture et pose Entrée d'eau pluviale
Fourniture et pose Trop plein en métal Ø110 placé à 6cm

X.11.2.2 Calcul les durées des taches

Le travail à exécuter par une équipe déterminée et pour pouvoir être employée dans un planning, la tâche doit être quantifiée et représentée. Dès lors, on définira pour chaque tâche :

- le contenu du travail à effectuer (la quantité globale)
- le temps moyen d'exécution par unité
- l'effectif normal d'une équipe, ou le matériel
- Les heures de travaux par jours (8 h)

A partir de ces données, on peut calculer ensuite la durée d'exécution de chaque tâche, par la formule suivante :

$$\text{La Durée de la Tache} = \frac{\text{Contenu du travail} \times \text{Temps unitaire moyen}}{\text{Effectif de l'équipe} \times \text{Temps légal de travail}}$$

$$\text{Ou } DT = \frac{Q \times T_u}{N_{\text{eff}} \times 8 \text{ h}}$$

Exemple de calcul de la durée de la tâche de terrassement.

N°	Tache	Unit	Qt	T.U	Nbr	H	Materiel	Jours
GROS OEUVRES								
A	Terrassement							
A-1	Nettoyage de terrain	m ³	4021,370	0,07	3	8	Chargeur	11,728
A-2	Terrassement en grande masse	m ³	30164,500	0,08	3	8	Pelles hydrauliques	100,548
A-3	Fouilles en excavation	m ³	34 322,000	0,08	3	8	Pelles hydrauliques	114, 406
A-4	Remblais	m ³	50 331,064	0,07	3	8	Chargeur	146, 798
A-5	Evacuation des terres à la décharge publique	m ³	22403,187	0,07	3	8	Chargeur	65,342
Totale de durée de la tache (A) terrassement								438,822

Tableau X.8 Calcul de durée de la tache

X.11.2.3

Les durées des taches et prédécesseurs des taches.

Tableau d'ordonnancement des taches de notre projet

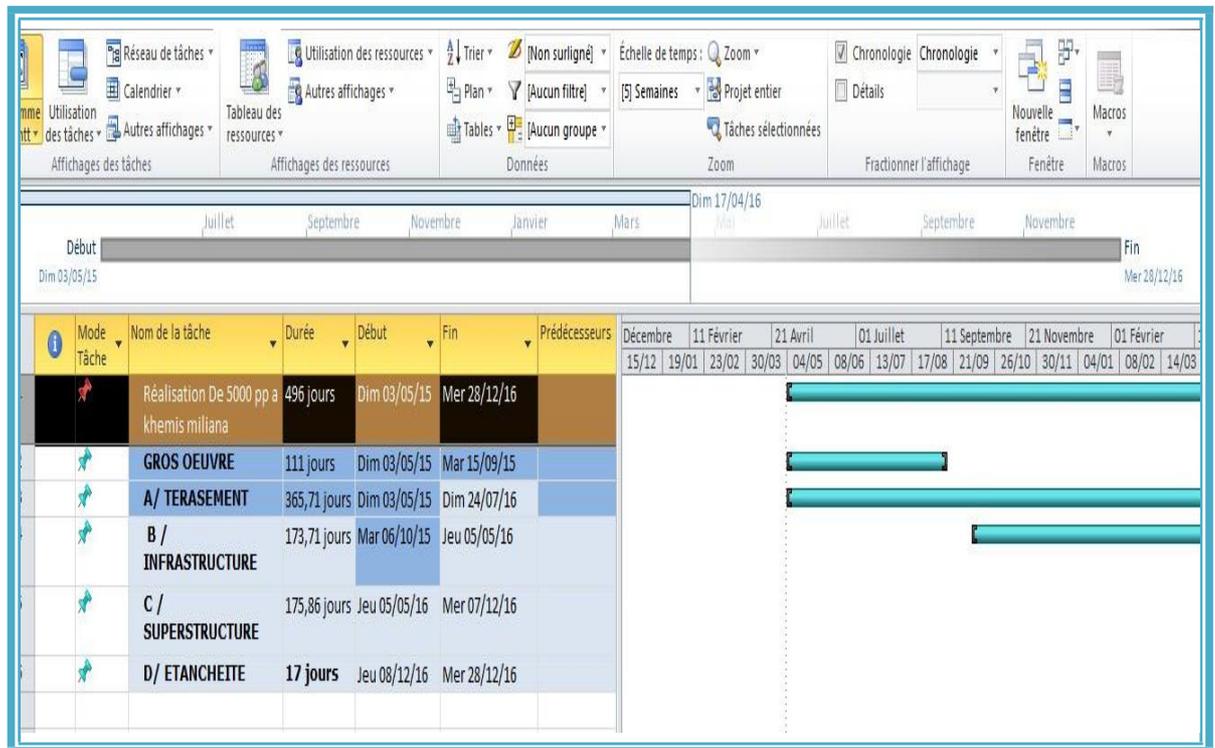
N°	Tache	Durée (Jours)	Antériorité
A	Préparation du chantier	14	–
B	Terrassement	60	A
C	Infrastructure	174	B
D	Superstructure	566	C
E	Etanchéité	17	D

