

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE

Departement de GENIE CIVILE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par :

MEDJAHED Mohammed Ismail

BENBOUTRIF Nadira

Sujet

Etude technico-économique d'un bâtiment R+9 en béton armé

Soutenu publiquement, le 23 /06 /2022 , devant le jury composé de :

| | |
|------------------------|--------------|
| Mme AYAD Fatima | Présidente |
| Mme GHEZALI Sabah | Examinatrice |
| Mr HOUTI Farid Brahim | Encadrant |
| Mr BENAMAR Abderahmane | Encadrant |

Année universitaire :2021/2022

Remerciement

Grâce au Bon Dieu, grâce à la foi qui nous a planté dans nos cœur, grâce à la santé, le courage, la volonté que notre Dieu nous a offert, ce travail a pu être réalisé et bien fini.

A travers le présent mémoire, on tient à remercier tous ceux qui de près ou de loin ont participé à son élaboration. Ces remerciements vont particulièrement :

A nos encadrants Mr **HOUTI Farid Brahim & BENNAMAR Abderahmane** pour leur efforts, la qualité d'encadrement exceptionnel, pour leur patience et rigueur, et leur responsabilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous remercions aussi les membres de l'entreprise de CTC Tlemcen et particulièrement Mr **KADROUSSI Hamdane & MASSMODI** pour leurs aides.

Nous remercions également les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'évaluer notre travail.

Nous remercions s'adressent **Mme AYAD Fatima** qui nous fait l'honneur de présider le jury.

Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude à **Mme GHEZALI Sabah** qui a bien voulu expertiser notre travail.

Tout le personnel administratif et corps enseignant du département génie civil pour la qualité de formation reçue.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.

MEDJAHED & BENBOUTRIF

Dédicace

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux

Je remercie ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.

A cette femme exceptionnelle qui m'inspire depuis toujours qui m'encourage à changer le monde, à ma meilleure amie, toujours disponible et attentive qui m'a donné les plus précieux conseils et pardonne mes erreurs.

A cette mère courageuse et forte qui m'a protégé de toutes ses forces et qui m'a aimé de tout son cœur.

A cette mère bienveillante et généreuse, qui avait toujours un mot pour reconforter les personnes qui traversaient les dures épreuves de la vie.

A cette mère tolérante et compatissante qui m'a élevé dans l'amour de son prochaine et le respect de tout le monde.

A cette mère exigeante et ambitieuse, qui a guide mes pas et qui est à l'origine de toutes mes réussites.

Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète, Et te protège et te garde en bonne santé.

A mes chers **grands parents** qui ont toujours était là pour moi

A ma très chère sœur **LATIFA** pour son amour, sa tendresse, son soutien et sa prières tout au long de mes études.

A la personne chère qui ne me quitte jamais. Elle vit au plus profond de mon cœur
BENSALAH Chahrazed jamais on t'oubliera tu es gravé dans nos cœurs.

A mes amies : **BENCHALLAL Elchaimaa** , **MAHAMMED Rima** , **GASSI Djamilia**

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Je remercie en particulier mon promoteur « **Mr Houti Farid Brahim** » et notamment mon binôme« **Medjahed Mohammed Ismail** » qui s'est battu pour la réussite de ce travail.

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

BENBOUTRIF NADIRA

Dédicace

Je remercie dieu tout puissant de m'avoir donnée la santé et le courage Pour terminer ce modeste travail

Je dédie ce modeste travail à ma très chère **Mère**, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète, Et te protège et te garde en bonne santé.

A mon **Père** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.

A mon très cher frère : **Said** pour leur soutien et leur encouragement

A mes deux sœurs **Fatima** et **Djalila** Vous m'avez épaulé en tout temps

A mon beau-frère : **Benallal Mohammed**

Mes nièces et : **Meriem** et **Assma** Mes neveux : **Moussaab, Anes, Mohammed** et **Abdellah** et **Yassine**

Je remercier aussi mes très chères amies : **Benyahia Mohamed Amine** et **Mazar Ahmed Issam** pour leur soutien tout au long de mes études.

Je remercier aussi ma sœur **Louh Noura** et ma tante **Fatiha**

A mes chères amies : **Achmaoui Mohammed, Benchaou Rafik, Djadoudi Abdessamad, Bennacer Abdelhafid, Louh Mohammed, Kadroussi Djamal, Mehieddine Sid Ahmed.**

Je remercie en particulier mon promoteur « **Mr Houti Farid Brahim** »

Je remercie ma chère collègue « **Benboutrif Nadira** » pour ces moment inoubliable qu'on a passé, pour ça patience ainsi que pour ces efforts qui ont permis d'achevée ce travail.

À mes honorables professeurs.

À tout ce qui a contribué à la réussite de notre projet.

Medjahed Mohammed Ismail

Résumé

Ce projet consiste à faire une étude technique d'un bâtiment à usage d'habitation, bureautique et commercial, constitué d'un sous-sol, Re de chaussée plus (09) étages. Il est implanté à BOUDJLIDA , wilaya de Tlemcen. Cette région est classée en zone sismique I a selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99).

Ce travail qui nous a été confié d'un coté il est constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93 et RPA99/V2003) et d'un autre côté managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de défini le délai et le coût global du projet pour en déduire le prix unitaire par appartement.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Étude technique, étude managériale, B.A.E.L91 modifié99, RPA99 modifié 2003, C.B.A.93.

Abstract

This Project presents a technical study of a building for residential, office and commercial use consisting of a Ground floor over (09) floors, located in the Town of BOUDJLIDA in Tlemcen. This region is classified in the first seismic zone according to RPA99 version 2003.

Using the new rules for the calculation and verifications of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99).

This work which was entrusted to us is constituted by a technical study, which is the analysis and the sizing of the building while applying the rules of current construction (C.B.A.93 and RPA99/V2003) and another managerial part, which concerns the global cost of the project to deduct the unit price per apartment.

Keywords: Building, Reinforced concrete, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modified 99, C.B.A.93, managerial part.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة فنية لمبنى لاستخدام السكني والمكتبي والتجاري، يتكون من طابق تحت أرضي، طابق أرضي و تسع طوابق علوية ببوجليدة بولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة RPA99V2003 و معدل 99،

هذا العمل الذي كلفنا به يهدف من الجانب التقني إلى تحليل و قياس البناءة مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام . مقاومة الزلازل 2003 و قواعد و حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993 . و من الجانب الإداري يهدف الى دراسة تسييره لمشروعنا بغرض تحديد الأعمال و تحديد الأجل و التكلفة الإجمالية للمشروع و لحساب سعر كل وحدة سكنية .

الكلمات الرئيسية:

التسيير ; بناء; الخرسانة المسلحة ; البناءة ; الزلزال ; نظام مقاومة الزلازل 2003

SOMMAIRE

| | |
|---|-----------|
| INTRODUCTION GENERALE | 1 |
| CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE | 2 |
| I.1 PRESENTATION GENERALE : | 4 |
| I.1.1 IMPLANTATION DU PROJET : | 4 |
| I.1.2 DESCRIPTION DU PROJET : | 4 |
| I.1.3 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE : | 5 |
| I.1.4 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE : | 5 |
| I.2 CONCEPTION DE L'OUVRAGE : | 6 |
| I.3 CARACTERISTIQUE MECANQUES DES MATERIAUX : | 7 |
| I.3.1 BETON : | 7 |
| I.3.2 ACIER : | 8 |
| I.3.3 SOLLICITATION DE CALCUL VIS-A-VIS DES ETATS LIMITES : | 9 |
| I.3.4 CONTRAINTES LIMITES : | 9 |
| I.3.5 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX UTILISES : | 12 |
| I.4 CONCLUSION : | 13 |
| CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE | |
| CHARGE | 14 |
| II.1 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX : | 15 |
| II.1.1 Introduction : | 15 |
| II.1.2 Prédimensionnement des poteaux : | 15 |
| II.1.3 prédimensionnement des poutres : | 18 |
| II.1.4 Prédimensionnement des voiles : | 20 |
| II.1.5 Pré dimensionnement des poutrelles : | 22 |
| II.1.6 Pré dimensionnement de la dalle pleine (l'ascenseur) : | 24 |
| II.1.7 Dalle pleine (parking) : | 25 |
| II.1.8 Pré dimensionnement de l'acrotère : | 25 |
| II.1.9 Pré dimensionnement de l'escalier : | 28 |
| II.2 DESCENTE DE CHARGE : | 32 |
| II.2.1 Introduction : | 32 |
| II.2.2 Plancher terrasse à corps creux : | 32 |
| II.2.3 Plancher étage courant (usage d'habitation et bureaux) et RDC (locaux commerciaux) et terrasse accessible : | 33 |
| II.2.4 La dalle pleine (l'ascenseur) : | 34 |
| II.2.5 Dalle pleine (parking) : | 34 |

| | |
|--|-----------|
| II.2.6 Mur extérieure : | 34 |
| II.2.7 Mur intérieure : | 35 |
| II.2.8 Palier : | 36 |
| II.2.9 Volés (Paillasse) : | 36 |
| II.3 CONCLUSION : | 37 |
| CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES | 38 |
| III.1 INTRODUCTION : | 39 |
| III.2 ETUDE DU PLANCHERS A CORPS CREUX-POUTRELLES : | 39 |
| III.2.1 DIFFERENTS TYPE DEs POUTRELLES : | 39 |
| III.2.2 COMBINAISONS DES CHARGES : | 40 |
| III.2.3 DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES : | 41 |
| III.2.4 CALCUL DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES : | 54 |
| III.3 ETUDE DE L'ASCENSEUR : | 66 |
| III.3.1 INTRODUCTION : | 66 |
| III.3.2 Charges et surcharges supportées par la dalle : | 67 |
| III.3.3 Charges et surcharges de la dalle : | 67 |
| III.3.4 Charge et surcharge de la machine : | 67 |
| III.3.5 Moment fléchissant | 68 |
| III.3.6 Ferrailage de la dalle : | 76 |
| III.3.7 Vérification de la dalle d'ascenseur au poinçonnement : | 80 |
| III.3.8 Vérification de la nécessité d'armatures transversales : | 80 |
| III.4 ÉTUDE DU PLANCHER DALLE PLEINE (ÉTAGE PARKING) : | 84 |
| III.4.1 Méthode de calcul : | 84 |
| III.4.2 Évaluation des charges : | 84 |
| III.4.3 Calcul des moments fléchissant développés au centre du panneau : | 84 |
| III.4.4 Ferrailage de la dalle : | 85 |
| III.4.5 Vérification à l'état limite ultime : | 87 |
| III.4.6 Vérification de la contrainte de cisaillement : | 87 |
| III.4.7 Espacement : | 88 |
| III.5 ETUDE DES ESCALIERS : | 88 |
| III.5.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS : | 88 |
| III.5.2 ETUDE D'UN TYPE D'ESCALIER DU SOUS-SOL ET ETAGE COURANT : | 88 |
| III.5.3 CALCUL DU FERRAILLAGE : | 93 |
| III.5.4 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE : | 100 |

| | |
|--|------------|
| III.6 ETUDE DE L'ACROTÈRE : | 108 |
| III.6.1 PRINCIPE DE CALCUL : | 108 |
| III.6.2 Détermination de ferrailage : | 108 |
| III.6 CONCLUSION : | 117 |
| CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE..... | 118 |
| IV INTRODUCTION : | 119 |
| IV.1 OBJECTIFS DE L'ÉTUDE DYNAMIQUE : | 119 |
| IV.2 MÉTHODES DE CALCUL SISMIQUE : | 119 |
| IV.2.1 Méthode statique équivalente : | 119 |
| IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale : | 120 |
| IV.2.3 Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme : | 121 |
| IV.3 CHOIX DE LA MÉTHODE : | 121 |
| IV.4 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE : | 121 |
| IV.5 COMBINAISON D'ACTION : | 121 |
| IV.6 CARACTÉRISTIQUES DE LA STRUCTURE | 122 |
| IV.7 DÉTERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE V : | 122 |
| IV.7.1 Période fondamentale de la structure T : | 122 |
| IV.7.2 Nombre de mode à considérer (RPA99/v2003 page 45) : | 123 |
| IV.7.3 Description du logiciel SAP2000 : | 123 |
| IV.7.4 Les différentes dispositions des voiles : | 124 |
| IV.7.5 Coefficient d'accélération A : | 129 |
| IV.7.6 Coefficient de comportement global de la structure (R) : | 129 |
| IV.7.7 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) : | 129 |
| IV.7.8 Facteur de qualité (Q) : | 130 |
| IV.8 LE POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE (W_T) : | 133 |
| IV.9 CALCUL DE L'EFFORT SISMIQUE ÉQUIVALENT À LA BASE (V) : | 134 |
| IV.10 LA MÉTHODE DYNAMIQUE MODAL SPECTRAL : | 134 |
| IV.10.1 Le spectre de réponse : | 134 |
| IV.11 CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUE ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE : | 135 |
| IV.11.1 Centre de torsion : | 135 |
| IV.11.2 Centre de masse : | 136 |
| IV.11.3 Évaluation des excentricités : | 136 |
| IV.12 VERIFICATION : | 138 |
| IV.12.1 Distribution verticale de la force sismique : | 138 |

| | |
|---|------------|
| IV.12.2 PARTICIPATION MASSIQUE : | 140 |
| IV.12.3 Vérification de l'effort tranchant à la base : | 140 |
| IV.12.5 Justification de l'interaction (Portiques-Voiles) : | 142 |
| IV.12.6 Justification de l'effort normal réduit : | 143 |
| IV.12.7 Vérification des déplacements : | 143 |
| IV.12.8 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : | 145 |
| IV.12.9 Vérification au renversement : | 146 |
| IV.12.10 justifications de la largeur des joints sismiques : | 148 |
| IV.13 CONCLUSION : | 149 |
| CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX | 150 |
| V.1 INTRODUCTION : | 151 |
| V.2 LES POTEAUX : | 151 |
| V.2.1 combinaisons des charges : | 151 |
| V.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes : | 151 |
| V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations normales : | 152 |
| V.2.4 Sollicitations à considérer : | 153 |
| V.2.5 Calcul du ferrailage : | 154 |
| V.2.6 Schéma du ferrailage : | 166 |
| V.3 LES POUTRES : | 167 |
| V.3.1 combinaisons des charges : | 167 |
| V.3.2 Recommandations du RPA99, version 2003 : | 167 |
| V.3.3 Sollicitations dans les poutres : | 167 |
| V.3.4 Calcul des poutres principales : | 168 |
| V.3.5 Schéma du ferrailage : | 175 |
| V.3.6 Calcul des poutres secondaires : | 175 |
| V.3.7 Schéma du ferrailage : | 182 |
| V.4 LES VOILES : | 183 |
| V.4.1 Combinaisons des charges : | 183 |
| V.4.2 pré dimensionnement des voiles : | 183 |
| V.4.3 les sollicitations des voiles : | 183 |
| V.4.4 Armatures verticales : | 184 |
| V.4.5 Calcul de L_c et L_t : | 185 |
| V.4.6 Calcul de l'effort normal ultime : | 185 |
| V.4.7 Calcul des armatures verticales : | 185 |
| V.4.8 Armatures horizontales : | 186 |

| | |
|--|------------|
| V.4.9 Armatures Transversales : | 186 |
| V.4.10 Vérification des contraintes tangentielles : | 186 |
| V.4.11 Calcul de ferrailage : | 187 |
| V.4.12 Schéma du ferrailage : | 189 |
| V.5 CONCLUSION : | 189 |
| CHAPITRE VI : ETUDE GEOTECHNIQUE | 190 |
| VI.1 INTRODUCTION : | 191 |
| VI.2 QU'EST-CE QU'UNE FONDATION : | 191 |
| VI.3 QU'EST-CE QU'UN PROJET DE FONDATION : | 191 |
| VI.4 LE CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS : | 191 |
| VI.5 CLASSIFICATION DES FONDATIONS : | 192 |
| VI.6 CHOIX DU TYPE DE FONDATION : | 192 |
| VI.7 UTILISATION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES : | 192 |
| VI.7.1 Semelles isolées : | 192 |
| VI.7.2 Semelles filantes : | 192 |
| VI.7.3 Radiers généraux..... | 193 |
| VI.8 CARACTERISTIQUES D'UN BON PROJET : | 193 |
| VI.9 CARACTÉRISTIQUES DU SOL D'ASSISE : | 193 |
| VI.10 ÉTUDES DES SEMELLES ISOLÉES ET FILANTES : | 193 |
| VI.10.1 Pré dimensionnement des semelles isolées : | 194 |
| VI.10.2 Pré dimensionnement des semelles filantes : | 195 |
| VI.10.3 Vérification de chevauchement entre semelles isolées et filantes : | 197 |
| VI.10.4 Vérification au poinçonnement : | 197 |
| VI.10.5 Vérification de la contrainte du sol : | 199 |
| VI.10.6 Vérification du tassement : | 201 |
| VI.10.7 Ferrailage : | 201 |
| VI.11 ETUDE DE LA LONGRINE : | 206 |
| VI.11.1 Introduction : | 206 |
| VI.11.2 Calcule du ferrailage longitudinal : | 207 |
| VI.11.3 Calcule du ferrailage transversal : | 208 |
| VI.12 CONCLUSION : | 208 |
| CHAPITRE VII : ETUDE ECONOMIQUE | 209 |
| VII.1 INTRODUCTION : | 210 |
| VII.2 MANAGEMENT DE PROJET : | 210 |
| VII.2.1 Définition : | 210 |

| | |
|---|-----|
| VII.2.2 Le Projet : | 210 |
| VII.2.3 Le rôle du MANAGER : | 210 |
| VII.3 CYCLE DE VIE D'UN PROJET : | 211 |
| VII.4 LES ACTEURS DE NOTRE PROJET : | 212 |
| VII.5 FACTEURS POUR LA QUALITÉ D'UN PROJET : | 213 |
| VII.6 DIAGRAMME DE GANTT : | 213 |
| VII.7 LES ÉTAPES DU DIAGRAMME DE GANTT : | 214 |
| VII.7.1 Définir les taches du projet : | 214 |
| VII.7.2 Types de dépendance : | 214 |
| VII.8 LES RESSOURCE : | 214 |
| VII.8.1 Les ressources humaines : | 214 |
| VII.8.2. Les ressources matérielles et matériaux : | 215 |
| VII.9 LIAISONS ENTRE LES TÂCHES DU PROJET : | 215 |
| VII.9.1 Type de liaisons : | 215 |
| VII.9.2 Maitrise des coûts et délais : | 216 |
| VII.10 DÉFINITION DE MS PROJECT : | 216 |
| VII.10.1 Création d'un projet sur Microsoft Project : | 216 |
| VII.11 QUANTITÉS DE MATIÈRES À METTRE EN ŒUVRE : | 217 |
| VII.12 DÉFINITION DU L'AVANT MÉTRÉ : | 217 |
| VII.13 MÉTREUR : | 217 |
| VII.14 LES ACTES DU MÉTRÉ ET DE L'AVANT-MÉTRÉ : | 218 |
| VII.15 LES DEVIS QUANTITATIFS : | 218 |
| VII.16 LES DEVIS ESTIMATIFS : | 218 |
| VII.17 LES PRESCRIPTIONS D'UN PROJET : | 218 |
| VII.18 LES FACTEURS INFLUANT SUR LA QUALITÉ DES ESTIMATIONS : | 218 |
| VII.19 EXEMPLE DE CALCULE DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF : | 219 |
| VII.19.1 Installation de chantier : | 219 |
| VII.19.2 Terrassement : | 220 |
| VII.19.3 Infrastructure et la superstructure : | 220 |
| VII.19.3.1 Fondation : | 220 |
| VII.19.4 Les planchers : | 221 |
| VII.19.5 Poteaux : | 222 |
| VII.19.6 Les voiles : | 223 |
| VII.20 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF : | 224 |
| VII.21 ESTIMATION DES COUTS ET TACHES : | 238 |

| | |
|---|------------|
| VII.21 PLANIFICATION :..... | 238 |
| VII.21 CONCLUSION :..... | 239 |
| CONCLUSION GENERALE..... | 240 |
| RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... | 241 |
| ANNEXES | 242 |

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

| | |
|--|----|
| Tableau I. 1:caractéristiques géométriques | 5 |
| Tableau I. 2: valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers..... | 9 |
| Tableau I. 3: caractéristiques mécaniques béton | 13 |
| Tableau I. 4:caractéristiques mécaniques de l'acier | 13 |

Chapitre II : prédimensionnement et descente de charge

| | |
|---|----|
| Tableau II. 1:Récapitulation du prédimensionnement des poteaux..... | 18 |
| Tableau II. 2:Récapitulation du Pré dimensionnement des poutres et des poteaux | 20 |
| Tableau II. 3:Récapitulation du pré dimensionnement de voile..... | 21 |
| Tableau II.4:Récapitulation de pré dimensionnement des escaliers..... | 31 |
| Tableau II.5:Évaluation des charges et surcharges de plancher terrasse inaccessible à corps creux | 32 |
| Tableau II.6:Évaluation des charges et surcharges de plancher étages courants et RDC et terrasse accessible à corps creux | 33 |
| Tableau II.7:Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine (ascenseur) | 34 |
| Tableau II.8:Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine (parking) | 34 |
| Tableau II.9:Évaluation des charges des murs extérieures | 35 |
| Tableau II.10:Évaluation des charges des murs intérieures | 35 |
| Tableau II.11:Évaluation des charges et surcharges de palier | 36 |
| Tableau II.12:Évaluation des charges et surcharges de volée 2 (pour SS et Étage courant) .. | 36 |
| Tableau II.13:Récapitulatif des dimensions des différents éléments..... | 37 |