Tableau X.9 Tableau d'ordonnancement des taches

B. Les plannings proposés

Diagramme de **GANTT** de notre projet et le délai d'exécution proposé après les calculs **Quatre Cent Quarante Huit jours (496 j)**

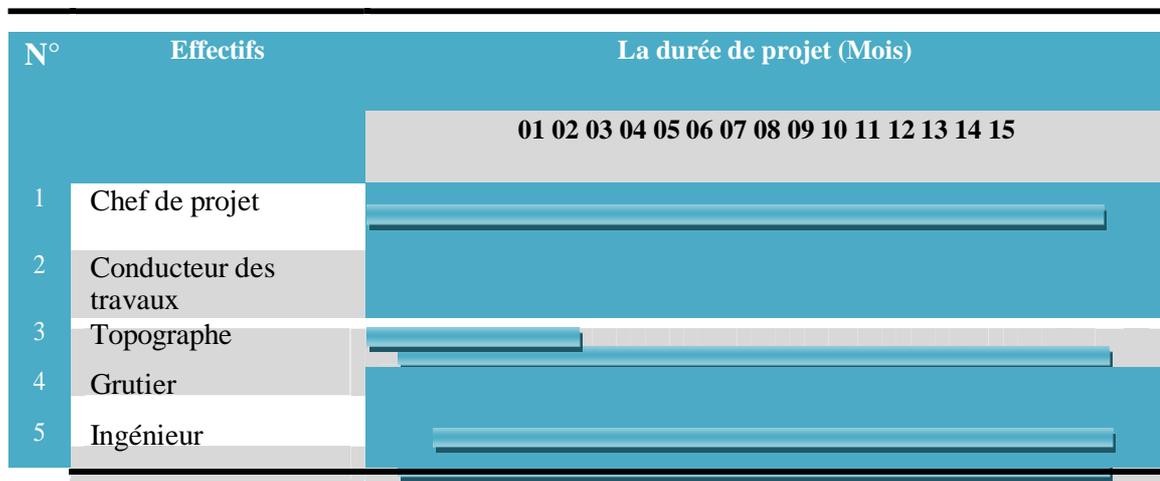
Tableau X.11 Diagramme de GANTT proposé



C. Planning de Main d'œuvre Bloc 1

La disponibilité de main d'œuvre au niveau de chantier dans la période de réalisation

Tableau X.12 Planning de Main d'œuvre proposé

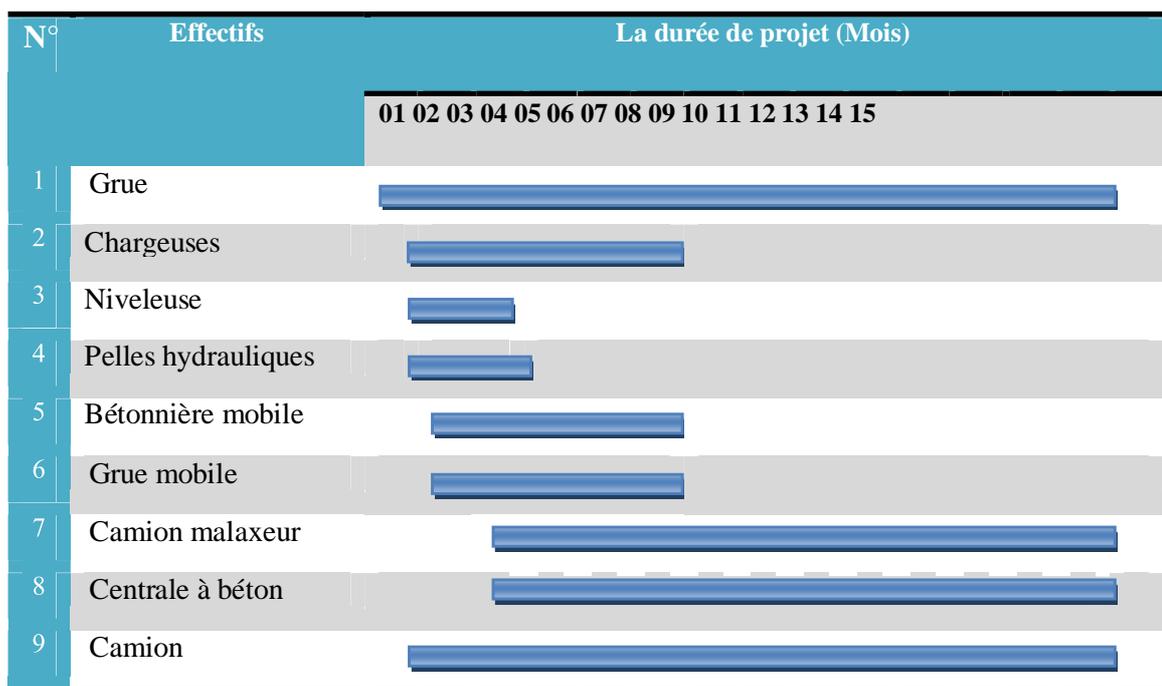




A. Planning de Matériel :

La disponibilité de matériel au niveau de chantier dans la période de réalisation d'un Batiment R+12 +SS au niveau de la wilaya Souk Ahras

Tableau X.13 Planning de Matériel



Remarque :

Après les calculs que nous avons fait selon le rendement de chaque tache, nous avons trouvé que l'entreprise de réalisation peut terminer le projet dans les délais 30mois. Dans cette optique l'entreprise de réalisation peut respecter le délai de réalisation pour achèvement du projet, si elle assure les conditions nécessaires comme :

- ❖ Ajouter des heures de travail supplémentaire ou le renforcement des équipes de travailles (Deux ou Trois équipes de travailles sur 24 h).

❖ Suivi et contrôle quotidiennement des travaux selon le planning préalable de la réalisation.

B. Planning d'approvisionnement

Les calculs des quantités de matériaux nécessaires pour notre projet concernant le béton armé :

La quantité globale du béton armé de notre projet :

Selon Robot 2014 de notre structure :

Bloc 1 : Le poids de Béton Armé est donné par son poids

propre G : Résultat → Réactions : $G = 10441.115 \text{ T}$

Poids Volumique du Béton Armé : 2500 KG/ M^3

Poids de Béton Armé Bloc 1 = $10441.115 \times 1000 / 2500$

Poids de Béton Armé Bloc 1 = $4176,45 \text{ M}^3$

Bloc 2 : Le poids de Béton Armé est donné par son poids

propre G : Résultat → Réactions : $G = 5777.589 \text{ T}$

Poids Volumique du Béton Armé : 2500 KG/ M^3

Poids de Béton Armé Bloc 2 = $5777.589 \times 1000 / 2500$

Poids de Béton Armé Bloc 2 = $2311,04 \text{ M}^3$

Poids de Béton Armé Bloc 1 = $4176,45 \text{ M}^3$

Poids de Béton Armé Bloc 2 = $2311,04 \text{ M}^3$

On a pour un mètre cube du béton (1 m^3) :

❖ 350 kg ciment.

❖ 800 kg Gravier

❖ 400 kg Sable

❖ 180 L d'Eau

& pour l'acier de ferrailage on à calculer de 150 kg / m^3 .