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

| | |
|---|----|
| Tableau III.1:les différents types de poutrelles | 40 |
| Tableau III.2:charges et surcharges supportées par les poutrelles | 41 |
| Tableau III.3:différents efforts à l'ELU..... | 53 |
| Tableau III.4:différents efforts à l'ELS | 54 |
| Tableau III.5:récapitulatif de l'ancrage des armatures | 63 |
| Tableau III.6:récapitulatif du ferrailage des poutrelles | 64 |
| Tableau III.7:Les Dimensions d'ascenseur..... | 67 |
| Tableau III.8:récapitulation des résultats..... | 72 |
| Tableau III.9:les moments des rectangles..... | 73 |
| Tableau III.10:Moment fléchissant de la dalle pleine. | 76 |
| Tableau III.11:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx) | 77 |
| Tableau III.12:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx) | 77 |
| Tableau III.13:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly) | 77 |
| Tableau III.14:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Ly) | 77 |
| Tableau III.15:Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens | 79 |
| Tableau III.16:Moment fléchissant de la dalle pleine (parking)..... | 85 |
| Tableau III.17 :Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx) | 86 |
| Tableau III.18:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx) | 86 |

| | |
|--|-----|
| Tableau III.19: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly) | 86 |
| Tableau III.20: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Ly) | 87 |
| Tableau III.21: Tableau récapitulatif de ferrailage de la dalle plein (parking)..... | 87 |
| Tableau III.22: Evaluation des charges des escaliers | 88 |
| Tableau III.23: charges et surcharges de la poutre palière | 101 |
| Tableau III.24: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palier | 101 |
| Tableau III.25: Moment fléchissant en appui et en travée de la poutre palier..... | 101 |

Chapitre IV : Etude dynamique

| | |
|--|-----|
| Tableau IV.1: Pénalité en fonction de critère de qualité..... | 133 |
| Tableau IV.2: Poids des différents étages de la structure. | 134 |
| Tableau IV.3: Centre de torsion de chaque niveau..... | 136 |
| Tableau IV.4: Centre de masse de chaque niveau | 136 |
| Tableau IV. 5: Les excentricités théoriques de chaque niveau | 137 |
| Tableau IV.6: Excentricité finale..... | 138 |
| Tableau IV.7: force sismique suivant x et y..... | 139 |
| Tableau IV.8: Participation massique | 140 |
| Tableau IV.9: Effort tranchant à la base | 141 |
| Tableau IV.10: Les efforts tranchants à la base..... | 141 |
| Tableau IV.11: les efforts tranchants dans chaque niveau sous Ex, Ey après correction | 141 |
| Tableau IV.12: Vérification spécifique sous l'effort normal réduit | 143 |
| Tableau IV.13: Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R=5) | 144 |
| Tableau IV.14: Vérification des déplacements suivant le sens Y-Y (R=5) | 144 |
| Tableau IV.15: Vérification de l'effet P- Δ suivant X..... | 146 |
| Tableau IV.16: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y | 146 |
| Tableau IV.17: Vérification au renversement (Sens X-X)..... | 147 |
| Tableau IV.18: Vérification au renversement (Sens Y-Y)..... | 148 |

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

| | |
|---|-----|
| Tableau V.1: Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes..... | 152 |
| Tableau V.2: Vérification des poteaux sous sollicitations normales à l'ELU..... | 153 |
| Tableau V.3: Sollicitations des poteaux | 154 |
| Tableau V.4: Les sollicitations d'un exemple de poteau à (ELU), (Nmax ;Mcorrespondant) | 155 |
| Tableau V.5: Les sollicitations d'un exemple de poteau à l'accidentel (G+Q \pm E): (M max ; Ncorrespondant)..... | 156 |
| Tableau V.6: Les sollicitations d'un exemple de poteau à(0,8G \pm E), (Nmin ;Mcorrespondant)..... | 157 |
| Tableau V.7: Les sollicitations d'un exemple de poteau à (ELU) ,(Nmax ;Mcorrespondant) | 158 |
| Tableau V.8: Les sollicitations d'un exemple de poteau à l'accidentel (G+Q \pm E) : (M max ; Ncorrespondant)..... | 160 |
| Tableau V.9: Les sollicitations d'un exemple de poteau à (0,8G \pm E), (Nmin ;Mcorrespondant)..... | 161 |
| Tableau V.10: Ferrailage longitudinal des poteaux | 162 |
| Tableau V.11: Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier. | 164 |
| Tableau V.12: Ferrailage transversal des poteaux | 164 |

| | |
|---|-----|
| Tableau V. 13: Vérification des poteaux au flambement à chaque étage | 165 |
| Tableau V. 14: tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux | 166 |
| Tableau V. 15: Sollicitations maximales dans les Poutres principales | 168 |
| Tableau V. 16: Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires | 168 |
| Tableau V. 17: Sollicitations maximales dans la Poutre principale du sous-sol | 169 |
| Tableau V. 18: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier. | 175 |
| Tableau V. 19: Sollicitations maximales dans la Poutre secondaire du sous-sol | 176 |
| Tableau V. 20: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier. | 182 |
| Tableau V. 21: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres..... | 182 |
| Tableau V. 22: dimensions des voiles..... | 183 |
| Tableau V. 23: tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=20$ cm..... | 183 |
| Tableau V. 24: tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=15$ cm | 184 |
| Tableau V. 26: Ferrailage verticale et horizontal du voile | 188 |

Chapitre VI : Etude géotechnique

| | |
|---|-----|
| Tableau VI. 1: Dimensions des semelles isolées | 195 |
| Tableau VI. 2: Dimensions des semelles filantes | 196 |
| Tableau VI. 3: vérifications de non poinçonnement des semelles isolées | 198 |
| Tableau VI. 4: vérifications de non poinçonnement des semelles filantes | 199 |
| Tableau VI. 5: vérifications de la contrainte du sol | 201 |
| Tableau VI. 6: Récapitulation des dimensions et effort internes des semelles isolées | 203 |
| Tableau VI. 7: Récapitulation de la vérification des charges des semelles isolées | 203 |
| Tableau VI. 8: Récapitulation du ferrailage des semelles isolées | 203 |
| Tableau VI. 9: Récapitulation de la vérification de la charge des semelles filantes | 205 |
| Tableau VI. 10: Récapitulation du ferrailage des semelles filantes..... | 206 |
| Tableau VI. 11: Récapitulation des armatures de répartitions des semelles filantes..... | 206 |

Chapitre VII : Etude économique

| | |
|--|-----|
| Tableau VII.1 : Ressources matériels et matériaux | 215 |
| Tableau VII.2: Devis quantitatif et estimatif..... | 224 |

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

| | |
|--|----|
| Figure I.1:vue panoramique de l'immeuble (Google earth)..... | 4 |
| Figure I.2: plan de masse Echelle : 1/500..... | 5 |
| Figure I.3:Diagramme contrainte de compression Déformation de béton à l'ELU..... | 10 |
| Figure I.4:Diagramme contraintes -déformation de béton à l'ELS | 11 |
| Figure I.5:diagramme contraintes - déformation de l'acier..... | 11 |
| Figure I.6:Diagrammes des contraintes de l'acier à l'ELS..... | 12 |

Chapitre II : prédimensionnement et descente de charge

| | |
|---|----|
| Figure II.1:la surface supportée par le poteau le plus sollicité..... | 15 |
| Figure II.2:Dimension d'une Poutre Principale « PP »..... | 19 |
| Figure II.3:Dimension d'une Poutre Secondaire « PS » | 20 |
| Figure II.4:Coupe de voile en élévation..... | 20 |
| Figure II.5: Plancher à corps creux..... | 22 |
| Figure II.6:Dimensions des éléments constituant un plancher..... | 23 |
| Figure II.7:Dimension de la poutrelle..... | 24 |
| Figure II.8:dimension de la dalle pleine..... | 24 |
| Figure II.9: schéma d'un escalier..... | 28 |
| Figure II.10:Vue en plan d'escalier | 29 |
| Figure II.11:Vue en plan d'escalier | 30 |
| Figure II.12:dimension de la poutre palière | 32 |
| Figure II.13:Schéma de plancher à corps creux terrasse inaccessible | 32 |
| Figure II.14:Schéma de plancher à corps creux étage courant..... | 33 |
| Figure II.15: coupe transversale du mur extérieure | 34 |
| Figure II.16:coupe transversale du mur intérieur | 35 |

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

| | |
|--|----|
| Figure III.1:Diagramme des moments fléchissant ultimes trouvés | 47 |
| Figure III.2:Diagramme des moments fléchissant ultimes par le SAP2000 | 47 |
| Figure III.3:Diagramme des moments fléchissant de service trouvé | 50 |
| Figure III.4:Diagramme des moments de service trouvés par le SAP2000..... | 51 |
| Figure III.5:Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés..... | 51 |
| Figure III.6:Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés par le SAP2000 | 52 |
| Figure III.7: Diagramme des efforts tranchants de service trouvés..... | 52 |
| Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP2000 | 53 |
| Figure III. 9:Ancrage | 62 |
| Figure III.10:ferraillage de poutrelle en appui | 65 |
| Figure III.11:ferraillage de poutrelle en travée | 65 |
| Figure III.12:Treillis soudés (15x15) cm ² | 65 |
| Figure III.13:Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique | 66 |
| Figure III.14:Schéma statique et concept d'ascenseur..... | 66 |
| Figure III.15:dimensions d'ascenseur..... | 67 |
| Figure III.16: Zone d'impact..... | 70 |
| Figure III.17:Dimension de la charge concentrée | 71 |

| | |
|---|-----|
| Figure III.18: Ferraillage de la dalle machine | 83 |
| Figure III.19: Schéma statique d'un escalier..... | 88 |
| Figure III.20: Schéma statique récapitulatif des escaliers..... | 92 |
| Figure III.21: Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier (volée1)..... | 99 |
| Figure III.22: Ferraillage de la poutre palière (30x30) cm ² | 107 |
| Figure III.23: schématisation de l'acrotère | 108 |
| Figure III.24: section de calcul d'acrotère | 108 |
| Figure III.25: Ferraillage de l'acrotère | 112 |
| Figure III. 26: Ferraillage de l'acrotère | 117 |

Chapitre IV : Etude dynamique

| | |
|--|-----|
| Figure IV.1: Spectre de réponse extrait de logiciel« RPA SPECTRE »..... | 135 |
| Figure IV.2: Distribution de l'effort sismique selon la hauteur..... | 139 |
| Figure IV.3: La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y | 142 |
| Figure IV.4: Déplacements de chaque niveau dans les deux sens (X et Y) | 145 |
| Figure IV.5: Le joint sismique..... | 148 |

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

| | |
|---|-----|
| Figure V.1: ferraillage des poteaux des sous-sol (60x60) cm ² | 166 |
| Figure V.2: dispositions du ferraillage longitudinal du poutre principal | 175 |
| Figure V.3: dispositions du ferraillage longitudinal du poutre secondaire..... | 182 |
| Figure V.4: dispositions du ferraillage longitudinal du voile. | 189 |

Chapitre VI : Etude géotechnique

| | |
|---|-----|
| Figure VI.1: semelles isolées sous poteaux | 194 |
| Figure VI.2: dimension de semelle centrée | 195 |
| Figure VI.3: dimensions d'une semelle filante..... | 196 |
| Figure VI.4: Semelle filante | 197 |
| Figure VI.5: Le déplacement max et min du semelle angle isole «SAFE »..... | 200 |
| Figure VI.6: Ferraillage de la longrine..... | 208 |

Chapitre VII : Etude économique

| | |
|--|-----|
| Figure VII.1: Caractéristique d'un projet | 210 |
| Figure VII.2: Cycle de vie du projet. | 211 |
| Figure VII.3: types de liaisons entre deux tâches | 216 |
| Figure VII.4: Exemple des baraques..... | 219 |
| Figure VII.5: La zone de terrassement générale..... | 220 |
| Figure VII. 6: Courbe financière | 238 |

Table des notations

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

L_{\max} : Longueur de la plus grande portée.

M_0 : Moment isostatique.

M_A : Moment en appui.

M_t : Moment en travée.

V : Effort tranchant.

A_{st} : Section de ferrailage tendue.

A_{sc} : Section de ferrailage comprimé.

T_u : Effort tranchant.

S_t : Espacement entre cadre de la zone nodale.

S_t' : Espacement entre cadre de la zone courante

A_{st} : section d'armature

A_r : armatures de répartitions

h_g : hauteur du giron

h_{poutre} : hauteur de la poutre

f_e : Limite élastique d'acier.

n : Coefficient d'équivalence.

M_s : Moment à l'état de service.

M_u : Moment à l'état ultime.

x : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche sous chargement instantané.

f_v : Flèche sous chargement de longue durée

E_i : Déformation instantanée.

E_v : Déformation différée.

f_{t28} : Résistance de traction du béton.

f_{c28} : Résistance de compression du béton.

f_{bc} : Contrainte du béton.

g: Largeur de la marche (giron).

R_i : Réactions d'appuis.

A_r : Armatures de répartition.

S : Surface.

U : Périmètre de la section.

N : Effort normale.

T : Période.

C_t : Coefficient du système de contreventement.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

W_t : Poids total de la structure.

A : Coefficient d'accélération.

R : Coefficient de comportement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

B : Section transversale des poteaux.

h_e : Hauteur de l'étage.

e: L'excentricité.

L_r : Longueur de recouvrement.

l_f : Longueur de flambement.

(a; b): Dimensions du poteau.

r: Rayon de courbure.

N_d : Effort normal maximal appliqué sur une section.

B_r : Section réduite du poteau obtenue.

L_d : Longueur développée de l'ancrage.

A_v : Section d'armature verticale.

l_s : Longueur de scellement droit.

h_r : Hauteur du radier dalle.

K : Coefficient de raideur du sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

Φ_t : Diamètre des armatures transversales.

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

γ_{BA} : Poids de béton.

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

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

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

ν : Coefficient de poisson.

\bar{f} : Flèche admissible.

ρ : Masse volumique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ε : Pourcentage d'amortissement.

β : Coefficient de pondération.

δ_{ek} : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques.

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (K).

λ_g : L'élancement géométrique

ρ_a : Coefficient correcteur.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

ψ : Coefficient d'ancrage.

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

INTRODUCTION

GENERALE

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières années, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Qui doivent en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le danger de ce dernier varie d'un endroit à un autre selon la sismicité du lieu, d'où l'utilité d'une étude parasismique appropriée qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées, une telle étude permet de minimiser les dégâts et de préserver des vies humaines.

Donc, parmi les objectifs de cette étude sont avant tout, d'assurer la sécurité des usagers de cette structure. Cette dernière doit être calculée et conçue de telle façon qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été conçue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

En Algérie, les expériences vécus durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans ce projet de conception et de dimensionnement d'un immeuble (R+9 + sous-sol) Il se constitue d'un parking au sous-sol, étage commerce au niveau de RDC et bureaux au trois premier étage et logements d'habitations aux autres niveaux en béton armé. Le bâtiment implanté à BOUDJLIDA qui se situe au nord de la ville de TLEMEN, Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

une répartition des différents éléments avec leur section de béton et d'acier est proposée afin que la structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation. Par ailleurs, l'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis-à-vis de l'élaboration d'un travail et de recherche dans le calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi pour le calcul numérique le logiciel SAP 2000.

Pour le faire, nous avons réparti le mémoire en sept chapitres précédés par une introduction générale à savoir :

Une description technique et architecturale avec les caractéristiques et les conditions de fabrications des matériaux utilisés dans Le premier chapitre.

Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux, ainsi que la descente des charges.

Le troisième chapitre est réservé pour l'étude des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel SAP 2000.

Le cinquième et le sixième chapitre sont réservés à la détermination du ferrailage des éléments structuraux.

Le sixième chapitre est réservé pour l'étude de l'infrastructure du bâtiment basée sur les rapports géotechnique et environnementale du site pour les semelles on a utilisé logiciel SAFE2016.

Le septième et le dernier chapitre traite une étude managériale et d'un devis quantitatif-estimatif, suivi d'une conclusion générale qui synthétise notre travail.

L'étude est menée en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 PRESENTATION GENERALE :

I.1.1 IMPLANTATION DU PROJET :

A cet effet nous avons conçus un projet architectural pour la projection de 8 blocs (A, B, C, D, E, F, G, H) en R+9.

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un immeuble à usage d'habitation, locaux commerciaux et bureaux, constitué d'un sous-sol, rez-de-chaussée plus neuf étages.

L'accès aux étages supérieurs s'effectuant moyennant ascenseurs et cage d'escalier.

Le bâtiment implanté à BOUDJLIDA qui se situe au nord de la ville de TLEMCCEN, classé en zone I selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 V.2003) comme une région de faible activité sismique.

Pour notre étude, nous avons retenu un terrain qui nous permettront de concevoir le projet constitué de 160 LOGTS LPA.



Figure I.1:vue panoramique de l'immeuble (Google earth)

I.1.2 DESCRIPTION DU PROJET :

Nous sommes chargés d'étudier le bloc D (sous-sol, RDC, 9 niveaux) à usage mixte en béton armé :

- Sous-sol utilisé comme parking
- Rez-de-chaussée à usage commercial
- Du 1^{er} au 3^{ème} étages à usages administratif de 12 bureaux
- Du 4^{ème} au 9^{ème} étages sont des logements d'habitation (24 logements) comportant 4 appartements de type F3 pour chaque étage
- Une terrasse inaccessible

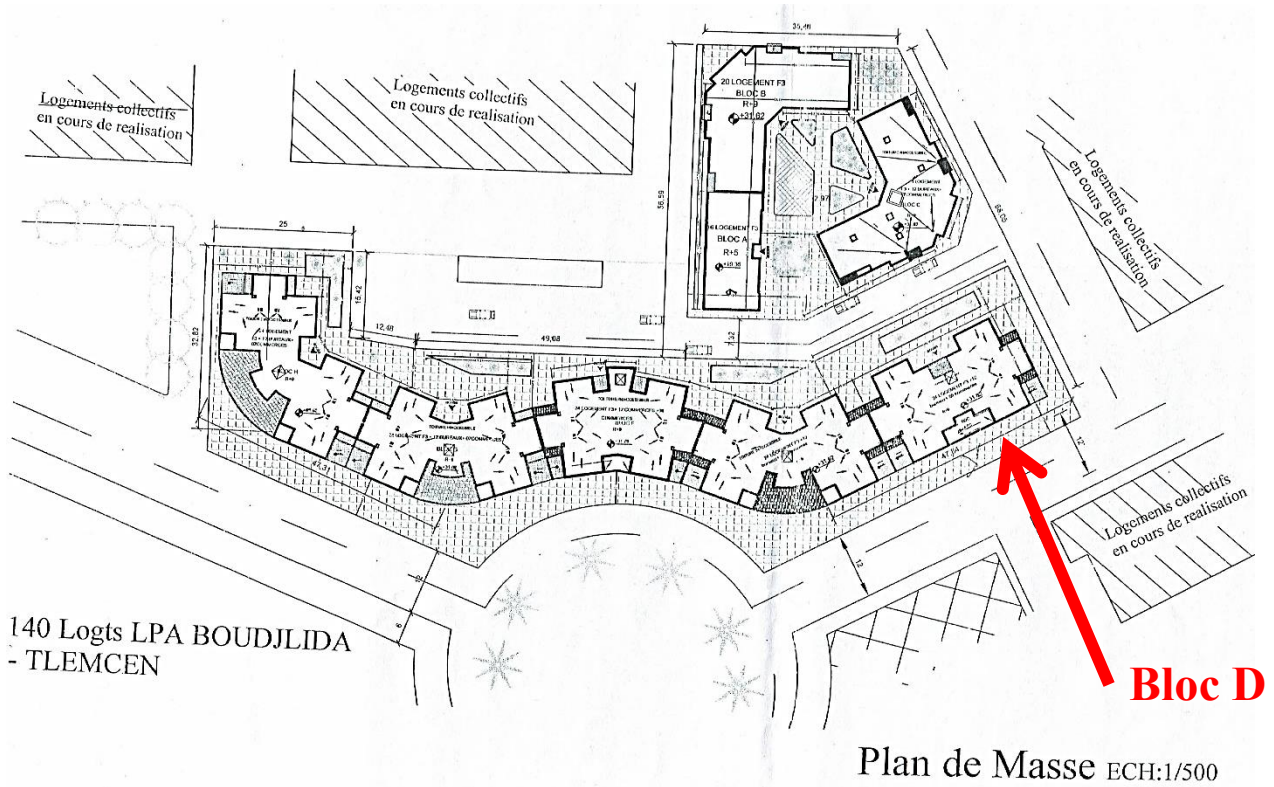


Figure I.2: plan de masse Echelle :1/500

I.1.3 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

Tableau I. 1:caractéristiques géométriques

| Dimensions en plan de l'ouvrage | |
|---|-----------------------|
| Longueur totale du bâtiment | 30,30 m |
| Largeur totale du bâtiment | 17,30 m |
| Surface totale du bâtiment | 524,19 m ² |
| Dimensions en élévation de l'ouvrage | |
| Hauteur totale du bâtiment | 31,62 m |
| Hauteur du sous-sol | 3,06 m |
| Hauteur du RDC | 4,08 m |
| Hauteur des étages courants Du 1 ^{er} au 9 ^{ème} étages | 3,06 m |

I.1.4 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I.1.4.1 SELON LEUR IMPORTANCE :

Le règlement parasismique Algérien RPA 99/V2003 considère 4 groupes d'ouvrages selon leur importance pour la collectivité

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance

- Groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupes 3 : ouvrages de faible importance

Notre bâtiment est collectif sa hauteur ne dépasse pas 48 mètres donc, il est classé dans le groupe 2.