N°	Matériaux	Unité	Quantité approvisionné	Quantité Exécuté
1	Ciment	Kg	1461757,5	1461757,5
2	Gravier	Kg	3341160	3341160
3	Sable	Kg	1 670580	1 670580
4	Eau	L	751761	751761
5	Acier	Kg	626467,5	626467,5

Tableau X.14 Tableau des quantités global du Bloc 1

N°	Matériaux	Unité	Quantité approvisionné	Quantité Exécuté
1	Ciment	Kg	808864	808864
2	Gravier	Kg	1848832	1848832
3	Sable	Kg	924416	924416
4	Eau	L	415987,2	415987,2
5	Acier	Kg	346656	346656

Tableau X.15 Tableau des quantités global du Bloc 2

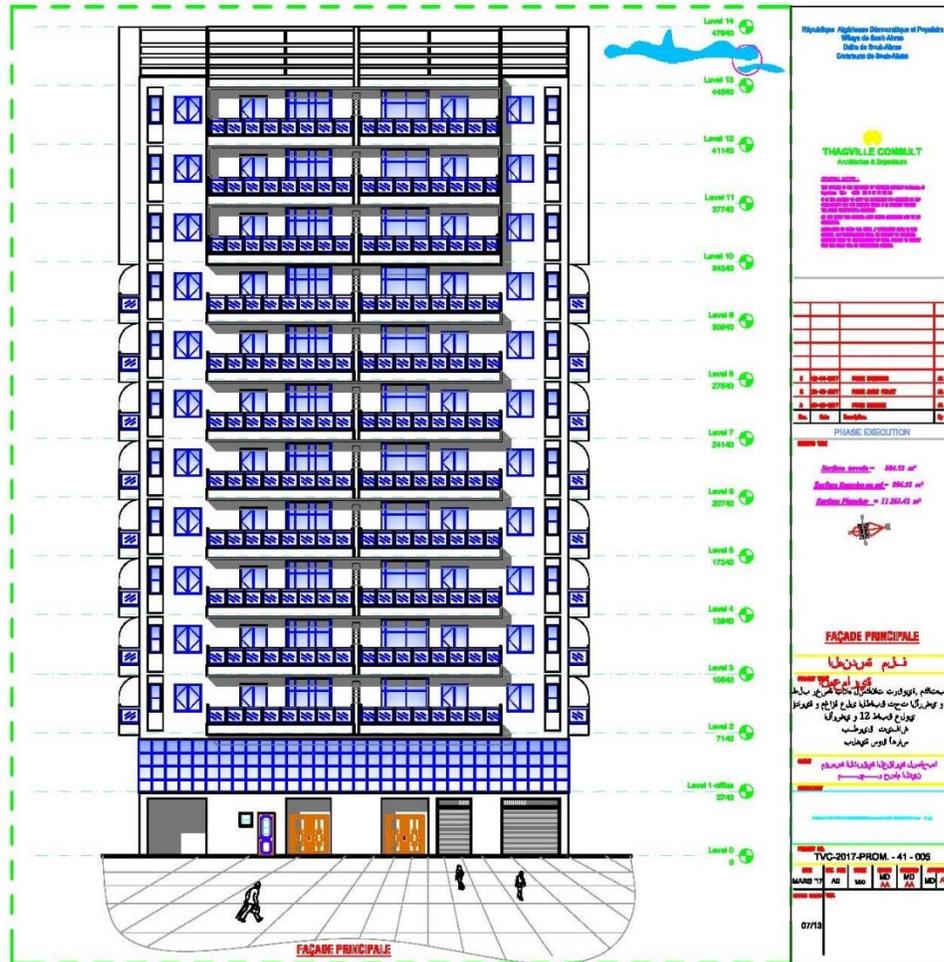
X.11.4. Conclusion :

La planification et l'ordonnement de l'ensemble des activités d'un projet, de la part du gestionnaire, Bien que la complexité de la phase de réalisation ne soit plus à démontrer, il est pertinent d'insister une dernière fois sur l'importance à accorder à la phase de planification dans tout le processus. C'est en effet au cours de cette phase que vont se définir les besoins et les paramètres qui détermineront l'ampleur et la justesse du projet à réaliser. La détermination du gestionnaire de projet et les prouesses techniques des planificateurs sera conduire le projet vers la réussite et satisfaction pour les objectifs.