I.1.4.2 SELON LE SITE :

Les sites sont classés en quatre (4) catégories en fonction des propriétés mécaniques des soles qui les constituent RPA 99/V.2003.

D'après le rapport géotechnique qu'on a reçu, notre site est considéré comme un site rocheux (S1).

D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LTPO) La contrainte admissible du sol $\sigma = 4$ bars

I.2 CONCEPTION DE L'OUVRAGE :

- **Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (voiles et portique)

- **Plancher à corps creux :**

Les planchers sont constitués par des corps creux d'épaisseur 16 cm et une dalle de compression reposent sur des poutrelles coulées sur place d'épaisseur 5 cm.

- **Escalier :**

L'escalier est un ouvrage de franchissement qui permet l'accès d'un niveau à un autre, dans une construction.

On a un seul type d'escalier a trois volée droites séparées par deux paliers intermédiaires.

- **Balcon :**

Les balcons seront réalisés en corps creux.

- **Acrotère :**

La terrasse étant inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 45 cm et d'une épaisseur de 20 cm.

- **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 cloisons intérieures sont faites en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtements :**

Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.

Enduit en ciment pour les murs extérieurs.

Revêtement a carrelage pour les planchers.

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

- **Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil utilisé pour faciliter le déplacement des personnes entre les étages à cause de la grande hauteur du bâtiment.

- **Fondation :**

Le dite de projet est caractérisé par un sol rocheux, la contrainte admissible est égale à **4,00 kg/cm²** Et la transmission des charges par la super structure en sol est assuré par des semelles isolées.

- **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'aire entre les deux parois qui compose se dernier.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour plancher terrasse.

I.3 CARACTERISTIQUE MECANQUES DES MATERIAUX :

I.3.1 BETON :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés "granulats" (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour on modifier les propriétés.

C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de la construction en raison de sa facilité de mise en œuvre et son faible cout économique.

Le béton résiste bien à la compression et n'a pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La masse volumique du béton armé est de $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

I.3.1.1 RESISTANCE DU BETON :

❖ RESISTANCES CARACTERISTIQUES A LA COMPRESSION :

La résistance à la compression du béton est mesurée par compression axiale d'éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Elle est mesurée à 28 jours selon les règles B.A.E.L.91.

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

- Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$$

- Pour $40 \leq f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$$

- Pour $j \geq 28 \text{ jours}$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

❖ RESISTANCE CARACTERISTIQUES A LA TRACTION :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est plus faible que la résistance à la compression et elle conventionnellement définit par la relation d'après B.A.E.L.91 modifiée 99

- Si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$
- Si $f_{c28} \geq 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{\frac{2}{3}}$

I.3.1.2 DEFORMATION LONGITUDINALES DU BETON :

❖ MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

❖ MODULE DE DEFORMATION DIFFERE :

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_{iv} est égale à :

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

I.3.1.3 COEFFICIENT DE POISSON :

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale de coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

Avec :

- $\frac{\Delta d}{d}$: déformation relative transversale
- $\frac{\Delta L}{L}$: déformation relative longitudinale

$\nu = 0,00$ Dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré)

$\nu = 0,2$ Dans calcul des déformations des à l'ELS

I.3.2 ACIER :

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion pour limiter les fissurations.

Il possède de bonnes caractéristiques mécaniques (résistance à la traction allant de 200 à 2000 MPa) mais il est sensible à la corrosion par oxydation.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

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

La masse volumique de l'acier $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

I.3.2.1 TYPES D'ACIER POUR BETON ARME :

En fonction de leur forme :

Tableau I. 2: valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers

| Type | Nuance | f_e (MPa) | Utilisation |
|---------------------------------|-----------------------|-------------|--|
| Ronds lisses | FeE22 | 215 | Les cadres |
| | FeE24 | 235 | Les étrier |
| Barres HA Type 1 et 2 | FeE40 | 400 | Ferrailage elements structuraux et non structuraux |
| | FeE50 | 500 | |
| Files tréfiles HA Type 3 | FeE40 | 400 | |
| | FeE50 | 500 | |
| Files tréfiles lisses Type 4 | TL50 $\phi \geq 6$ mm | 500 | Planchers et dalles |
| | TL52 $\phi \leq 6$ mm | 520 | |

I.3.3 SOLLICITATION DE CALCUL VIS-A-VIS DES ETATS LIMITES :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

- Etat limite ultime
 $1,35 G + 1,5 Q$
- Etat limite service
 $G + Q$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

I.3.4 CONTRAINTES LIMITES :

D'après C.B.A.93 :

I.3.4.1 BETON :

- Contrainte limite à l'ELU :

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.

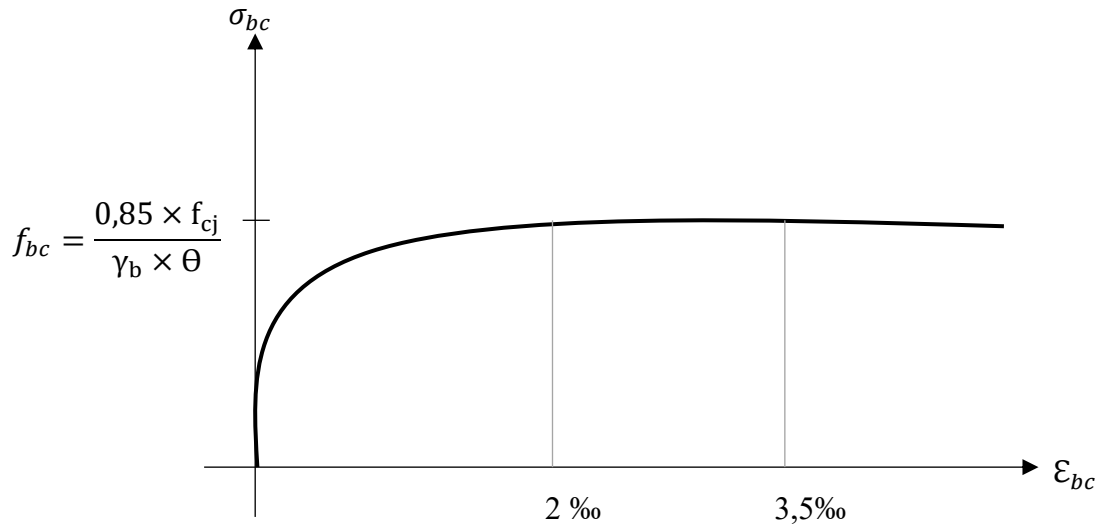


Figure I.3:Diagramme contrainte de compression Déformation de béton à l'ELU

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \Theta}$$

Avec :

- f_{bc} : contrainte ultime du béton en compression pour $2\text{‰} \leq 3,5\text{‰}$
- ϵ_{bc} : déformation du béton en compression
- γ_b : coefficient de sécurité égale 1,5 dans le cas général et 1,15 dans le cas accidentel
- Θ : facteur de durée d'application des charges
- $\Theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est supérieure à 24 heures.
- $\Theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\Theta = 0,85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

- Contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

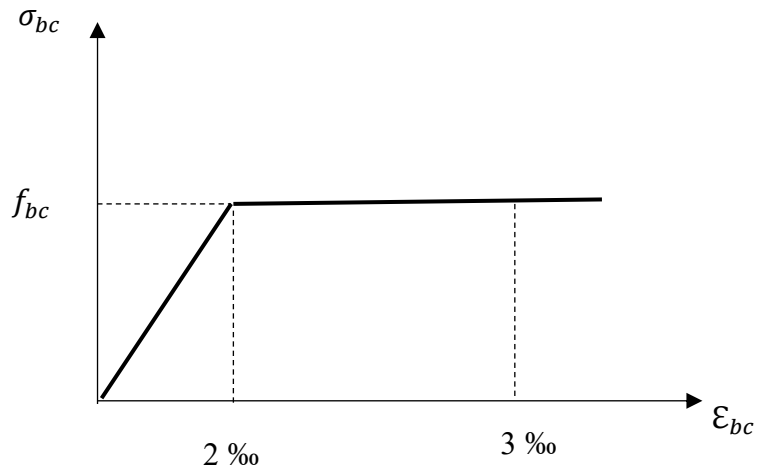


Figure I.4: Diagramme contraintes -déformation de béton à l'ELS

I.3.4.2 ACIER :

- Contrainte limite à l'ELU :

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s

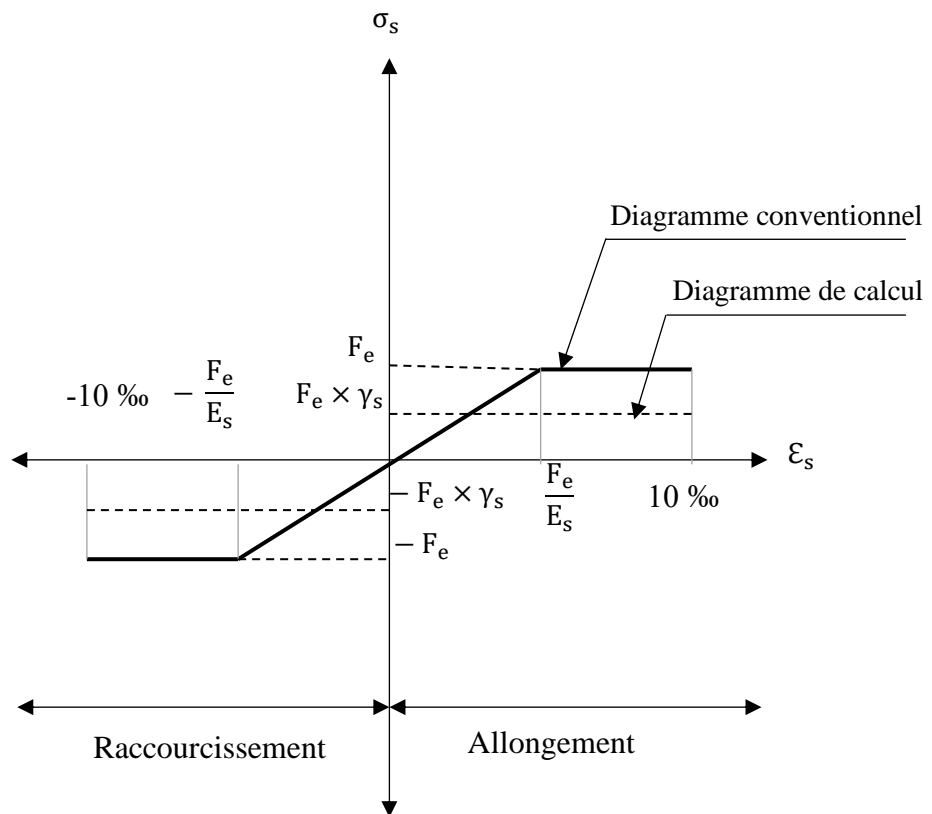


Figure I.5: diagramme contraintes - déformation de l'acier

D'où :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- σ_s : contrainte de l'acier
- f_e : limite d'élasticité de l'acier
- γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$\gamma_s = 1,15$ situation durable

- ϵ_s : déformation élastique de l'acier
- Contrainte limite à l'ELS :

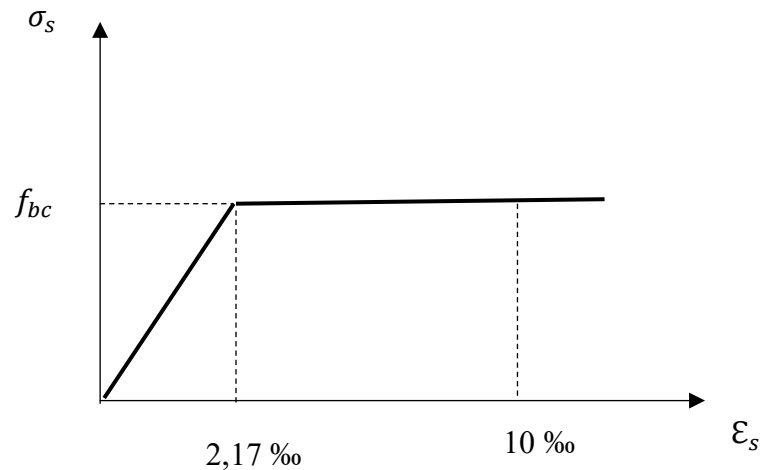


Figure I.6: Diagrammes des contraintes de l'acier à l'ELS

D'après B.A.E.L.91, dans l'état limite de service, la contrainte σ_{st} sera limitée uniquement pour l'ouverture des fissures :

- Fissuration non (peu) préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st}$ pas de limite
- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = f_e$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$ MPa
- Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$ MPa

Avec :

- f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de « j » jours
- η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses, treillis soudés

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérence $\phi \geq 6$ mm

$\eta = 1,3$ pour les hautes adhérence $\phi \leq 6$ mm

I.3.5 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX UTILISES :

I.3.5.1 BETON :

Tableau I. 3: caractéristiques mécaniques béton

| Matériaux | Caractéristiques mécaniques | Valeurs (MPa) |
|-----------|--|---------------|
| Béton | La résistance du béton à la compression à 28 jours (f_{c28}) | 25 |
| | La résistance du béton à la traction à 28 jours (f_{t28}) | 2,1 |
| | Le module d'élasticité instantané (E_{ij}) | 32164,195 |
| | Le module d'élasticité différé (E_{iv}) | 10818,866 |
| | Contrainte dans le béton à ELU (f_{bc}) | 14,17 |
| | Contrainte dans le béton à ELS ($\bar{\sigma}_{bc}$) | 15 |
| | Contrainte dans le béton à l'accidentel (f_{bc}) | 18,48 |

I.3.5.2 ACIER :**Tableau I. 4:** caractéristiques mécaniques de l'acier

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

I.4 CONCLUSION :

Ce chapitre donne une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

II.1.1 INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but du calcul des sections des différents éléments résistants de la structure (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles), il sera fait selon le CBA93 et RPA99/VERSION 2003. il permet de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité.

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

- Sollicitation verticale concernant les charge permanent et les surcharge.
- Sollicitation horizontale concernant le séisme.

II.1.2 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont les éléments de la structure qui transmettent les charges verticales aux fondations et ils participent aussi un contreventement des bâtiments. Le calcul de la section du béton des poteaux sera fait en compression, les règles CBA préconisent de prendre une section réduite en laissant 2 cm de chaque côté.

En Algérie, et indépendamment des charges et de la géométrie de la structure, les règles parasismiques imposent des dimensions minimales à respecter.

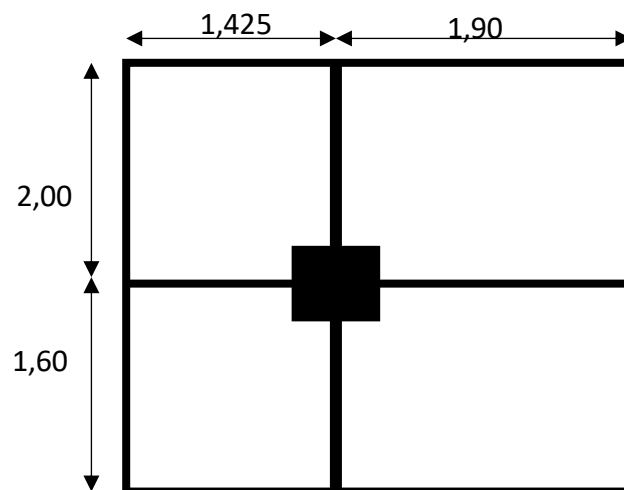


Figure II.1: la surface supportée par le poteau le plus sollicité

d'après (CBA93) et (BAEL91) :

$$N_u = P \times S \times n$$

Avec :

- N_u : étant la charge vertical
- P : charge du plancher $1t/m^2$
- S : surface supporté par le poteau le plus sollicité
- n : nombre de plancher ($n = 11$)

$$S = (1,425 \times 2) + (1,425 \times 1,6) + (1,9 \times 2) + (1,9 \times 1,6)$$

$$S = 11,97 \text{ m}^2$$

$$Nu = 1 \times 11,97 \times 11$$

$$Nu = 131,67 \text{ t}$$

$$Nu = 1,32 \text{ MN}$$

Section reduite de béton Br :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{f_{bc} + 0,85 \times f_e}{0,9 + 100 \times \gamma_s}}$$

- Br : section brute du poteau
- β : coefficient de correction dépendant de l'elancement mécanique des poteaux

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

D'après BAEL91 il est préférable de prendre $\lambda = 35$

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

$$\beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 1,32}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$Br \geq 0,084702 \text{ m}^2$$

$$Br \geq 847,02 \text{ cm}^2$$

On a

$$Br = (a - 0,02)^2 \geq 847,02 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow a \geq \sqrt{847,02} + 0,02$$

$$a \geq 29,12 \text{ cm}$$

Donc on prend $a = b = 30 \text{ cm}$

D'après RPA99/V2003 :

$$B \geq \frac{Nu}{0,3 \times f_{c28}}$$

$$B = a^2 \geq \frac{1,32}{0,3 \times 25} = 0,176 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{0,176} = 0,41 \text{ m}$$

Alors on considère **a = b = 60 cm**

Les résultats des poteaux des autres étages sont consignés dans le **tableau II.1**

❖ Vérification des conditions du RPA99 /V2003 :

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \Rightarrow a = b = 60 \geq 25 \quad \text{condition verifier}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_{\text{étage}}}{20} \Rightarrow a = b = 60 \geq \frac{306}{20} = 15,3 \quad \text{condition verifier}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{60}{60} \leq 4 \quad \text{condition verifier}$$

❖ Vérification du poteau au flambement :

- calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{60^4}{12}$$

$$I_x = I_y = 1080000 \text{ cm}^4$$

- rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \times b}} = \sqrt{\frac{1080000}{60 \times 60}}$$

$$i_x = i_y = 17,32 \text{ cm}$$

- élancement mécanique :

$$\text{On a : } l_f = K \times H_0$$

Avec :

- l_f :longuer de flambement
- K : 0,7 pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple
- H_0 : la hauteur sur le plafond

$$l_f = 0,7 \times 3,06$$

$$l_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{214,2}{17,32}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 12,37 < 50 \quad \text{condition verifier}$$

➤ Les condition du RPA de tous les poteaux sont vérifiées .

Tableau II. 1:Récapitulation du prédimensionnement des poteaux

| Niveau | n | H _{étage} [cm] | a × b [cm ²] | Nu [MN] | I _x =I _y [cm ⁴] | i _x =i _y [cm] | λ _x = λ _y | λ < 50 |
|--------|----|----------------------------|-----------------------------|------------|--|--|---------------------------------|--------|
| SS | 11 | 306 | 60 × 60 | 1,32 | 1080000 | 17,32 | 12,37 | CV |
| RDC | 10 | 408 | 60 × 60 | 1,20 | 1080000 | 17,32 | 16,49 | CV |
| 1 | 9 | 306 | 55 × 55 | 1,08 | 762552,08 | 15,88 | 13,49 | CV |
| 2 | 8 | 306 | 55 × 55 | 0,96 | 762552,08 | 15,88 | 13,49 | CV |
| 3 | 7 | 306 | 50 × 50 | 0,84 | 520833,33 | 14,43 | 14,84 | CV |
| 4 | 6 | 306 | 50 × 50 | 0,72 | 520833,33 | 14,43 | 14,84 | CV |
| 5 | 5 | 306 | 45 × 45 | 0,60 | 341718,75 | 12,99 | 16,49 | CV |
| 6 | 4 | 306 | 45 × 45 | 0,48 | 341718,75 | 12,99 | 16,49 | CV |
| 7 | 3 | 306 | 40 × 40 | 0,36 | 213333,33 | 11,55 | 18,55 | CV |
| 8 | 2 | 306 | 40 × 40 | 0,24 | 213333,33 | 11,55 | 18,55 | CV |
| 9 | 1 | 306 | 35 × 35 | 0,12 | 125052,08 | 10,10 | 21,21 | CV |

Remarque : Les dimensions des poteaux seront vérifiées ultérieurement, après avoir fait la partie dynamique.

II.1.3 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 modifié selon le RPA99 /V2003

D'après les règles du BAEL91 il faut que :

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

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

Avec :

- L : distance entre axe pour la plus grande portée
- h : la hauteur de la poutre
- b : la largeur de la poutre

II.1.3.1 POUTRES PRINCIPALES :

On a L=4,5 m

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$30 \leq h \leq 45$$

Donc on prend **h=40 cm**

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 28$$

Donc on prend **b=30 cm**

❖ vérification suivant le RPA99/V2003 :

Selon le RPA99/V2003 les dimensions des poutres devien satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition verifier}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition verifier}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition verifier}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30× 40) [cm²]**

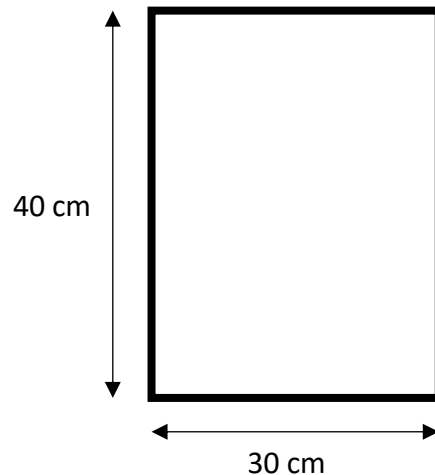


Figure II.2:Dimension d'une Poutre Principale « PP »

II.1.3.2 POUTRES SECONDAIRES :

On a $L=3,8 \text{ m}$

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

$$25,3 \leq h \leq 38$$

Donc on prend **$h=30 \text{ cm}$**

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$9 \leq b \leq 21$$

Donc on prend le miniment d'apres le RPA99/V2003 **$b=30 \text{ cm}$**

❖ vérification suivant le RPA99/V2003 :

Selon le RPA99/V2003 les dimensions des poutres devien satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition verifier}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition verifier}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition verifier}$$

Donc on prend la section des poutres secendaires **(30× 30) [cm²]**

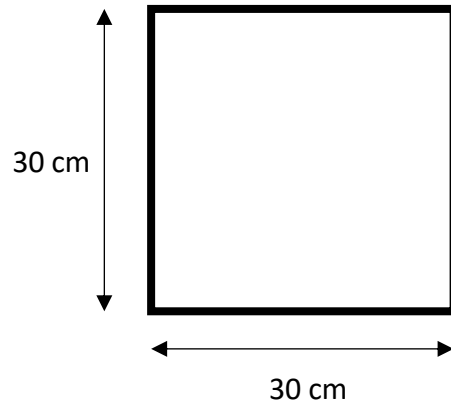


Figure II.3: Dimension d'une Poutre Secondaire « PS »

Tableau II. 2: Récapitulation du Pré dimensionnement des poutres et des poteaux

| Niveau | PP [cm ²] | PS [cm ²] | Poteau [cm ²] |
|--------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|
| SS et RDC | 30 × 40 | 30 × 30 | 60 × 60 |
| Etage 1 et 2 | 30 × 40 | 30 × 30 | 55 × 55 |
| Etage 3 et 4 | 30 × 40 | 30 × 30 | 50 × 50 |
| Etage 5 et 6 | 30 × 40 | 30 × 30 | 45 × 45 |
| Etage 7 et 8 | 30 × 40 | 30 × 30 | 40 × 40 |
| Etage 9 | 30 × 40 | 30 × 30 | 35 × 35 |

II.1.4 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article « 7.7.1 du RPA99/V2003 ». Les voiles sont pour rôles de reprendre les charges verticales et participer aux contreventements.

On a deux types des voiles :

- Voiles de soutènement : pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité.
- Voiles de contreventement : c'est l'ensemble des éléments reprenant des efforts horizontaux.

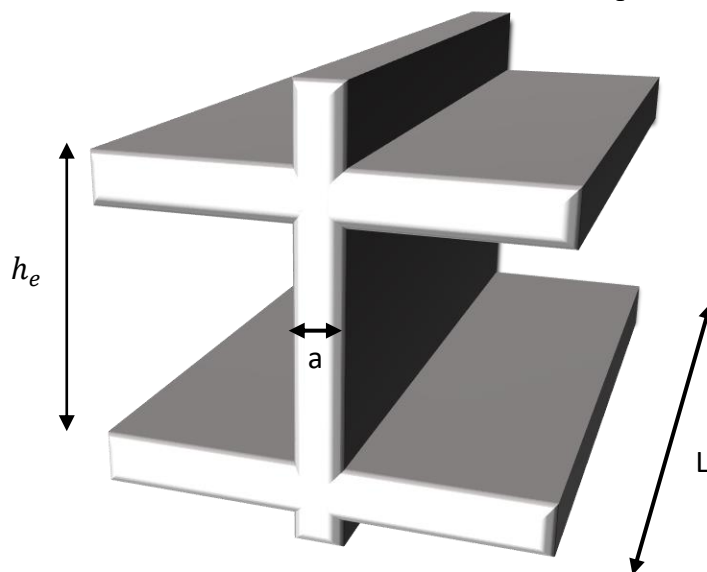


Figure II.4: Coupe de voile en élévation

Selon le RPA99/V2003, TLEMCEM appartient à la « zone I » alors le voile est nécessaire lorsque :

$$\begin{cases} \text{Nombre d'étage} \geq 5 \text{ étages} \\ \text{La hauteur de la structure} \geq 17 \text{ m} \end{cases}$$

Le « RPA99/V2003 » exige que les voiles de contreventement vérifient les conditions suivantes :

$$\begin{cases} a \geq \frac{h_{\text{étage}}}{20} \\ L \geq 4 \times a \end{cases}$$

Avec :

- a : épaisseur du voile "min 15 cm"
- L : la longueur du voile

❖ Voile de Sous-sol et RDC :

On va prendre la plus grande hauteur entre le sous-sol et le RDC « $h_{\text{étage}}=4,08 \text{ m}$ »

$$a \geq \frac{h_{\text{étage}}}{20} = \frac{408-21}{20}$$

$$a \geq 19,35 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de « 20 cm ».

$$L \geq 4 \times a = 4 \times 20$$

$$L \geq 80 \text{ cm}$$

Donc on adopte une longueur de « 1 m ».

❖ Voile de l'étage courant :

On a « $h=3,06 \text{ m}$ »

$$a \geq \frac{h_{\text{étage}}}{20} = \frac{306-21}{20}$$

$$a \geq 14,25 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de « 15 cm ».

$$L \geq 4 \times a = 4 \times 15$$

$$L \geq 60 \text{ cm}$$

Donc on adopte une longueur de « 0,8 m ».

Tableau II. 3:Récapitulation du pré dimensionnement de voile

| Niveau | $h_{\text{étage}}$ [cm] | a [cm] | L [m] |
|---------------|-------------------------|--------|-------|
| SS / RDC | 408 | 20 | 1 |
| Étage courant | 306 | 15 | 0,8 |

II.1.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers, sont calculé à la flexion simple.

Généralement, l'épaisseur de plancher a corps creux est déterminée par la condition donnée par le « CBA93 » :

$$h_p = \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

- h_p : L'épaisseur du plancher
- L_{max} : La longueur maximale entre nu d'appui dans le sens considéré

On a « $L_{max} = 3,5 \text{ m}$ »

$$h_p = \frac{350}{22,5} = 15,56 \text{ cm}$$

Donc on adopte une hauteur du plancher à corps creux de « 21 cm »

Avec :

- Hauteur de corps creux = 16 cm
- Hauteur de la dalle de compression = 5 cm

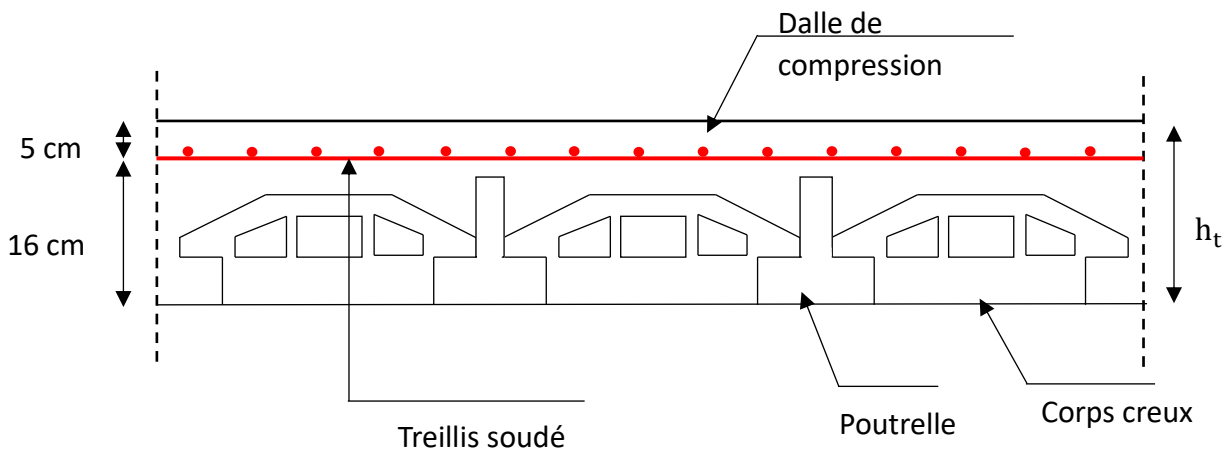


Figure II.5: Plancher à corps creux.

Le pré dimensionnement des poutrelles donné par le CBA93 :

- b : la largeur de la table
- h : la hauteur du plancher
- b_0 : la largeur de la nervure
- h_0 : la hauteur de la table (5 cm)

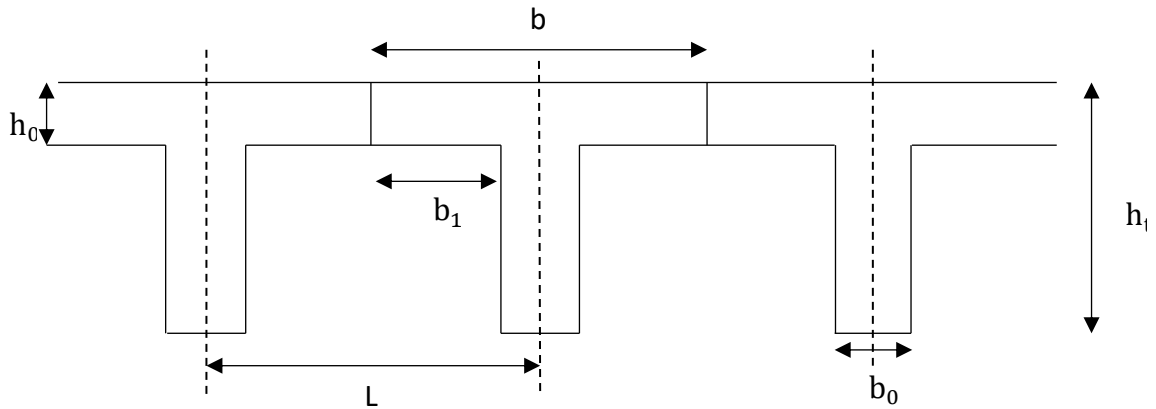


Figure II.6: Dimensions des éléments constituant un plancher.

La largeur de la table de compression est définie par :

$$b = b_0 + 2 \times b_1$$

avec :

$$0,4 \times h \leq b_0 \leq 0,8 \times h$$

$$b_1 = \min \left(\frac{b-b_0}{2} ; \frac{L_{\min}}{10} ; 6 \times h_0 \leq b_1 \leq 8 \times h_0 \right)$$

$$0,4 \times 0,21 \leq b_0 \leq 0,8 \times 0,21 \Rightarrow 8,4 \leq b_0 \leq 16,8$$

Donc on prend $b_0=12$ cm

On a :

$$b=65$$
 cm

$$b_0=12$$
 cm

$L_{\min}=2,7$ m " La plus petite portée des poutrelles "

$$h_0 = 5$$
 cm

$$b_1 = \min \left(\frac{65 - 12}{2} ; \frac{270}{10} ; 6 \times 5 \leq b_1 \leq 8 \times 5 \right)$$

$$b_1 = \min(26,5 ; 27 ; 30 \leq b_1 \leq 40)$$

$$b_1 = 26,5$$
 cm

$$b = b_0 + 2 \times b_1 = 12 + 2 \times 26,5 = 65$$
 cm

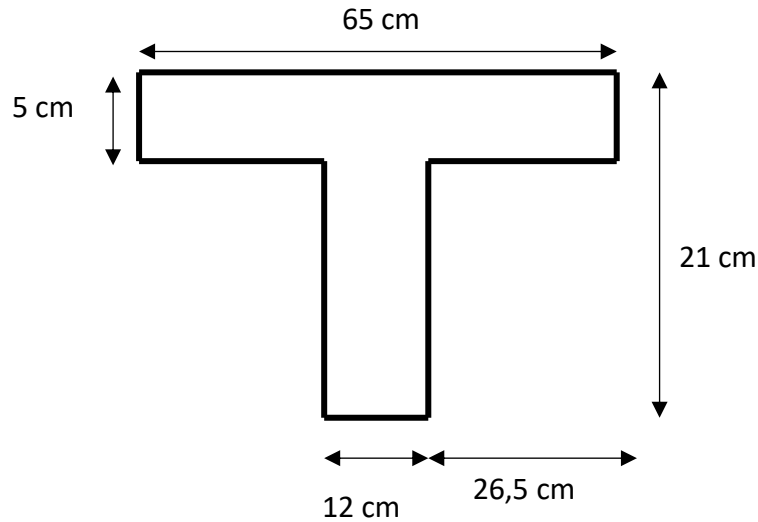


Figure II.7: Dimension de la poutrelle

II.1.6 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE PLEINE (L'ASCENSEUR) :

Le terme « dalle » désigne généralement en termes de structure, un élément dont l'épaisseur est ... faible par rapport aux autres dimensions (longueur, largeur). La dalle peut reposer avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

Le pré dimensionnement des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation que des conditions de résistance.

On a deux types de dalle :

- Dalle portante dans 1 sens $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$
- Dalle portante dans 2 sens $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$

Avec : $l_x < l_y$

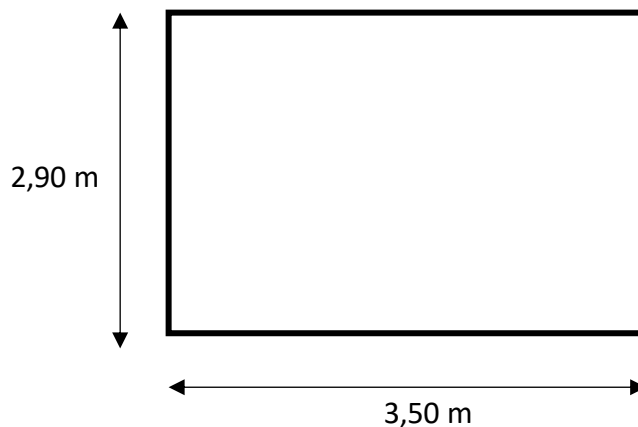


Figure II.8: dimension de la dalle pleine

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,9}{3,5} = 0,83 \Rightarrow 0,4 \leq 0,83 \leq 1 \Rightarrow \text{Dalle portante dans les deux sens}$$

❖ Condition de la flèche :

$$h \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{avec } h_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{290}{40} = 7,25 \text{ cm}$$

Donc on prend une épaisseur de **20 cm**.

II.1.7 DALLE PLEINE (PARKING) :

La détermination de l'épaisseur de la dalle, dépend de plusieurs conditions :

- **Isolation phonique :**

La loi des masses exige pour un bon confort acoustique une épaisseur : $e > 16 \text{ cm}$.

(Dans notre cas, pas d'isolation acoustique au niveau de plancher parking).

On adopte : ($e_1 = 15 \text{ cm}$)

- **Condition de résistance au feu :**

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

$e < 7 \text{ cm}$1 heure de coup feu.

$e < 11 \text{ cm}$2 heure de coup feu.

On adopte: ($e_2 = 11 \text{ cm}$)

- **Condition de résistance a la flexion :**

Pour une dalle reposant sur 04 appuis, la condition a vérifiée est :

$$\frac{L_{\max}}{50} < e < \frac{L_{\max}}{40} \rightarrow \frac{450}{50} < e < \frac{450}{40} \rightarrow 9 < e < 11,25$$

On adopte: ($e_3 = 11 \text{ cm}$)

- **Condition de confort :**

$e \geq 14 \text{ cm}$ donc on adopte: ($e_4 = 15 \text{ cm}$)

➤ **Conclusion :**

$$e = \max (e_1, e_2, e_3, e_4) = \max (15, 11, 11, 15) \text{ cm}$$

Donc finalement on prend l'épaisseur de la dalle : (**$e = 15 \text{ cm}$**)

II.1.8 PRE DIMENSIONNEMENT DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pont contre l'infiltration des eaux pluviales.il considère également comme un élément décoratif.

Pour terrasse inaccessible (60 cm) :

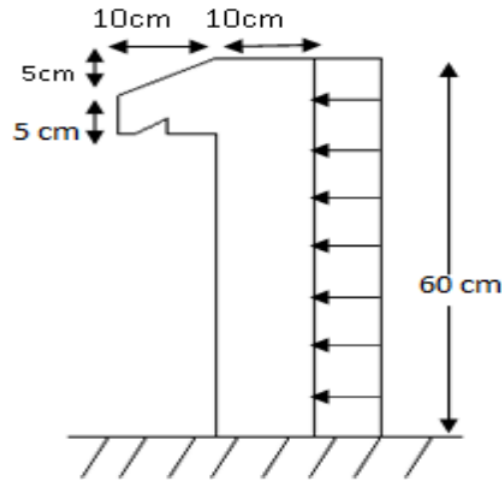
❖ Poids propre de l'acrotère :

- Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

On a : $\gamma_b = 25 \text{ MPa}$

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + \left(\frac{0,05 \times 0,1}{2}\right) = 0,0675 \text{ m}^2$$



$$G = 25 \times 0,0675$$

$$G = 1,688 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

D'après le RPA99/V2003 on a :

$$Q = F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p$$

Avec :

$A = 0,1$ (Coefficient d'accélération zone I)

$c_p = 0,8$ (Facteur de force horizontale)

$w_p = G$ (Poids de l'acrotère)

$$Q = F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,688$$

$$Q = F_p = 0,54 \text{ KN/m}$$

- Combinaisons des charges :

• **ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,688$$

$$N_u = 2,279 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{Q \times h^2}{2} = \frac{1,5 \times 0,54 \times 0,6^2}{2}$$

$$M_u = 0,146 \text{ KN.m}$$

• **ELS :**

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,688 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{Q \times h^2}{2} = \frac{0,54 \times 0,6^2}{2}$$

$$M_u = 0,097 \text{ KN.m}$$

Pour terrasse accessible (100 cm) :

❖ Poids propre de l'acrotère :

- Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

On a : $\gamma_b = 25 \text{ MPa}$

$$S = (0,1 \times 1) + (0,05 \times 0,1) + \left(\frac{0,05 \times 0,1}{2}\right) = 0,108 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,108$$

$$G = 2,7 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

D'après le RPA99/V2003 on a :

$$Q = F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p$$

Avec :

$A = 0,1$ (Coefficient d'accélération zone I)

$c_p = 0,8$ (Facteur de force horizontale)

$w_p = G$ (Poids de l'acrotère)

$$Q = F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,7$$

$$Q = F_p = 0,86 \text{ KN/m}$$

- Combinaisons des charges :

• **ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,7$$

$$N_u = 3,65 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{Q \times h^2}{2} = \frac{1,5 \times 0,86 \times 1^2}{2}$$

$$M_u = 0,65 \text{ KN.m}$$

• **ELS :**

$$N_s = G$$

$$N_s = 2,7 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{Q \times h^2}{2} = \frac{0,86 \times 1^2}{2}$$

$$M_u = 0,43 \text{ KN.m}$$

II.1.9 PRE DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux.

Pour ce bâtiment on a un seul type d'escalier, c'est les escaliers droits à trois volées.

L'escalier est composé des éléments principaux qui sont :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de volée (b).
- Le contre marche : la partie verticale d'une marche (h).
- La paillasse plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale situé entre deux volées.
- Échappée : la hauteur de volée.