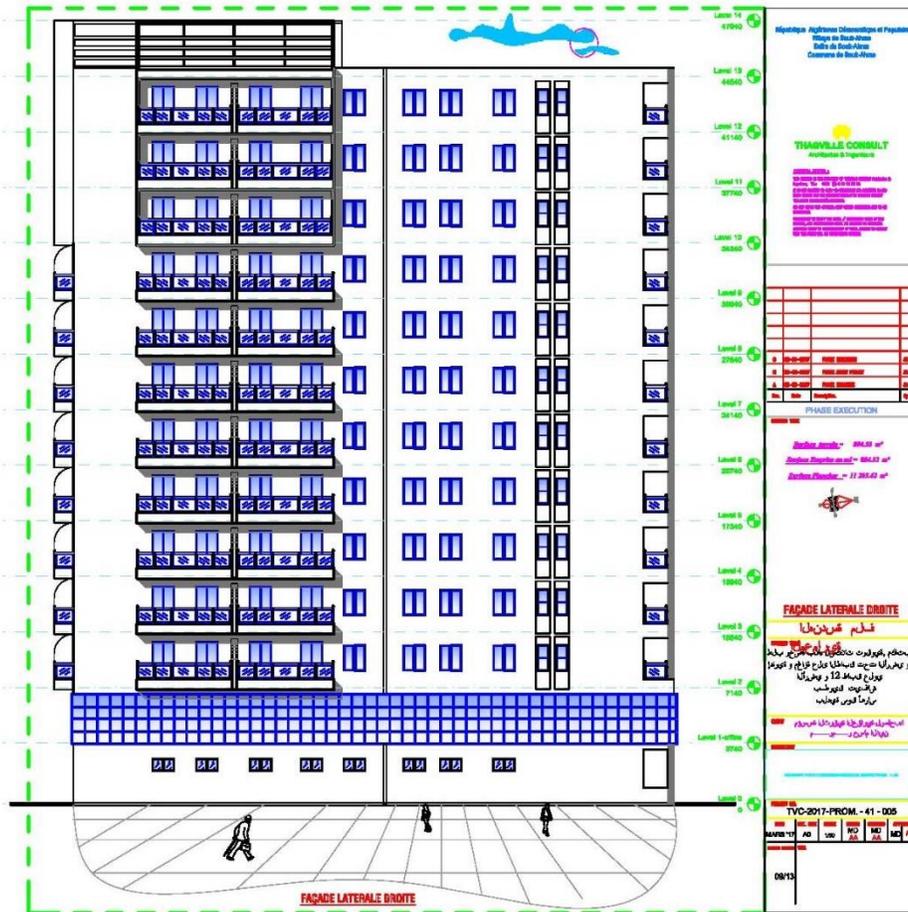
Un bon planning d'un projet et une bonne équipe de construction et suivi de déroulement de la réalisation selon le plan planifié, donc on a minimisé les risques et le surcout et le délai, néanmoins tous les projets recevoir obstacles et risque pendant la période de réalisation que nous allons parler dans le chapitre suivant.