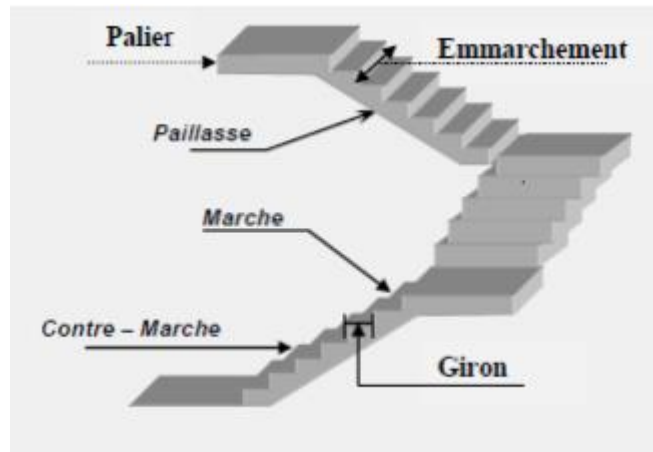


Figure II.9: schéma d'un escalier

II.1.9.1 DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :

Les proportions des escaliers respectent la relation de « BLONDEL » données par la double inégalité :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \text{ [cm]}$$

On a choisi : h=17 cm ; g=30 cm

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ [cm]}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ [cm]}$$

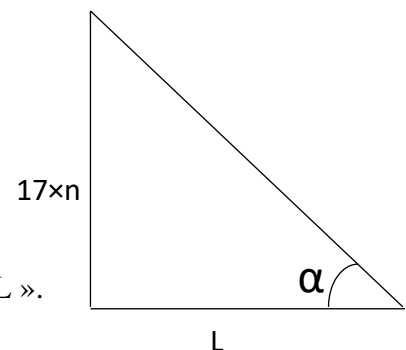
Donc les dimensions choisies vérifient la relation de « BLONDEL ».

Calcule de nombre des marches et des contremarches :

$$n = \frac{H}{h}$$

Avec :

- n: Contremarche



- H: Hauteur d'étage
- h: Hauteur de contremarche

II.1.9.2 POUR LE SOUS-SOL ET L'ETAGES COURANTS :

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

- Volée 1 :

$$H_v = n \times h = 7 \times 0,17 = 1,19 \text{ m}$$

$$L_v = (n - 1) \times g = (7 - 1) \times 0,30 = 1,8 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_v} = \frac{1,19}{1,8} \Rightarrow \alpha = 33,47^\circ$$

- Volée 2 :

$$H_v = n \times h = 4 \times 0,17 = 0,68 \text{ m}$$

$$L_v = (n - 1) \times g = (4 - 1) \times 0,30 = 0,9 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_v} = \frac{0,68}{0,9} \Rightarrow \alpha = 37,07^\circ$$

- Volée 3 :

$$H_v = n \times h = 7 \times 0,17 = 1,19 \text{ m}$$

$$L_v = (n - 1) \times g = (7 - 1) \times 0,30 = 1,8 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_v} = \frac{1,19}{1,8} \Rightarrow \alpha = 33,47^\circ$$

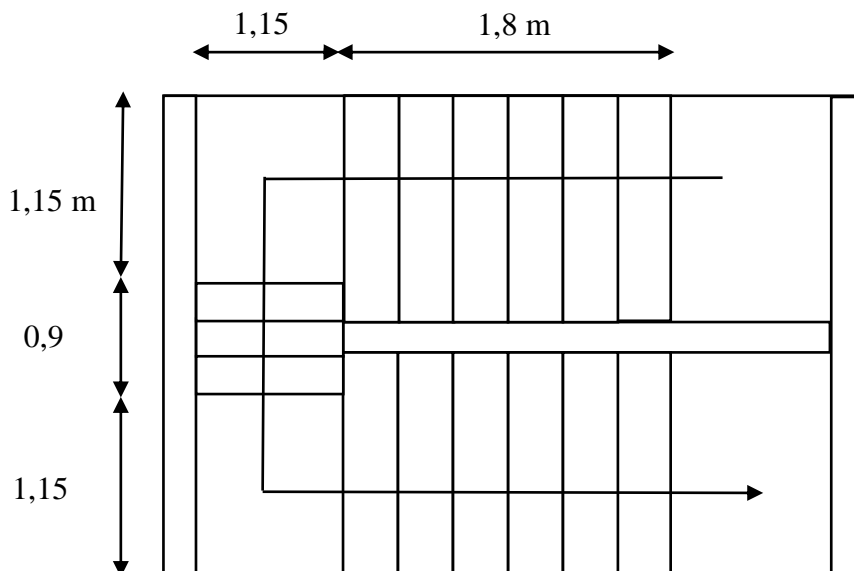


Figure II.10: Vue en plan d'escalier

II.1.9.3 POUR LE RDC :

$$n = \frac{408}{17} = 24$$

- Volée 1 :

$$H_v = n \times h = 9 \times 0,17 = 1,53 \text{ m}$$

$$L_v = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 0,30 = 2,4 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_v} = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- Volée 2 :

$$H_v = n \times h = 6 \times 0,17 = 1,02 \text{ m}$$

$$L_v = (n - 1) \times g = (6 - 1) \times 0,30 = 1,5 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_v} = \frac{1,02}{1,5} \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ$$

- Volée 3 :

$$H_v = n \times h = 9 \times 0,17 = 1,53 \text{ m}$$

$$L_v = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 0,30 = 2,4 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_v} = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

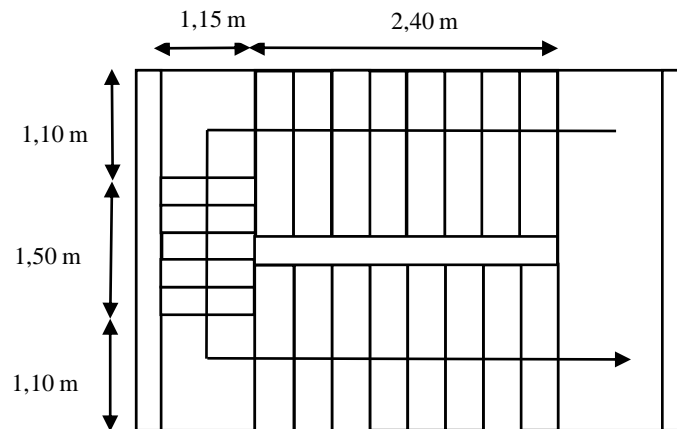


Figure II.11: Vue en plan d'escalier

II.1.9.4 EPAISSEUR DE LA PAILLASSE ET LE PALIER :

- Paillasse :

$$\frac{L}{30 \times \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L}{20 \times \cos \alpha} \Leftrightarrow \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{2,4+1,15}{30 \times \cos 32,52} \leq e_p \leq \frac{2,4+1,15}{20 \times \cos 32,52}$$

$$0,14 \leq e_p \leq 0,21 \text{ [cm]}$$

On prend $e_p=15$ cm

- Palier :

$$\frac{L}{20} \leq e_p \leq \frac{L}{15}$$

$$\frac{1,15}{20} \leq e_p \leq \frac{1,15}{15}$$

$$5,75 \leq e_p \leq 7,67 \text{ [cm]}$$

On prend $e_p=15$ cm

Tableau II.4:Récapitulation de pré dimensionnement des escaliers

| Niveau | Volée | h [cm] | g [cm] | n | n - 1 | H _v [m] | L _v [m] | α [°] | e _p Paillasse [cm] | e _p Palier [cm] |
|-------------|-------|--------|--------|---|-------|--------------------|--------------------|-------|-------------------------------|----------------------------|
| SS et étage | 1 | 17 | 30 | 7 | 6 | 1,19 | 1,8 | 33,47 | 15 | 15 |
| | 2 | 17 | 30 | 4 | 3 | 0,68 | 0,9 | 37,07 | | |
| | 3 | 17 | 30 | 7 | 6 | 1,19 | 1,8 | 33,47 | | |
| RDC | 1 | 17 | 30 | 9 | 8 | 1,53 | 2,4 | 32,52 | | |
| | 2 | 17 | 30 | 6 | 5 | 1,02 | 1,5 | 34,22 | | |
| | 3 | 17 | 30 | 9 | 8 | 1,53 | 2,4 | 32,52 | | |

II.1.9.5 LA POUTRE PALIERE :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

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

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

On a (L=3,5 m)

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23,33 \leq h \leq 35 \text{ [cm]}$$

On prend **h=30 cm**

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$9 \leq b \leq 21 \text{ [cm]}$$

On prend **b=30 cm**

- vérification des conditions suivant le RPA99/V2003 :

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Donc la section de poutre palière (**30 × 30**) [cm²]

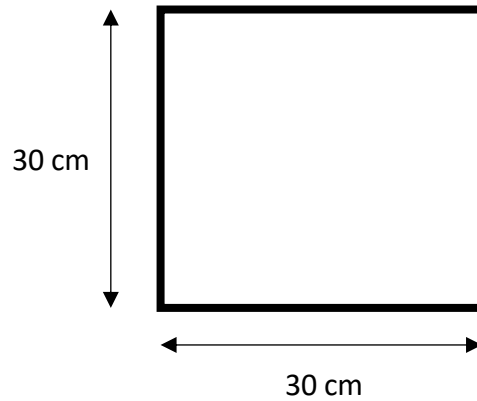


Figure II.12: dimension de la poutre palière

II.2 DESCENTE DE CHARGE :

II.2.1 INTRODUCTION :

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charges sismique (composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

II.2.2 PLANCHER TERRASSE A CORPS CREUX :

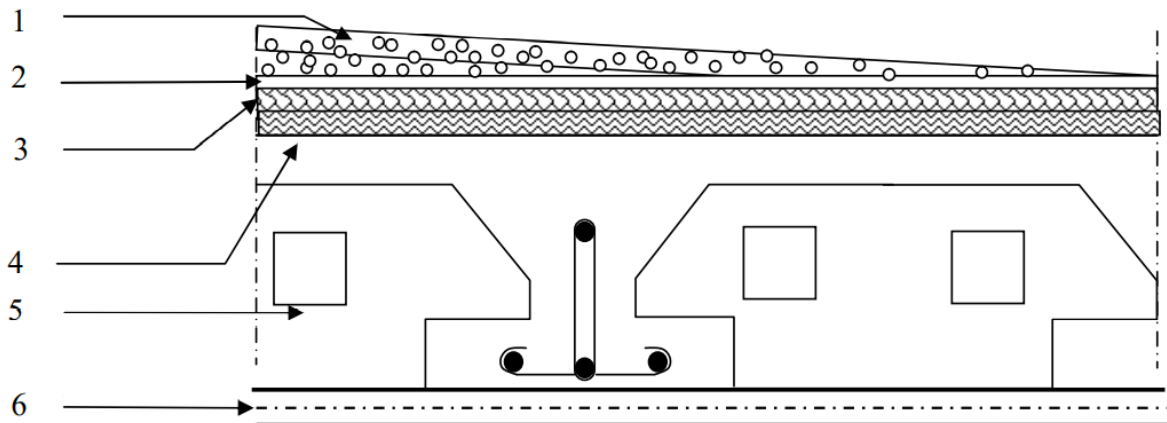


Figure II.13:Schéma de plancher à corps creux terrasse inaccessible

Tableau II.5:Évaluation des charges et surcharges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

| N° | Description | Épaisseur E [m] | Poids volumique γ [KN/m ³] | Poids surfacique G [KN/m ²] |
|----|-------------------------------|--------------------|--|--|
| 1 | Gravillon de protection roulé | 0,05 | 20 | 1 |
| 2 | Étanchéité multicouche | 0,02 | 6 | 0,12 |
| 3 | Forme de pente | 0,1 | 22 | 2,2 |
| 4 | Isolation thermique | 0,05 | 4 | 0,2 |

| | | | | |
|---|------------------------------------|-----------|----|------|
| 5 | Plancher à corps creux (16+5) [cm] | 0,16+0,05 | / | 2,85 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| Charge permanent G [KN/m ²] | | | | 6,57 |
| Charge d'exploitation pour terrasse inaccessible Q [KN/m ²] | | | | 1 |

II.2.3 PLANCHER ETAGE COURANT (USAGE D'HABITATION ET BUREAUX) ET RDC (LOCAUX COMMERCIAUX) ET TERRASSE ACCESSIBLE :

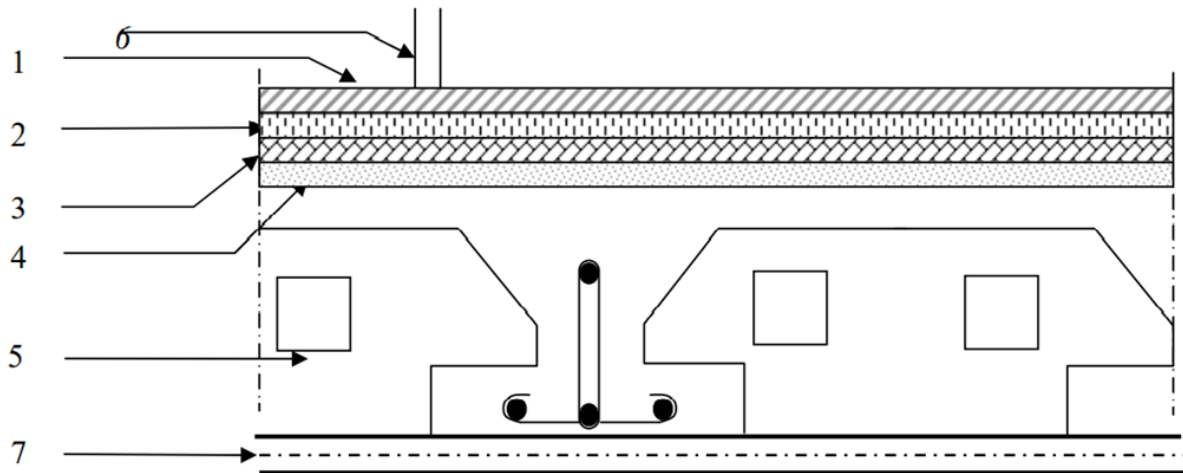


Figure II.14:Schéma de plancher à corps creux étage courant

Tableau II.6:Évaluation des charges et surcharges de plancher étages courants et RDC et terrasse accessible à corps creux

| N° | Description | Épaisseur e [m] | Poids volumique γ [KN/m ³] | Poids surfacique G [KN/m ²] |
|---|------------------------------------|-----------------|---|---|
| 1 | Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 3 | Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 4 | Plancher à corps creux (16+5) [cm] | 0,16+0,05 | / | 2,85 |
| 5 | Cloisons | 0,1 | / | 0,9 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| Charge permanent G [KN/m ²] | | | | 5,11 |
| Charge d'exploitation pour RDC (locaux commerciaux) Q [KN/m ²] | | | | 5 |
| Charge d'exploitation pour (1 ^{ère} au 3 ^{ème}) étages (bureaux) Q [KN/m ²] | | | | 2,5 |
| Charge d'exploitation pour (4 ^{ème} au 9 ^{ème}) étages (usage d'habitation) Q [KN/m ²] | | | | 1,5 |
| Charge d'exploitation pour terrasse accessible Q [KN/m ²] | | | | 1,5 |

II.2.4 LA DALLE PLEINE (L'ASCENSEUR) :

Tableau II.7:Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine (ascenseur)

| N° | Description | Épaisseur e [m] | Poids volumique γ [KN/m ³] | Poids surfacique G [KN/m ²] |
|--|------------------------------------|-----------------|---|---|
| 1 | Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 3 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| 4 | Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 5 | Dalle pleine en Béton Armé (20 cm) | 0,20 | 25 | 5 |
| Charge permanent G [KN/m ²] | | | | 6.36 |
| Charge d'exploitation Q [KN/m ²] | | | | 1 |

II.2.5 DALLE PLEINE (PARKING) :

Tableau II.8:Évaluation des charges et surcharges de la dalle pleine (parking)

| Constituants d'une dalle pleine | Épaisseur e [m] | Poids surfacique G [KN/m ²] |
|--|-----------------|---|
| Chape en mortier de ciment | 3 | 0,60 |
| Poids propre de la dalle | 15 | 3,75 |
| Charge permanent G [KN/m ²] | | 4,35 |
| Charge d'exploitation Q [KN/m ²] | | 2,5 |

II.2.6 MUR EXTERIEURE :

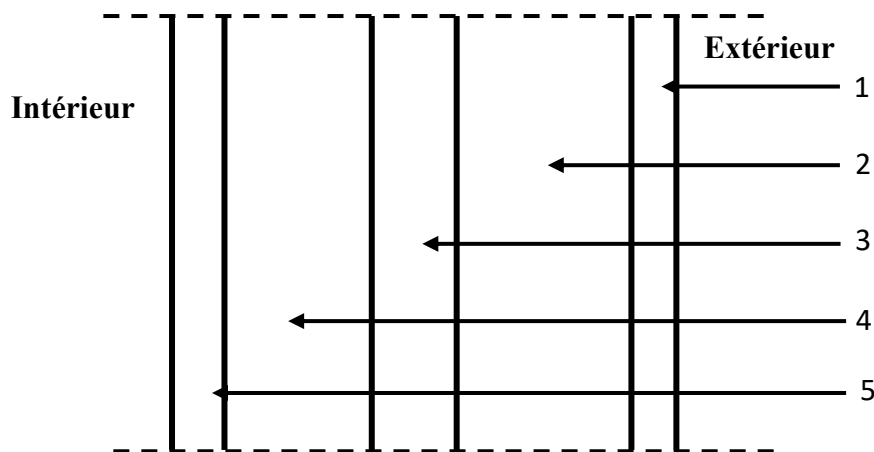


Figure II.15: coupe transversale du mur extérieure

Tableau II.9:Évaluation des charges des murs extérieures

| N° | Description | Épaisseur e [m] | Poids volumique γ [KN/m ³] | Poids surfacique G [KN/m ²] |
|---|------------------|-----------------|---|---|
| 1 | Enduit en ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 2 | Brique creuse | 0,15 | 9 | 1,35 |
| 3 | Vide | 0,05 | / | / |
| 4 | Brique creuse | 0,10 | 9 | 0,9 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| Charge permanent G [KN/m ²] | | | | 2,81 |

II.2.7 MUR INTERIEURE :

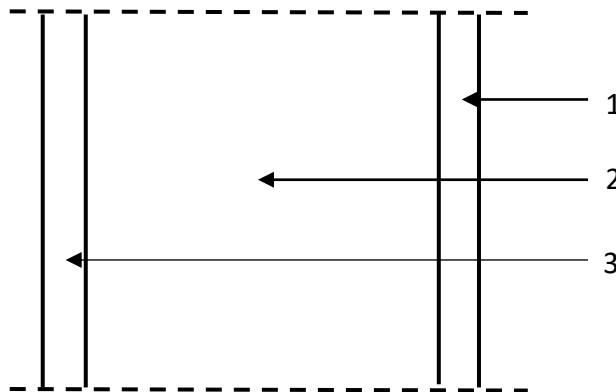


Figure II.16:coupe transversale du mur intérieur

Tableau II.10:Évaluation des charges des murs intérieures

| N° | Description | Épaisseur e [m] | Poids volumique γ [KN/m ³] | Poids surfacique G [KN/m ²] |
|---|--|-----------------|---|---|
| 1 | Enduit en plâtre (sauf les salles d'eau) | 0,02 | 10 | 0,2 |
| 2 | Brique creuse | 0,10 | 9 | 0,9 |
| 3 | Enduit en plâtre (sauf les salles d'eau) | 0,02 | 10 | 0,2 |
| Charge permanent G [KN/m ²] | | | | 1,3 |

II.2.8 PALIER :

Tableau II.11:Évaluation des charges et surcharges de palier

| N° | Description | Épaisseur e [m] | Poids volumique γ [KN/m ³] | Poids surfacique G [KN/m ²] |
|--|--------------------------------------|-----------------|---|---|
| 1 | Carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 3 | Enduit en ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 4 | Sable de pose | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 5 | Poids propre de palier on Béton Armé | 0,15 | 25 | 3,75 |
| Charge permanent G [KN/m ²] | | | | 5,31 |
| Charge d'exploitation Q [KN/m ²] | | | | 2,5 |

II.2.9 VOLES (PAILLASSE) :

Tableau II.12:Évaluation des charges et surcharges de volée 2 (pour SS et Étage courant)

| N° | Description | Épaisseur e [m] | Poids volumique γ [KN/m ³] | Poids surfacique G [KN/m ²] |
|--|---|-----------------|---|---|
| 1 | Garde-corps $(\frac{e \times \gamma}{\cos \alpha})$ | 0,01 | 10 | 0,13 |
| 2 | Carrelage horizontal | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 3 | Mortier de pose Horizontal | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 4 | Carrelage vertical $(e \times \gamma \times \frac{h}{g})$ | 0,02 | 22 | 0,25 |
| 5 | Mortier de pose Vertical $(e \times \gamma \times \frac{h}{g})$ | 0,02 | 20 | 0,23 |
| 6 | Enduit en plâtre $(\frac{e \times \gamma}{\cos \alpha})$ | 0,02 | 10 | 0,24 |
| 7 | Poids propre de contremarche $(\frac{e}{2} \times \gamma)$ | 0,17 | 22 | 1,87 |
| 8 | Poids propre de paillasse $(\frac{e \times \gamma}{\cos \alpha})$ | 0,15 | 25 | 4,7 |
| Charge permanent G [KN/m ²] | | | | 8,26 |
| Charge d'exploitation Q [KN/m ²] | | | | 2,5 |

II.3 CONCLUSION :

Après le prédimensionnement des éléments structuraux, et la vérification de toutes les conditions nécessaires, nous avons adopté pour les éléments, les sections suivantes :

Tableau II.13:Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

| Les éléments | | Les dimensions |
|--------------------------------|---|----------------------------|
| Plancher corps creux | | 16 + 5 [cm] |
| Dalles pleines d'ascenseur | | e = 20 [cm] |
| Dalles pleines pour le parking | | e = 15 [cm] |
| Escaliers | Palier de repos | e = 15 [cm] |
| | Paillasse | e = 15 [cm] |
| | Poutre palière | 30 × 30 [cm ²] |
| Poutres | Secondaire | 30 × 30 [cm ²] |
| | Principale | 30 × 40 [cm ²] |
| Voiles | Etage courant | e = 15 [cm] |
| | Sous-sol + RDC | e = 20 [cm] |
| Poteaux | Sous-sol +RDC | 60 × 60 [cm ²] |
| | 1 ^{er} étage + 2 ^{ème} étage | 55 × 55 [cm ²] |
| | 3 ^{ème} étage + 4 ^{ème} étage | 50 × 50 [cm ²] |
| | 5 ^{ème} étage + 6 ^{ème} étage | 45 × 45 [cm ²] |
| | 7 ^{ème} étage + 8 ^{ème} étage | 40 × 40 [cm ²] |
| | 9 ^{ème} étage | 35 × 35 [cm ²] |

Après avoir pré-dimensionné tous les éléments secondaires et principaux du bâtiment, notamment les poteaux, on va entamer le calcul du ferrailage des éléments secondaires dans le chapitre suivant, en tenant compte des dimensions calculées.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 INTRODUCTION :

D'après l'article 6.2.1 du RPA 99/2003 « les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ce sont des éléments en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc...) ou en béton armé (acrotère, dalle pleine etc. ...) »

Le calcul de ces éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la sismique (composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers
- Les planchers à corps creux (poutrelles)
- Les dalles pleines (l'ascenseur)

III.2 ETUDE DU PLANCHERS A CORPS CREUX-POUTRELLES :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La hauteur du plancher a été déterminée précédemment dans le chapitre II. Nous avons un seul type de plancher à corps creux, d'épaisseur 21 cm dont :

- ❖ Dalle de compression de hauteur 5 cm.
- ❖ Corps creux de hauteur 16 cm.