ANNEXE

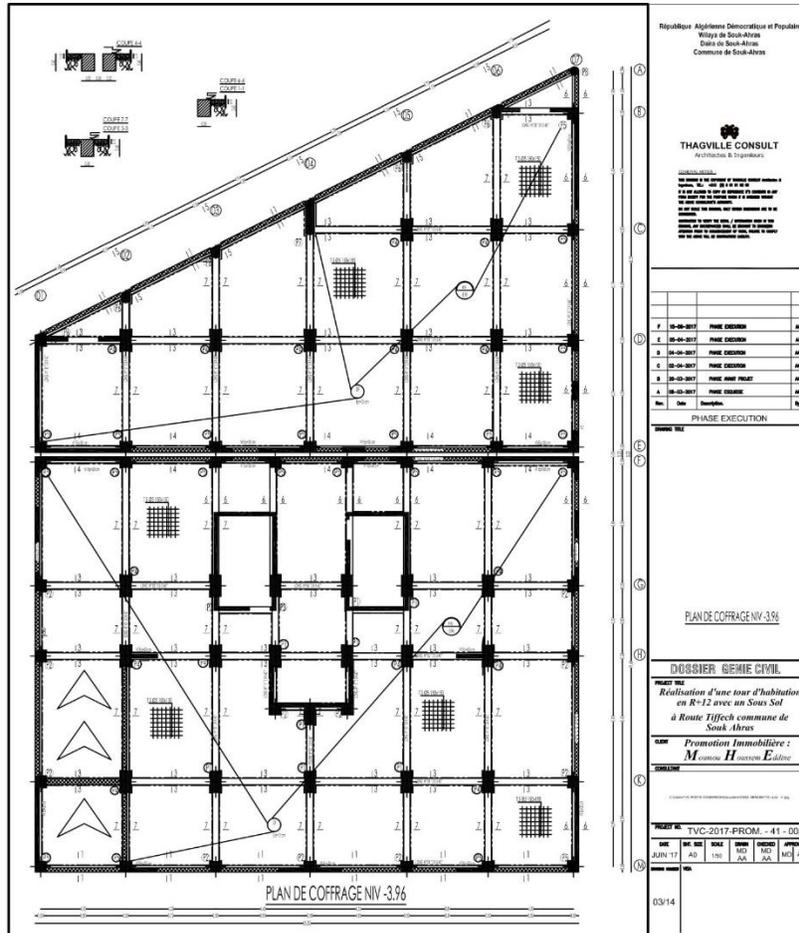
Plans d'architecture de la tour



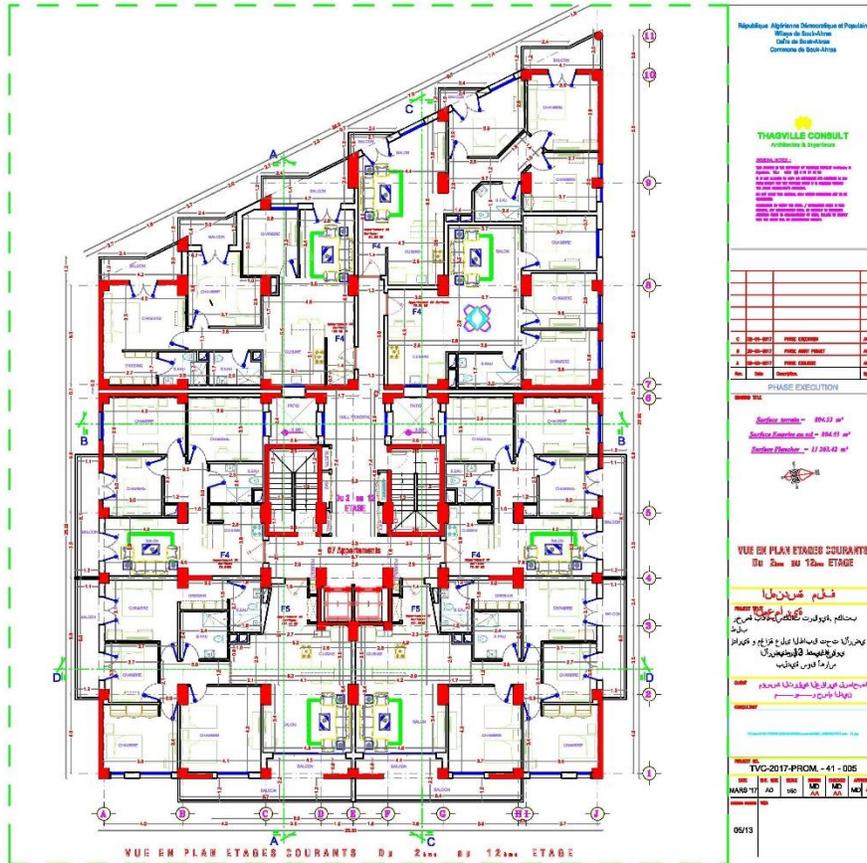
FACADE PRINCIPALE



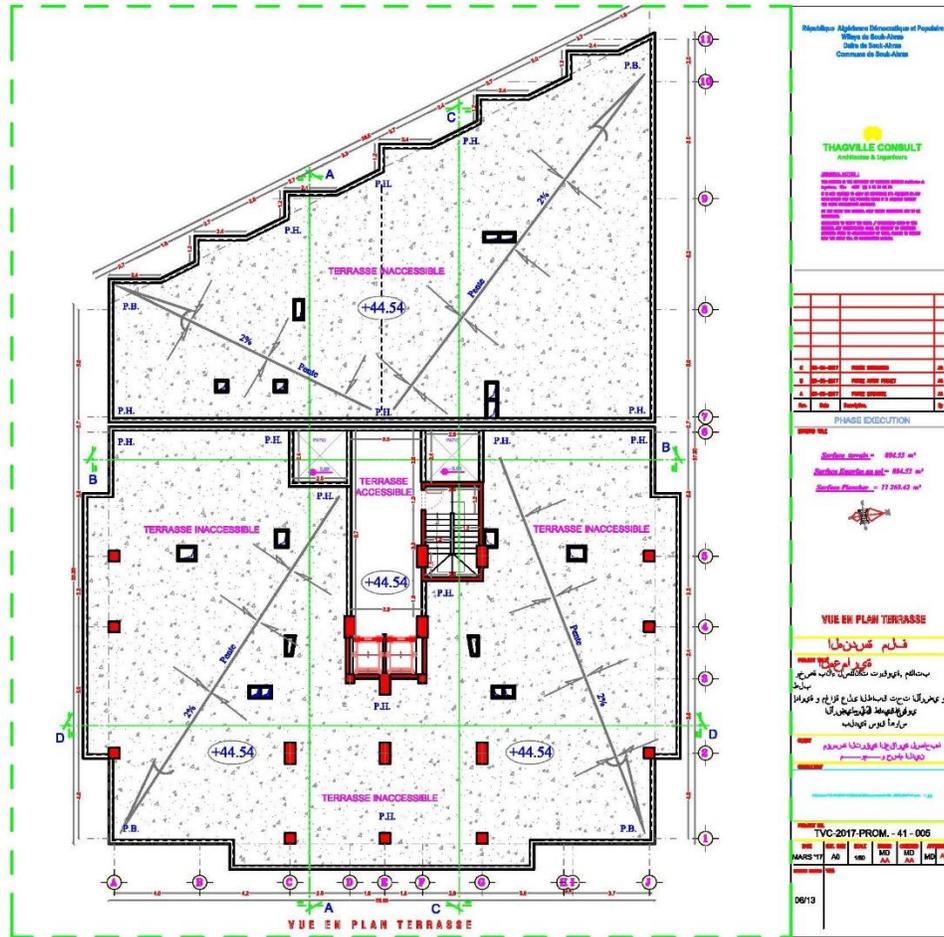
FACADE LATÉRALE DROITE



PLAN DE COFFRAGE SOUS-SOL



PLAN VUE EN PLAN ETAGE COURANT 2EME AU 12 EME



VUE EN PLAN TERRASSE

ANNEXE

Tableaux et organigrammes

Annexe (II) :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe (III)

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	0.032

Annexe (IV)