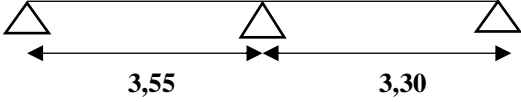

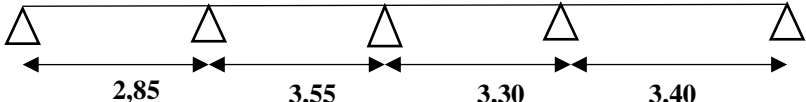
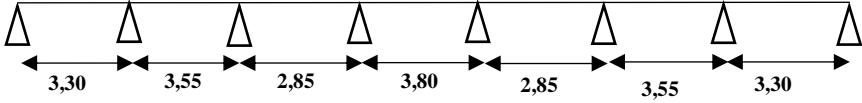
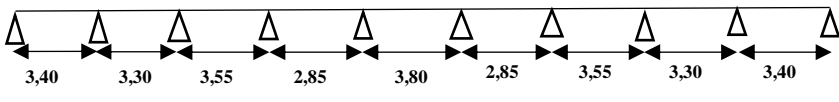
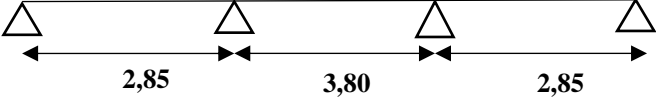
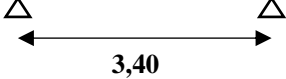
Pour déterminer l'effort tranchant et le moment fléchissant appliqué sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode des trois moments
- Méthode de Caquot
- Méthode forfaitaire

III.2.1 DIFFERENTS TYPE DES POUTRELLES :

Le tableau III.1 représente les différents type des poutrelles.

Tableau III.1:les différents types de poutrelles

| Type | Niveaux | Schéma statique de poutrelles |
|--------|---|--|
| Type 1 | - RDC - Etages courants (1 ^{er} au 9 ^{émé}) - Terrasse inaccessible |  |
| Type 2 | - RDC - Etages courants (2 ^{ème} au 9 ^{ème}) - Terrasse inaccessible |  |
| Type 3 | - RDC - Etages courants (1 ^{er} au 9 ^{émé}) |  |
| Type 4 | - Etages courants (1 ^{er}) - Terrasse inaccessible |  |
| Type 5 | -RDC -Etage courant (1 ^{er} au 9 ^{ème}) - Terrasse inaccessible |  |
| Type 6 | - Terrasse inaccessible |  |
| Type 7 | - Terrasse accessible |  |

III.2.2 COMBINAISONS DES CHARGES :

D’après le (C.B.A.93) :

- ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

- ELS :

$$q_s = (G + Q) \times b$$

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

Tableau III.2:charges et surcharges supportées par les poutrelles

| Niveaux | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | b (m) | ELU (1,35G+1,5Q) b | ELS (G+Q) b |
|---|---------------------------|---------------------------|----------|---------------------------|---------------------------|
| | | | | q _u (KN/ml) | q _s (KN/ml) |
| RDC | 5,11 | 5 | 0,65 | 9,36 | 6,57 |
| Etage courant du 1 ^{er} au 3 ^{ème} | 5,11 | 2,5 | 0,65 | 6,92 | 4,95 |
| Etage courant du 4 ^{ème} au 9 ^{ème} | 5,11 | 1,5 | 0,65 | 5,95 | 4,30 |
| Terrasse accessible | 5,11 | 1,5 | 0,65 | 5,95 | 4,30 |
| Terrasse inaccessible | 6,57 | 1 | 0,65 | 6,74 | 4,92 |

III.2.3 DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES :

Nous avons sept types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type trois (RDC) par la méthode forfaitaire et les autres sont calculés directement par le logiciel SAP 2000.

➤ Condition d'application :

D'après C.B.A.93 :

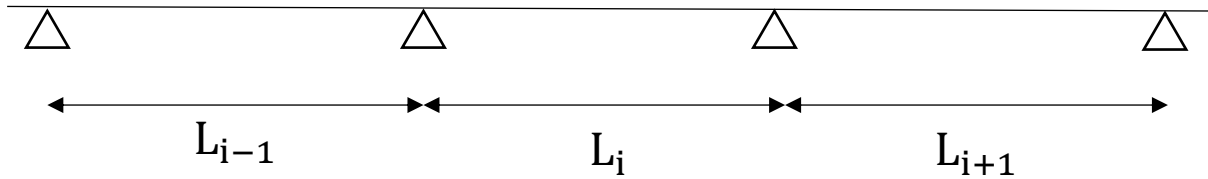
Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- La charge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :

$$Q \leq [2G; 5 \text{ KN/m}^2]$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité : (I = constant)
- Le rapport des travées successives doit vérifier la condition

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$



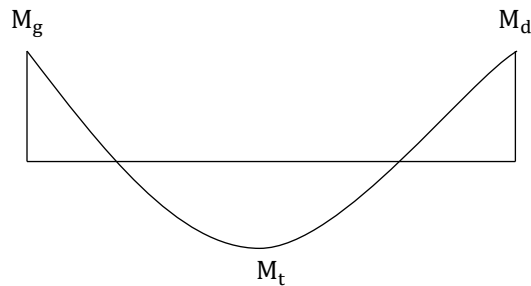
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

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

➤ Principe de la méthode :

On travaille travée par travée les moments : M_t, M_G, M_D doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$



$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

La valeur de chaque moment sur appui intermédiaire doit être supérieur ou égale à :

- $0,6M_0$ Pour une poutre à deux travées
- $0,5M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

Avec :

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré

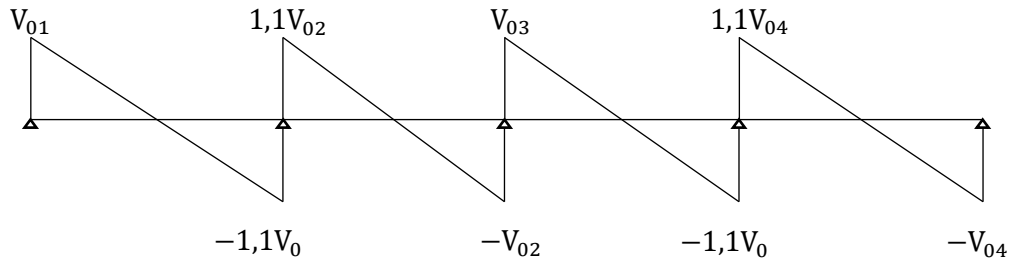
$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

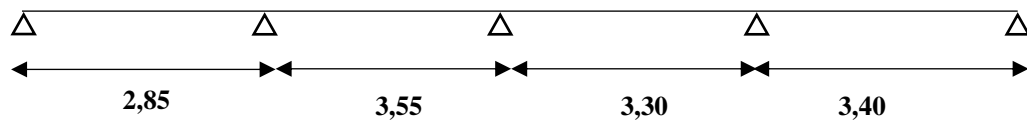
$$\begin{array}{cccccc}
 \geq 0,2M_0 & & \geq 0,5M_0 & & \geq 0,4M_0 & & \geq 0,5M_0 & & \geq 0,2M_0 \\
 \Delta & \text{---} & \Delta & \text{---} & \Delta & \text{---} & \Delta & \text{---} & \Delta \\
 \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & & \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & & \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & & \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & &
 \end{array}$$

Pour l'effort tranchant :

- $1,1V_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- V_0 Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées



➤ Exemple de calcul :



On a : $Q= 5 \text{ KN/m}^2$

$G= 5,11 \text{ KN/m}^2$

$b= 0,65 \text{ m}$

$q_u=9,36 \text{ KN/m}$

$q_s=6,57 \text{ KN/m}$

➤ Justification :

Condition 1 :

| Niveaux | Q [KN/m ²] | $\leq 2G$ [KN/m ²] | ≤ 5 [KN/m ²] | |
|---|------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-----------|
| RDC | 5 | 10,22 | 5 | CV |
| Etage courant du 1 ^{er} au 3 ^{ème} | 2,5 | 10,22 | 5 | CV |
| Etage courant du 4 ^{ème} au 9 ^{ème} | 1,5 | 10,22 | 5 | CV |
| Terrasse accessible | 1,5 | 10,22 | 5 | CV |
| Terrasse inaccessible | 1 | 13,14 | 5 | CV |

Condition 2 :

La section des poutrelles est constante dans tous les types et tous les niveaux de notre structure. Les inerties sont constantes (**condition vérifier**)

Condition 3 :

Le rapport des travées successives doit vérifier :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{2,85}{3,55} = 0,8 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,55}{3,3} = 1,07 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,3}{3,4} = 0,97 \leq 1,25$$

Condition vérifier**Condition 4 :**

La fissuration est considérée non préjudiciable

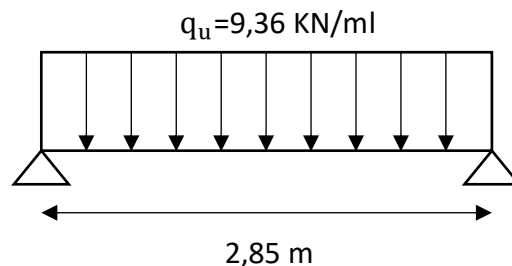
- Puisque, toutes les conditions sont vérifiées. On calcul notre plancher (poutrelle) par méthode forfaitaire.

➤ Calcul des moments fléchissant :

ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5,11+5}$$

$$\alpha = 0,49$$

Travée 1 :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,36 \times 2,85^2}{8}$$

$$M_0 = 9,50 \text{ KN/m}$$

$$1+0,3\alpha = 1+0,3 \times 0,49 = 1,15 \geq 1,05$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,49}{2} M_0 = 0,67 M_0$$

$$M_G = 0,2 M_0$$

$$M_D = 0,5M_0$$

$$M_t = 0,7M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$0,7M_0 + \frac{0,2M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,15$$

$$1,05M_0 \leq 1,15 M_0 \quad \text{Condition non vérifier}$$

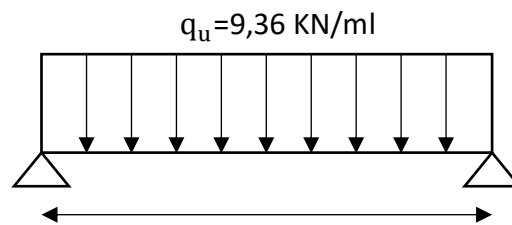
Alors on augmente M_t

$$M_G = 0,2M_0 = 0,2 \times 9,50 = 1,90 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,50 = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 0,8 \times 9,50 = 7,60 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,36 \times 3,55^2}{8}$$

$$M_0 = 14,74 \text{ KN/m}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,49 = 1,15 \geq 1,05$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,49}{2} M_0 = 0,57M_0$$

$$M_G = 0,5M_0$$

$$M_D = 0,4M_0$$

$$M_t = 0,7M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$0,7M_0 + \frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \geq 1,15M_0$$

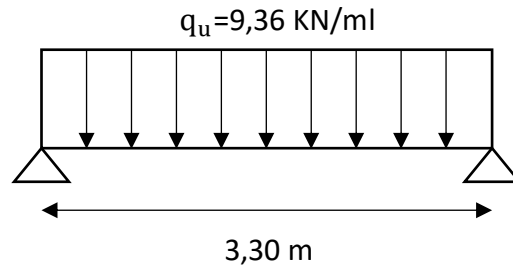
$$1,15M_0 \leq 1,15M_0 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$M_G = 0,5M_0 = 0,5 \times 14,74 = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4M_0 = 0,4 \times 14,74 = 5,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,7M_0 = 0,7 \times 14,74 = 10,32 \text{ KN.m}$$

Travée 3 :



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,36 \times 3,3^2}{8}$$

$$M_0 = 12,74 \text{ KN.m}$$

$$1+0,3\alpha = 1+0,3 \times 0,49 = 1,15 \geq 1,05$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3 \times 0,49}{2} M_0 = 0,57 M_0$$

$$M_G = 0,4 M_0$$

$$M_D = 0,5 M_0$$

$$M_t = 0,7 M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

$$0,7 M_0 + \frac{0,4 M_0 + 0,5 M_0}{2} \geq 1,15 M_0$$

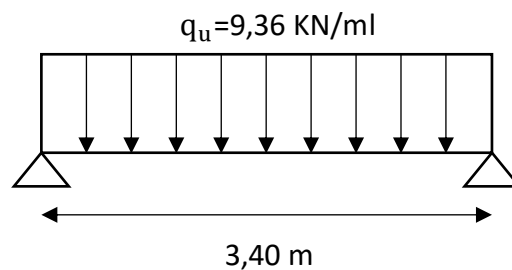
$$1,15 M_0 \leq 1,15 M_0 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$M_G = 0,4 M_0 = 0,4 \times 12,74 = 5,09 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 M_0 = 0,5 \times 12,74 = 6,37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,7 M_0 = 0,85 \times 12,74 = 8,92 \text{ KN.m}$$

Travée 4 :



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,36 \times 3,4^2}{8}$$

$$M_0 = 13,53 \text{ KN.m}$$

$$1+0,3\alpha = 1+0,3 \times 0,49 = 1,15 \geq 1,05$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,48}{2} M_0 = 0,67M_0$$

$$M_G = 0,5M_0$$

$$M_D = 0,2M_0$$

$$M_t = 0,7M_0$$

$$M_t + \frac{M_G+M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$0,7M_0 + \frac{0,5M_0+0,2M_0}{2} \geq 1,15M_0$$

$$1,05M_0 \leq 1,15M_0 \quad \text{Condition non vérifier}$$

Alors on augmente M_t

$$M_G = 0,5M_0 = 0,5 \times 13,53 = 6,77 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_0 = 0,2 \times 13,53 = 2,71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 0,8 \times 13,53 = 10,82 \text{ KN.m}$$

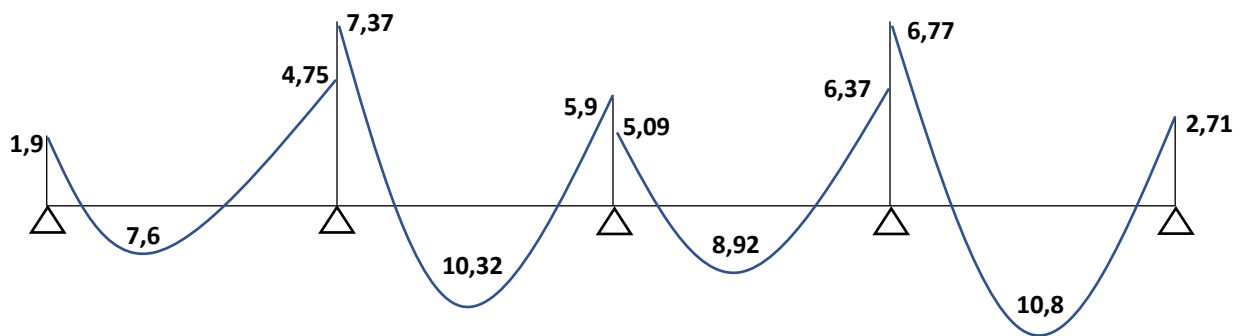


Figure III.1:Diagramme des moments fléchissant ultimes trouvés

Le diagramme des moments fléchissant à partir de logiciel SAP2000 :

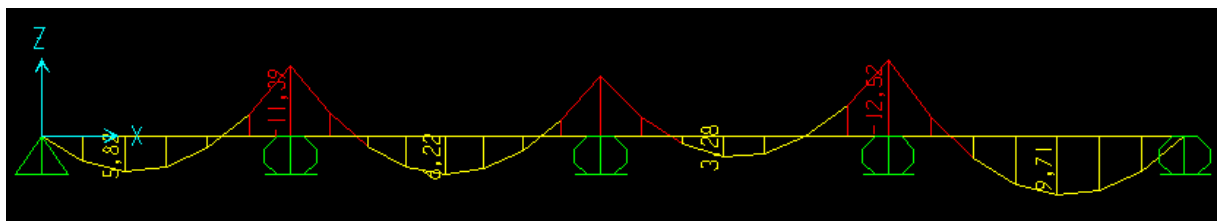


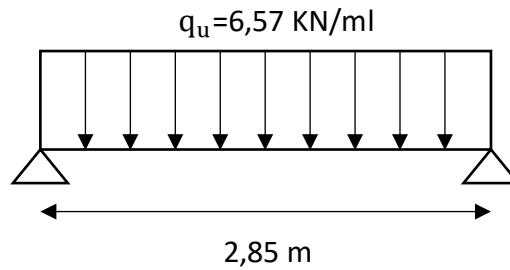
Figure III.2:Diagramme des moments fléchissant ultimes par le SAP2000

ELS:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5,31+5}$$

$$\alpha = 0,49$$

Travée 1 :



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,57 \times 2,85^2}{8}$$

$$M_0 = 6,67 \text{ KN.m}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,49 = 1,15 \geq 1,05$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,49}{2} M_0 = 0,67 M_0$$

$$M_G = 0,2 M_0$$

$$M_D = 0,5 M_0$$

$$M_t = 0,7 M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

$$0,7 M_0 + \frac{0,2 M_0 + 0,5 M_0}{2} \geq 1,15 M_0$$

$$1,05 M_0 \leq 1,15 M_0 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

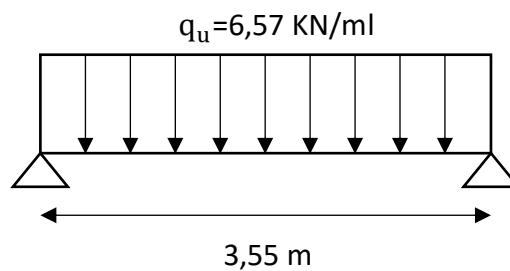
Alors on augmente M_t

$$M_G = 0,2 M_0 = 0,2 \times 6,67 = 1,33 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 M_0 = 0,5 \times 6,80 = 3,33 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 6,80 = 5,67 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,55^2}{8}$$

$$M_0 = 10,35 \text{ KN.m}$$

$$1+0,3\alpha=1+0,3\times0,49=1,15 \geq 1,05$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3\times0,49}{2} M_0 = 0,57M_0$$

$$M_G = 0,5M_0$$

$$M_D = 0,4M_0$$

$$M_t = 0,7M_0$$

$$M_t + \frac{M_G+M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$0,7M_0 + \frac{0,5M_0+0,4M_0}{2} \geq 1,15M_0$$

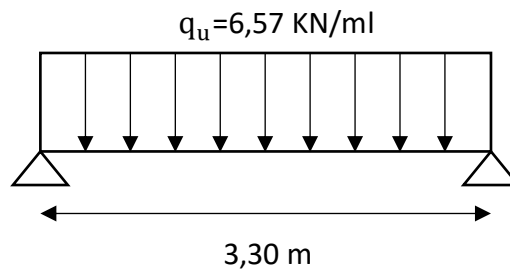
$$1,15M_0 \leq 1,15M_0 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$M_G = 0,5M_0 = 0,5 \times 10,35 = 5,18 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4M_0 = 0,4 \times 10,35 = 4,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,7M_0 = 0,7 \times 10,35 = 7,25 \text{ KN.m}$$

Travée 3 :



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,3^2}{8}$$

$$\mathbf{M_0 = 8,94 \text{ KN/m}}$$

$$1+0,3\alpha=1+0,3\times0,49=1,15 \geq 1,05$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3\times0,49}{2} M_0 = 0,57M_0$$

$$M_G = 0,4M_0$$

$$M_D = 0,5M_0$$

$$M_t = 0,7M_0$$

$$M_t + \frac{M_G+M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$0,7M_0 + \frac{0,4M_0+0,5M_0}{2} \geq 1,15 M_0$$

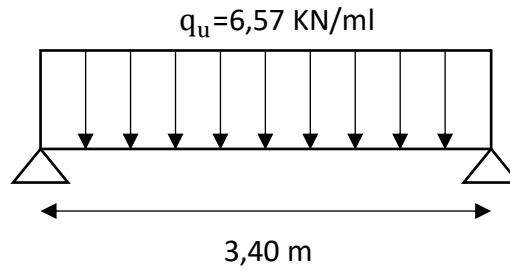
$$1,15M_0 \leq 1,15 M_0 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$M_G = 0,4M_0 = 0,4 \times 8,94 = 3,58 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5M_0 = 0,5 \times 8,94 = 4,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,7M_0 = 0,85 \times 8,94 = 6,26 \text{ KN.m}$$

Travée 4 :



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,4^2}{8}$$

$$M_0 = 9,49 \text{ KN.m}$$

$$1+0,3\alpha = 1+0,3 \times 0,49 = 1,15 \geq 1,05$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,49}{2} M_0 = 0,67M_0$$

$$M_G = 0,5M_0$$

$$M_D = 0,2M_0$$

$$M_t = 0,7M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$0,7M_0 + \frac{0,5M_0 + 0,2M_0}{2} \geq 1,15M_0$$

$$1,05M_0 \leq 1,15M_0 \quad \text{Condition non vérifier}$$

Alors on augmente M_t

$$M_G = 0,5M_0 = 0,5 \times 9,49 = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_0 = 0,2 \times 9,49 = 1,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 9,49 = 8,07 \text{ KN.m}$$

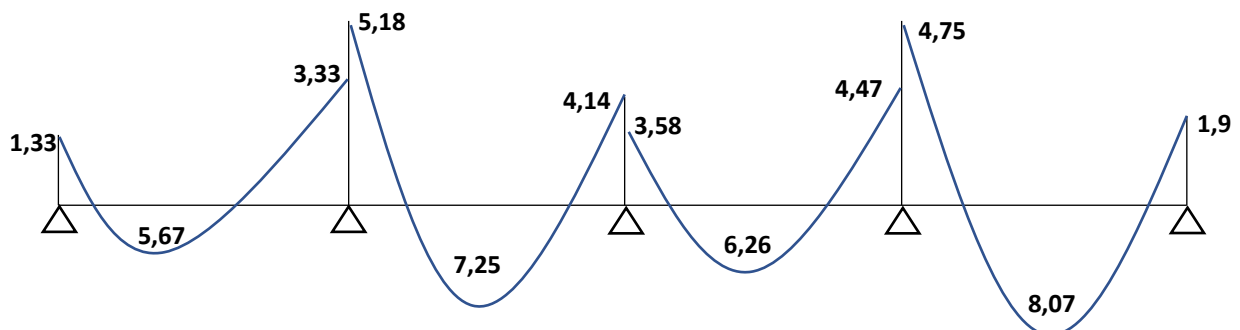


Figure III.3: Diagramme des moments fléchissant de service trouvé

Le diagramme des moments fléchissant à partir de logiciel SAP2000 :

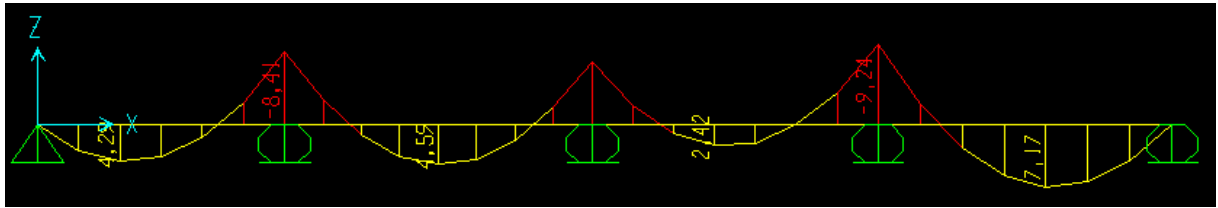


Figure III.4:Diagramme des moments de service trouvés par le SAP2000.

➤ Calcul des efforts tranchants :

ELU :

Travée 1 :

$$V_{01} = \frac{q_u l}{2} = \frac{9,36 \times 2,85}{2} = 13,34 \text{ KN}$$

$$-1,1 V_{01} = -1,1 \times 13,34 = -14,67 \text{ KN}$$

Travée 2 :

$$-V_{02} = -\frac{q_u l}{2} = -\frac{9,36 \times 3,55}{2} = -16,61 \text{ KN}$$

$$1,1 V_{02} = 1,1 \times 16,61 = 18,27 \text{ KN}$$

Travée 3 :

$$V_{03} = \frac{q_u l}{2} = \frac{9,36 \times 3,3}{2} = 15,44 \text{ KN}$$

$$-1,1 V_{02} = -1,1 \times 15,44 = -16,98 \text{ KN}$$

Travée 4 :

$$-V_{04} = -\frac{q_u l}{2} = -\frac{9,36 \times 3,4}{2} = -15,91 \text{ KN}$$

$$1,1 V_{02} = 1,1 \times 15,91 = 17,50 \text{ KN}$$

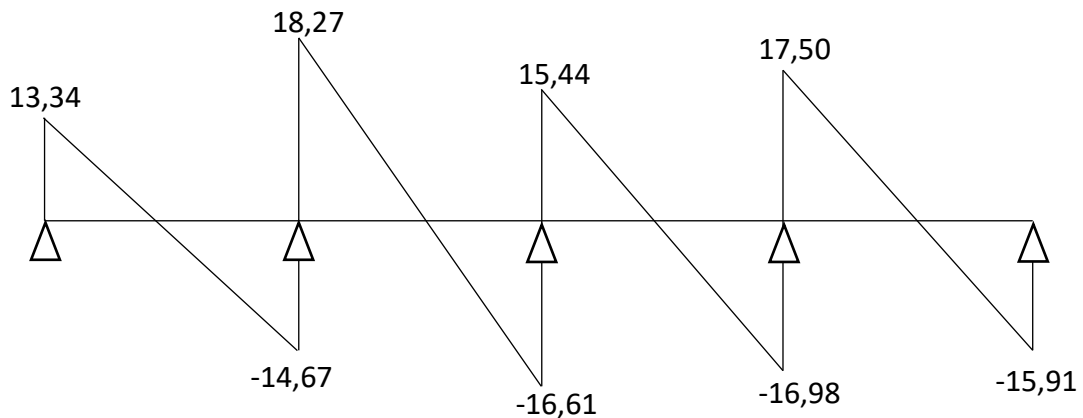


Figure III.5:Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés.

Les diagrammes des efforts tranchants à partir de logiciel SAP2000 :

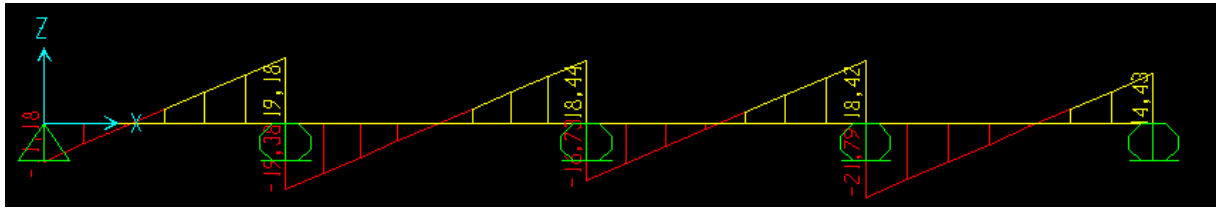


Figure III.6:Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés par le SAP2000

ELS:

Travée 1:

$$V_{01} = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{6,57 \times 2,85}{2} = 9,36 \text{ KN}$$

$$-1,1 V_{01} = -1,1 \times 9,36 = -10,30 \text{ KN}$$

Travée 2 :

$$-V_{02} = -\frac{q_{ul}}{2} = -\frac{6,57 \times 3,55}{2} = -11,66 \text{ KN}$$

$$1,1 V_{02} = 1,1 \times 11,66 = 12,83 \text{ KN}$$

Travée 3:

$$V_{03} = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{6,57 \times 3,3}{2} = 10,84 \text{ KN}$$

$$-1,1 V_{02} = -1,1 \times 10,84 = -11,92 \text{ KN}$$

Travée 4 :

$$-V_{04} = -\frac{q_{ul}}{2} = -\frac{6,57 \times 3,4}{2} = -11,17 \text{ KN}$$

$$1,1 V_{02} = 1,1 \times 11,17 = 12,29 \text{ KN}$$

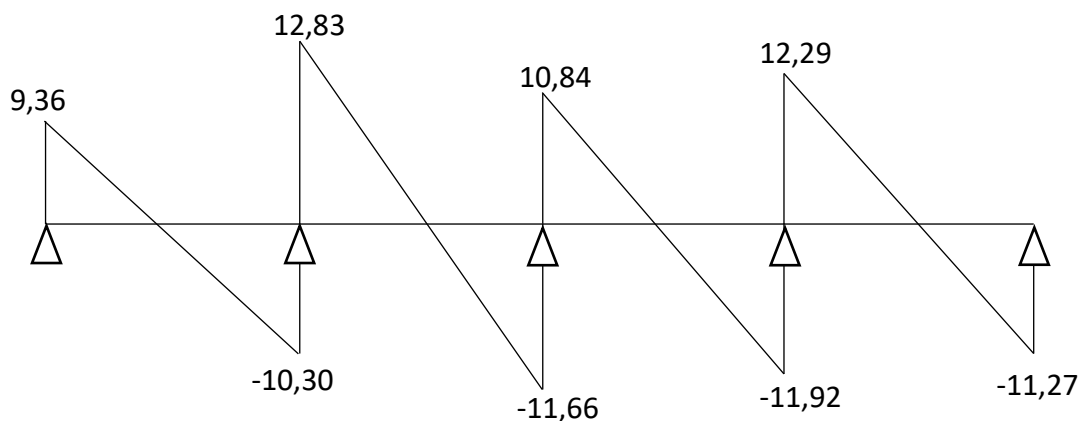


Figure III.7: Diagramme des efforts tranchants de service trouvés

Les diagrammes des efforts tranchants à partir de logiciel SAP2000 :

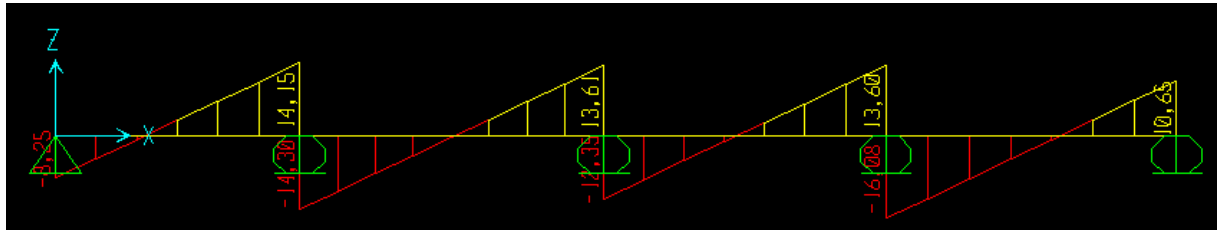


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP2000

Les résultats des efforts interne des poutrelles par le SAP2000 à L'ELU et L'ELS sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.3:différents efforts à l'ELU

| Plancher | Type | M_{ap} [KN. m] | M_t [KN. m] | T [KN] |
|--|--|------------------|---------------|--------|
| RDC | Type 1 | 15,61 | 9,88 | 23,30 |
| | Type 2 | 12,92 | 8,67 | 21,49 |
| | Type 3 | 12,52 | 9,71 | 21,79 |
| | Type 5 | 12,35 | 9,78 | 21,74 |
| Etage courant (1 ^{er} au 3 ^{ème}) | Type 1 | 12,03 | 7,62 | 17,97 |
| | Type 2 (2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages) | 9,96 | 6,68 | 16,57 |
| | Type 3 | 9,65 | 7,49 | 16,8 |
| | Type 4 (1 ^{er} étage) | 9,09 | 5,77 | 14,72 |
| | Type 5 | 9,52 | 7,54 | 16,76 |
| Etage courant du 4 ^{ème} au 9 ^{ème} étage | Type 1 | 10,61 | 6,72 | 15,84 |
| | Type 2 | 8,78 | 5,92 | 14,61 |
| | Type 3 | 8,51 | 6,60 | 14,82 |
| | Type 5 | 8,40 | 6,65 | 14,78 |
| Terrasse inaccessible | Type 1 | 11,77 | 7,45 | 17,57 |
| | Type 2 | 9,74 | 6,54 | 16,21 |
| | Type 4 | 8,87 | 5,62 | 14,35 |
| | Type 5 | 9,32 | 7,38 | 16,4 |
| | Type 6 | 9,14 | 5,36 | 15,26 |
| Terrasse accessible | Type 7 | 0 | 10,25 | 12,31 |

Tableau III.4:différents efforts à l'ELS

| Plancher | Type | M_{ap} [KN. m] | M_t [KN. m] | T[KN] |
|---|---|------------------|---------------|-------|
| RDC | Type 1 | 11,52 | 7,29 | 17,2 |
| | Type 2 | 9,54 | 6,4 | 15,86 |
| | Type 3 | 9,24 | 7,14 | 16,08 |
| | Type 5 | 9,12 | 7,22 | 16,05 |
| Etage courant (1 ^{er} au 3 ^{ème}) | Type 1 | 9,15 | 5,79 | 13,66 |
| | Type 2 (2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages) | 7,57 | 5,08 | 12,59 |
| | Type 3 | 7,34 | 5,69 | 12,77 |
| | Type 4(1 ^{er} étage) | 6,62 | 4,2 | 10,72 |
| Etage courant du 4 ^{ème} au 9 ^{ème} étage | Type 1 | 8,19 | 5,19 | 12,23 |
| | Type 2 | 6,78 | 4,55 | 11,28 |
| | Type 3 | 6,57 | 5,1 | 11,44 |
| | Type 5 | 6,49 | 5,14 | 11,41 |
| Terrasse inaccessible | Type 1 | 9,1 | 5,76 | 13,59 |
| | Type 2 | 7,54 | 5,05 | 12,53 |
| | Type 4 | 6,58 | 4,18 | 10,65 |
| | Type 5 | 7,21 | 5,71 | 12,68 |
| Terrasse accessible | Type 6 | 7,07 | 4,14 | 11,8 |
| | Type 7 | 0 | 7,92 | 9,51 |

III.2.4 CALCUL DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES :

D'après la C.B.A.93 :

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

Pour le calcul de ferrailage, on prend le moment maximal.

III.2.4.1 FERRAILLAGE LONGITUDINALE :

ELU :

➤ En travée :

$$M_{\max} = 9,88 \text{ KN. m} = 0,00988 \text{ MN. m}$$

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

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

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,21 = 0,189 \text{ m}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$$M_t = 0,075 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 0,00988 \leq M_t = 0,075 \text{ MN.m}$$

Section rectangulaire fictive $b \times h$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,00988}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,03$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03})$$

$$\alpha = 0,038$$

- Bras de levier :

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

$$Z = 0,189 \times (1 - 0,4 \times 0,038)$$

$$Z = 0,186 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,00988}{0,186 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_{st} = 1,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,52 \text{ cm}^2$$

Choix : **3T12 = 3,39 cm²**

Condition de non fragilité

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow 3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifier}$$

➤ En appui :

$$M_{\max} = 15,61 \text{ KN.m} = 0,01561 \text{ MN.m}$$

Section rectangulaire $b_0 \times h$

- Moment ultime réduit :+

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{0,01561}{0,12 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,257$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,257})$$

$$\alpha = 0,379$$

- Bras de levier :

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

$$Z = 0,189 \times (1 - 0,4 \times 0,379)$$

$$Z = 0.160 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,01561}{0,160 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_{st} = 2,80 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,80 \text{ cm}^2$$

Choix : **4T12 = 4,52 cm²**

- Condition de non fragilité

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifier}$$

ELS :

➤ En travée :

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{3,39}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 18,9 \times 3,39}{15 \times 3,39^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4,71 \text{ cm}$$

$$X = 4,71 \text{ cm} \leq h_0 = 5 \text{ cm}$$

Axe neutre dans la table

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = 65 \times \frac{4,71^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18,9 - 4,71)^2$$

$$I = 12502,85 \text{ cm}^4$$

$$M_s = 7,29 \text{ KN.m}$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,00729 \times 4,71 \times 10^{-2}}{12502,85 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2,75 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,00729 \times (0,189 - 4,71 \times 10^{-2})}{12502,85 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 124,11 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissible :

Béton :

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

Acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,67; 201,63) \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ En appui :

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b_0} \left(\sqrt{1 + \frac{2b_0 d A_{st}}{n A_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{4,52}{12} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 12 \times 18,9 \times 4,52}{15 \times 4,52^2}} - 1 \right)$$

$$X = 10,02 \text{ cm}$$

$$X = 10,02 \text{ cm} \geq h_0 = 5 \text{ cm}$$

Axe neutre dans la nervure

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3} \right) (X - h_0)^3 + n A_{st} (d - X)^2$$

$$I = 65 \times \frac{10,02^3}{3} - \left(\frac{65-12}{3} \right) (10,02 - 5)^3 + 15 \times 4,52 \times (18,9 - 10,02)^2$$

$$I = 24908,32 \text{ cm}^4$$

$$M_s = 11,52 \text{ KN.m}$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,01152 \times 10,02 \times 10^{-2}}{24908,32 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 4,63 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,01152 \times (0,189 - 10,02 \times 10^{-2})}{24908,32 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 61,60 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissible :

Béton :

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,67; 201,63) \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifier}$$

- Section minimale :

D'après le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,5\%(bh_0 + b_0(h - h_0))$$

$$A_{\min} = 0,5\%(0,65 \times 0,05 + 0,12 \times (0,21 - 0,05))$$

$$A_{\min} = 2,585 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\%(bh_0 + b_0(h - h_0))$$

$$A_{\max} = 4\%(0,65 \times 0,05 + 0,12 \times (0,21 - 0,05))$$

$$A_{\max} = 20,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_{st \text{ travée}} + A_{sa \text{ appui}} \leq A_{\max}$$

$$A_{\min} = 2,585 \text{ cm}^2 \leq 3,39 + 4,52 \leq A_{\max} = 20,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,585 \text{ cm}^2 \leq 7,91 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} = 20,68 \text{ cm}^2$$

III.2.4.2 FERRAILLAGE TRANSVERSALES :

- Vérification au cisaillement :

$$T_{u\max} = 23,30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{23,30 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,189} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min (2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \text{ Condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

➤ Vérification au glissement :

$$T_{\text{umax}} - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

Avec : ($M_u = 9,88 \text{ KN.m}$ et $T_{\text{umax}} = 23,30 \text{ KN}$)

$$23,30 - \frac{9,88}{0,9 \times 0,189} \leq 0$$

$-34,78 \leq 0$ Condition vérifier

➤ Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{\text{admissible}}$$

Avec :

$$f_{\text{admissible}} = \frac{L}{100} + 0,5$$

$$L = 3,8 \text{ m} \rightarrow f_{\text{admissible}} = 0,538 \text{ m}$$

Calcul de f :

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

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} \times 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 5,02 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

Avec :

$$\varphi = \frac{A_{\text{st}}}{b_0 d} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189}$$

$$\varphi = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,015 \left(2 + 3 \frac{0,12}{0,65} \right)}$$

$$\lambda_i = 0,82$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \varphi \sigma_{\text{st}} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times \frac{400}{1,15} + 2,1}$$

$$\mu = 0,84$$

$$I_{\text{fi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{\text{fi}} = \frac{1,1 \times 5,02 \times 10^{-4}}{1 + 0,82 \times 0,84}$$

$$I_{\text{fi}} = 3,27 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i I_{fi}} = \frac{0,00729}{32164,195 \times 3,27 \times 10^{-4}} = 6,93 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

Donc la flèche :

$$f = \frac{L}{10} \frac{1}{\gamma} = \frac{3,8^2}{10} \times 6,93 \times 10^{-4}$$

$$f = 10^{-3} \text{ m} \leq f_{\text{admissible}} = 0,538 \text{ m} \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ Détermination du diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right)$$

$$\phi_t \leq \min (0,6; 1,2; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

➤ Calcul d'espacement des cadres :

D'après RPA99V2003

Zone nodale

$$S_t' \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{lmin}}; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t' \leq \min \left(\frac{21}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t' \leq \min (5,25; 14,4; 30 \text{ cm})$$

$$\text{On prend : } S_t' = 5 \text{ cm}$$

$$L = 2h = 2 \times 21 = 42 \text{ cm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