ASCENSEURS		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																							
vitesse (m/s)	Desserts	Charges minimales (kg)		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110										
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	136	116	129	124										
1,00	Tous les niveaux desservis	253	82	250	96	224	109	203	118	189	128	175	137	164	146										
		352	87	277	101	246	114	224	125	209	136	192	146	180	156										
1,00	Tous les niveaux desservis	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106		
		250	64	222	72	205	78	180	84	178	90	167	96	156	101	151	106	144	111	138	116	132	121		
1,00	1 niveau dessert sur 2	296	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	105	179	112	169	118	161	124	154	130				
		320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188	128	178	134	171	140	164	146		
1,00	Tous les niveaux desservis	354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132	203	138	194	144	185	151	178	157		
		386	83	333	96	299	107	276	116	256	125	241	133	229	140	218	147	208	154	200	160	182	167		
1,00	1 niveau dessert sur 2	414	87	360	100	321	112	295	122	273	132	257	140	243	148	231	156	221	163	212	170	205	176		
		440	91	381	106	342	117	313	133	290	138	272	147	258	159	245	163	234	171	225	178	219	185		
1,00	1 niveau dessert sur 2	463	95	404	109	361	122	331	133	306	144	288	153	272	162	257	171	246	179	237	185	227	194		
		474	92	163	87	130	92	124	97	119	101	113	106												
1,00	1 niveau dessert sur 2	174	92	163	87	130	92	124	97	119	101	113	106												
		200	100	189	106	179	112	169	118	161	124	154	130												
1,00	1 niveau dessert sur 2	224	107	211	114	200	120	189	127	180	133	173	139												
		251	112	233	120	220	127	209	134	199	141	189	148												
1,00	Tous les niveaux desservis	251	112	233	120	220	127	209	134	199	141	189	148												
		251	112	233	120	220	127	209	134	199	141	189	148												
1,00	Tous les niveaux desservis	251	112	233	120	220	127	209	134	199	141	189	148												
		251	112	233	120	220	127	209	134	199	141	189	148												
1,00	1 niveau dessert sur 2	245	49	222	54	207	59	187	61	165	65	176	68	169	71	162	74	156	77	152	79	146	82		
		286	56	258	62	239	67	225	70	210	75	203	78	215	82	166	86	160	89	174	92	168	95		
1,00	Tous les niveaux desservis	323	62	290	69	267	75	250	80	235	85	225	88	235	93	245	98	233	103	234	107	231	107		
		394	71	350	80	318	89	295	95	277	101	264	105	252	111	241	116	239	121	231	121	214	118		
1,00	1 niveau dessert sur 2	427	75	376	85	343	94	317	101	299	108	280	114	269	119	258	124	248	126	236	126	219	128		
		456	79	400	90	364	99	338	107	316	114	298	121	283	127	273	132	263	137	254	142	238	139		
1,00	1 niveau dessert sur 2	482	83	426	94	385	104	354	113	333	120	315	127	299	134	286	140	276	145	267	152	259	155		
		505	87	449	99	404	109	372	118	349	126	328	134	314	140	300	147	288	153	278	159	268	164		
1,00	1 niveau dessert sur 2	182	66	171	70	164	73	158	76	152	78	146	82												
		213	75	203	79	193	83	184	87	176	90	164	93												
1,00	Tous les niveaux desservis	244	82	230	87	220	91	211	95	202	99	194	102												
		273	88	258	93	245	98	233	103	224	107	214	112												
1,00	1 niveau dessert sur 2	298	94	280	100	267	105	255	110	243	115	233	120												
		323	99	305	105	288	111	276	119	264	121	254	126												
1,00	Tous les niveaux desservis	346	104	327	110	310	116	295	122	283	127	271	133												
		370	108	348	115	331	121	315	127	301	133	288	139												
1,00	Tous les niveaux desservis	393	112	370	119	349	126	333	132	323	144														
		200	60	194	62	188	64	182	66	179	67	174	69												
1,00	1 niveau dessert sur 2	228	70	219	73	213	75	208	77	200	80	195	82												
		250	80	241	83	233	86	227	89	220	91	215	93												
1,00	Tous les niveaux desservis	270	89	261	92	253	95	245	98	238	101	231	104												
		299	97	291	101	283	104	276	107	269	110	262	113												
1,00	1 niveau dessert sur 2	307	104	294	109	286	112	278	115	270	118	263	121												
		326	111	310	116	300	120	290	124	281	128	273	132												
1,00	Tous les niveaux desservis	339	118	323	123	312	128	303	132	294	136	286	140												
		355	124	341	129	328	135	317	138	308	144	297	149												
1,00	1 niveau dessert sur 2	211	57	200	60	194	62	188	64	182	66	176	68												
		242	66	232	69	225	71	216	74	209	77	203	79												
1,00	Tous les niveaux desservis	274	73	263	76	253	79	244	82	235	85	227	88												
		304	81	293	84	283	87	274	90	267	93	259	96												
1,00	1 niveau dessert sur 2	310	84	300	87	290	90	280	93	270	96	260	99												
		340	92	330	95	320	98	310	101	300	104	290	107												
1,00	Tous les niveaux desservis	360	99	350	102	340	105	330	108	320	111	310	114												
		390	107	380	110	370	113	360	116	350	119	340	122												
1,00	1 niveau dessert sur 2	403	114	393	117	383	120	373	123	363	126	353	129												
		432	122	422	125	412	128	402	131	392	134	382	137												

ASCENSEURS		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																							
vitesse (m/s)	Desserts	Charges minimales (kg)		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110										
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	136	116	129	124										
1,00	Tous les niveaux desservis	253	82	250	96	224	109	203	118	189	128	175	137	164	146										
		352	87	277	101	246	114	224	125	209	136	192	146	180	156										
1,00	Tous les niveaux desservis	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106		
		250	64	222	72	205	78	180	84	178	90	167	96	156	101	151	106	144	111	138	116	132	121		
1,00	1 niveau dessert sur 2	296	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	105	179	112	169	118	161	124	154	130				
		320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188	128	178	134	171	1				

Annexe (V)

*Sections en (cm²) de N armatures de
diamètre ϕ en (mm)*

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe (VI)

Organigramme I