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

➤ Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera

$$A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,57 \times 400}{0,12 \times 10} \geq \max \left(\frac{0,189}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$1,9 \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ Ancrage des barres :

Contrainte limite d'adhérence :

$$\tau_s = 0,6(x)^2 f_{t28}$$

Avec :

x : coefficient de scellement égale à 1.5 (pour les armatures hautes adhérence)

f_{t28} : la résistance à la traction

$$\tau_s = 0,6(1,5)^2 \times 2,1$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_s}$$

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835}$$

$$L_s = 42,33 \text{ cm}$$

On adopte un crochet à $\Theta=90^\circ$ ($\alpha=1,87$ et $\beta=2,19$)

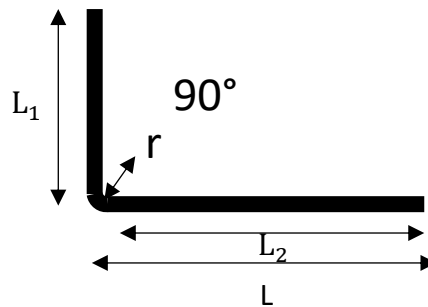


Figure III. 9: Ancrage

Calcul des longueurs rectilignes L_1 et L_2

$$L_1 = 10\emptyset = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec :

$$r = 5,5\emptyset = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

$$L_2 = 42,33 - 1,87 \times 12 - 2,19 \times 6,6$$

$$L_2 = 5,436 \text{ cm}$$

Calcul de la longueur totale :

L : entre axe des poutrelles

$$L = L_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$$

$$L = 5,436 + 6,6 + \frac{1,2}{2}$$

$$L = 12,636 \text{ cm}$$

Tableau III.5:récapitulatif de l'ancrage des armatures

| \emptyset [mm] | τ_s [MPa] | L_s [cm] | L_1 [cm] | r [cm] | L_2 [cm] | L [cm] |
|------------------|----------------|------------|------------|----------|------------|----------|
| 12 | 2,835 | 42,33 | 12 | 6,6 | 5,436 | 12,636 |

III.2.4.3 FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

D'après le règlement du CBA

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm, elle est armée par treillis soudé d'un diamètre qui doit respecter les conditions suivantes :

- ❖ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- ❖ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures

$$A_1 > \frac{4L}{f_e} \text{ Avec } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Avec :

- L_1 : Distance entre axes des poutrelles
- A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)
- A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

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

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

$$A_1 > 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 6\phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67$$

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

Pour les armatures parallèles aux nervures

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

Alors, on adopte un treillis soudé de $3\phi 5$ et un espacement de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

Les résultats des calculs du ferrailage longitudinale et transversale sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.6:récapitulatif du ferrailage des poutrelles

| Niveau | Poutrelles | Armatures longitudinales [cm ²] | | | | A _T [cm ²] | T.S |
|---|------------|---|-------|---|-----------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| | | A _{st} calculé [cm ²] | | A _{st} choisie[cm ²] | | | |
| | | Travée | Appui | Travée | Appui | | |
| RDC | Type 1 | 1,52 | 2,80 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | Ø _t 6 mm | Ø5 15×15 [cm ²] |
| | Type 2 | 1,31 | 2,18 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 3 | 1,47 | 2,12 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 5 | 1,48 | 2,09 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| Étage courant (1 ^{er} au 3 ^{ème}) | Type 1 | 1,15 | 2,03 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 2 | 1,01 | 1,68 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 3 | 1,13 | 1,63 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 4 | 0,87 | 1,54 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 5 | 1,14 | 1,61 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| Étage courant du 4 ^{ème} au 9 ^{ème} étage | Type 1 | 1,01 | 1,79 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 2 | 0,89 | 1,48 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 3 | 0,99 | 1,44 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 5 | 1,01 | 1,42 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| Terrasse inaccessible | Type 1 | 1,13 | 1,99 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 2 | 0,99 | 1,65 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 4 | 0,85 | 1,50 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 5 | 1,12 | 1,58 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| | Type 6 | 0,81 | 1,55 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |
| Terrasse accessible | Type 7 | 1,55 | 0 | 3T12=3,39 | 4T12=4,52 | | |

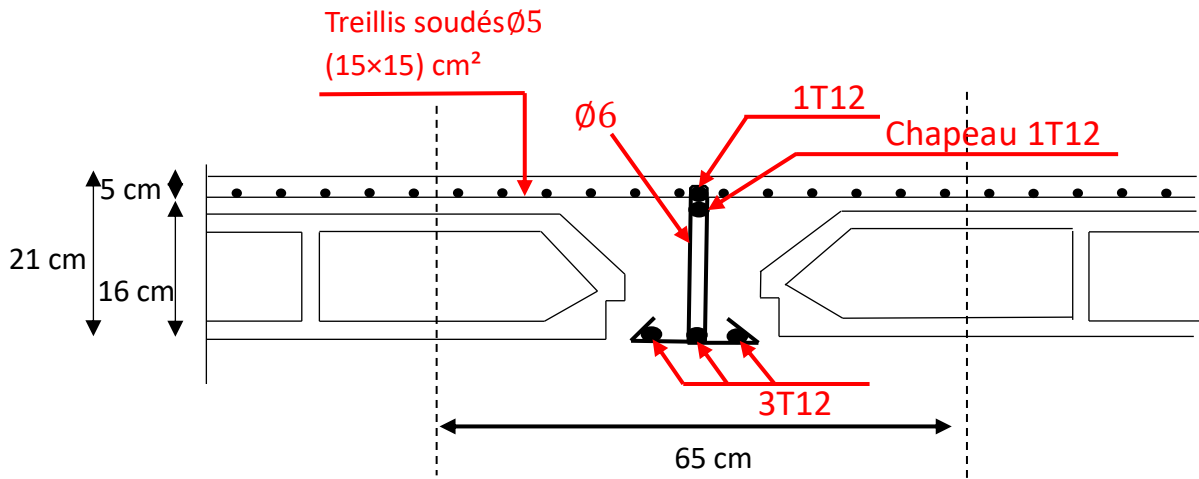


Figure III.10: ferrailage de poutrelle en appui

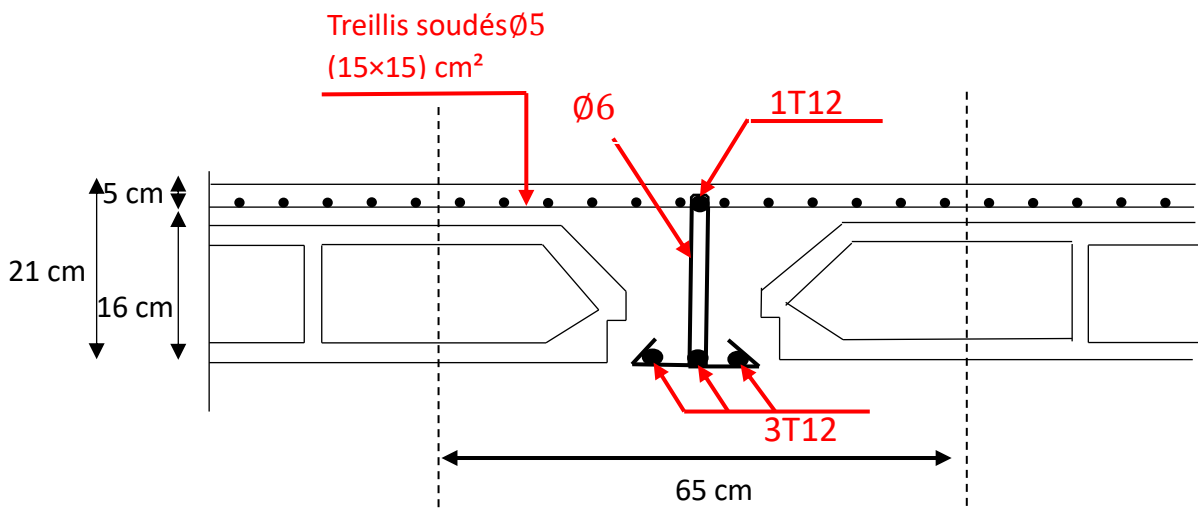


Figure III.11: ferrailage de poutrelle en travée

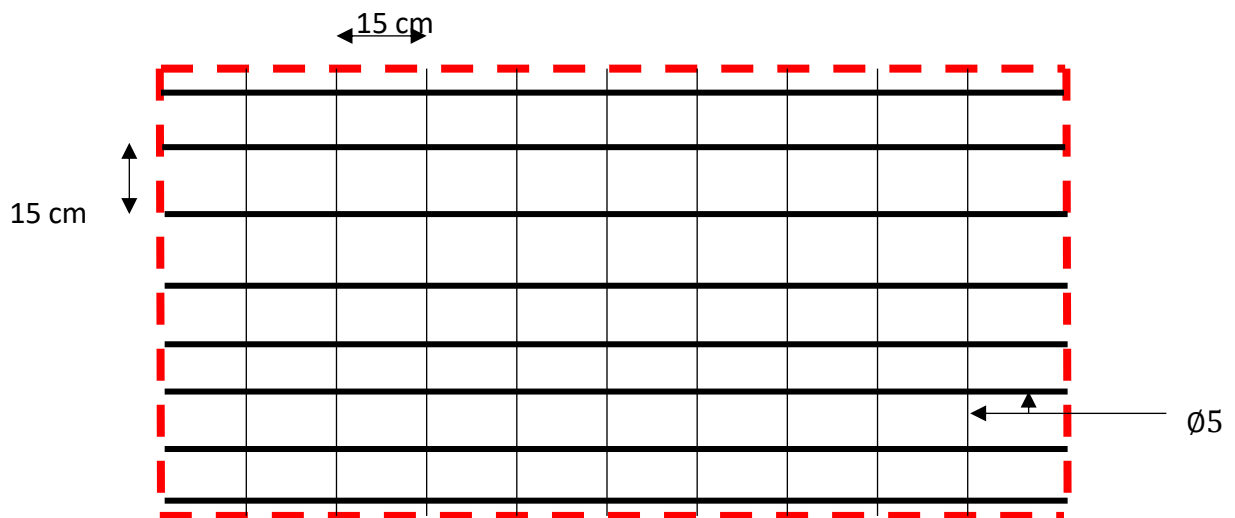


Figure III.12: Treillis soudés (15x15) cm²

III.3 ETUDE DE L'ASCENSEUR :

III.3.1 INTRODUCTION :

Un ascenseur est un dispositif de transport vertical assurant le déplacement en hauteur. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

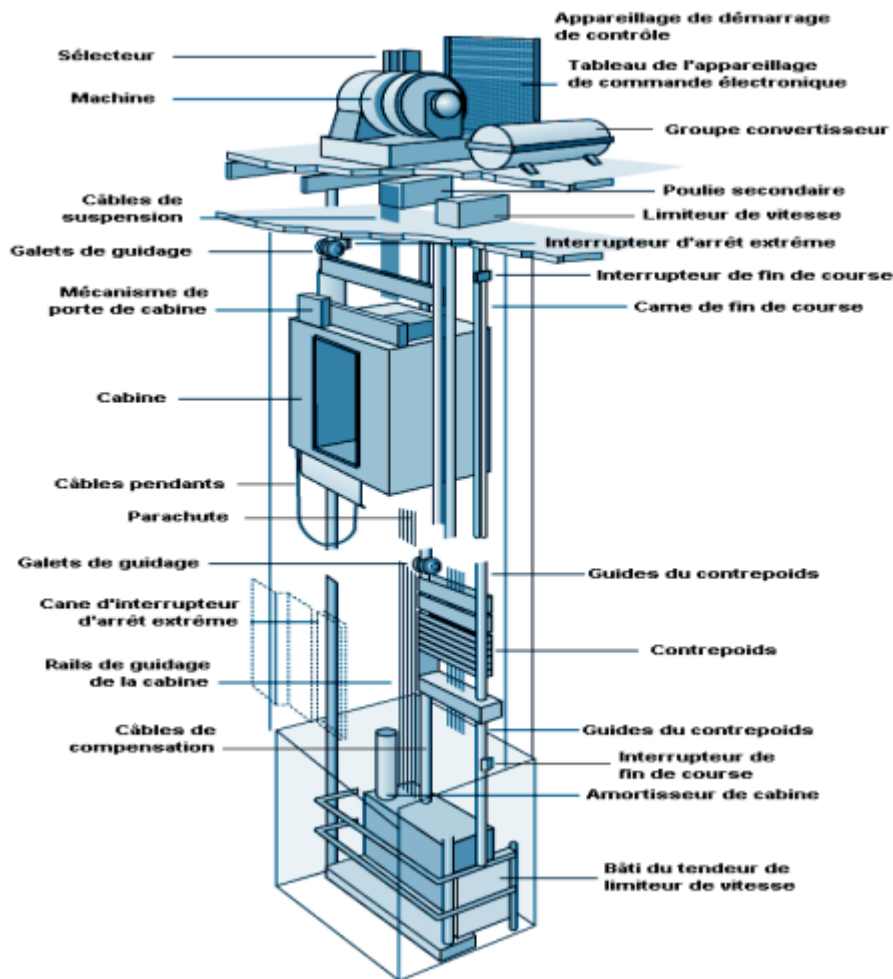


Figure III.13:Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

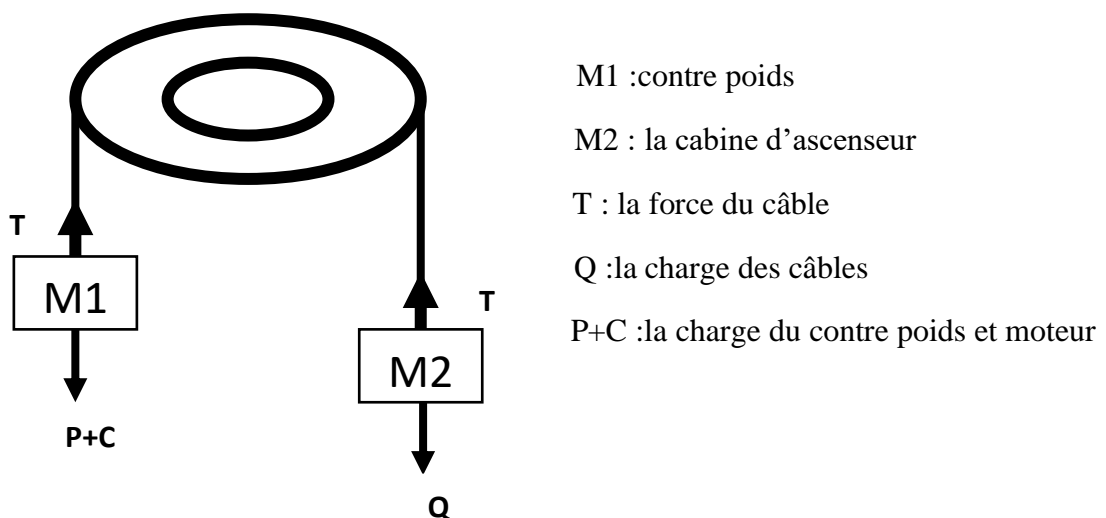


Figure III.14:Schéma statique et concept d'ascenseur

III.3.2 CHARGES ET SURCHARGES SUPPORTEES PAR LA DALLE :

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

III.3.3 CHARGES ET SURCHARGES DE LA DALLE :

D'après le **Tableau II.8 chapitre II**

Charges permanentes $G = 6,36 \text{ KN/m}^2$

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

- **Combinaisons des charges de la dalle**

ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 6,36 + 1,5 \times 1 = 10,086 \text{ KN/m}^2$

ELS: $q_s = G + Q = 6,36 + 1 = 7,6 \text{ KN/m}^2$

III.3.4 CHARGE ET SURCHARGE DE LA MACHINE :

Tableau III.7: Les Dimensions d'ascenseur

| | Dimensions d'ascenseur [m] |
|--------------------------|----------------------------|
| Largeur | 1,50 |
| Hauteur | 2,10 |
| Profondeur | 1,10 |
| Largeur du passage libre | 0,80 |
| Hauteur du passage libre | 2,00 |

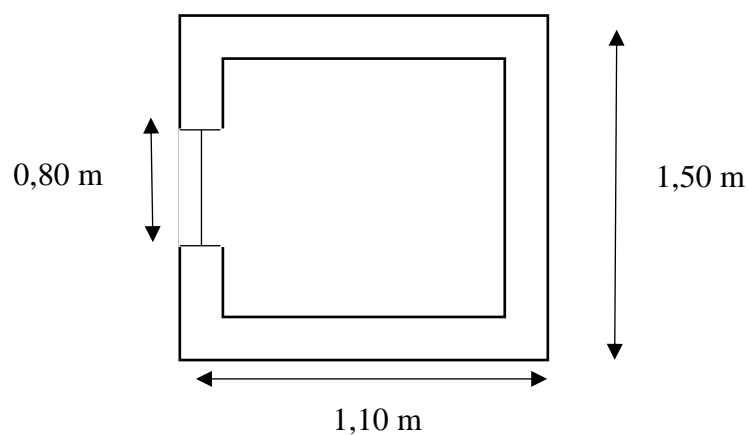


Figure III.15: dimensions d'ascenseur

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h = 20 \text{ cm}$

- La cabine à une capacité de six personnes, donc la charge nominale Q donnée par une valeur de 480 Kg, une moyenne de 78,75 Kg pour une personne.
- Poids de la cabine vide = 600 Kg

- Le contre poids est calculé comme suit :

$$P (\text{contre poids}) = P (\text{cabine vide}) + \frac{Q}{2}$$

$$P (\text{contre poids}) = 600 + \frac{480}{2} = 840 \text{ Kg}$$

- Le poids mort totale (treuil +moteur)

$$P_m = 1200 \text{ Kg}$$

- Le poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

L : longueur de câble (33,36 m)

m : masse linéaire du câble

n : nombre de câble (2 câbles)

$$\frac{D_{\text{poulie}}}{d_{\text{cable}}} = 45 \rightarrow \frac{500}{d_{\text{cable}}} = 45$$

$$d_{\text{cable}} = 11,11 \text{ mm}$$

$$m = 0,512 \text{ Kg/m}$$

$$M_g = 0,512 \times 33,36 \times 2 = 34,16 \text{ Kg}$$

- Poids de l'accessoire = 80 Kg

- Poids de parachute = 100 Kg

- La charge permanente :

$$G = 600 + 34,16 + 80 + 100 + 840 + 1200$$

$$G = 2854,16 \text{ Kg}$$

$$G = 28,54 \text{ KN/ml}$$

- La charge d'exploitation :

$$Q = 480 \text{ Kg}$$

$$Q = 4,8 \text{ KN/ml}$$

- Combinaisons des charges :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q = 45,73 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 33,34 \text{ KN.m}$$

III.3.5 MOMENT FLECHISSANT

III.3.5.1 SOUS LA CHARGE REPARTIE :

D'après C.B.A.9 :

Avec : ($L_x = 2,9 \text{ m}$), ($L_y = 3,5 \text{ m}$)

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

→ La dalle travaille dans les deux sens

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ($\alpha = 0,83$), on adopte

| α | ELU ($v = 0$) | | ELS ($v = 0,2$) | |
|----------|-----------------|---------|-------------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.83 | 0,0528 | 0,6494 | 0,0596 | 0,7518 |

ELU ($v = 0$) :

$$M_x = 0,0528 \times 10,086 \times 2,9^2 = 4,479 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4,479 \times 0,6494 = 2,909 \text{ KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 4,479 = 3,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 2,909 = 2,47 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax} = 0,3M_x = 0,3 \times 4,479 = 1,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 0,3 \times 2,909 = 0,87 \text{ KN.m}$$

ELS ($v = 0,2$):

$$M_x = 0,0596 \times 7,6 \times 2,9^2 = 3,809 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,7518 \times 3,809 = 2,864 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 \times 3,809 = 3,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 2,864 = 2,43 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax} = 0,3 \times 3,809 = 1,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times 2,864 = 0,86 \text{ KN.m}$$

III.3.5.2 VERIFICATION DE LA DALLE D'ASCENSEUR AU POINÇONNEMENT :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur, chaque appui prend (1/4) de la charge totale.

$$q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{45,73}{4} = 11,433 \text{ KN/m}$$

Selon BAEL 91 modifier 99

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

La dalle portante dans 2 sens

Si la charge est directement appliquée sur la dalle

u et v : dimension d'impact

$$u = v = 10 \text{ cm}$$

$$U_0 = u + h_0$$

$$V = v + h_0$$

$$U_0 = 10 + 20 = 30 \text{ cm} = 0,3 \text{ m}$$

$$V = 10 + 20 = 30 \text{ cm} = 0,3 \text{ m}$$

$$\mu_c = (U_0 + V_0) \times 2 = 120 \text{ cm} = 1,2 \text{ m}$$

$$q_u \leq 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times \frac{25}{1,5}$$

$$11,415 \text{ KN} \leq 180 \text{ KN}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.3.5.3 SOUS LA CHARGE CONCENTREE :

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise la méthode de PIGEAU qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

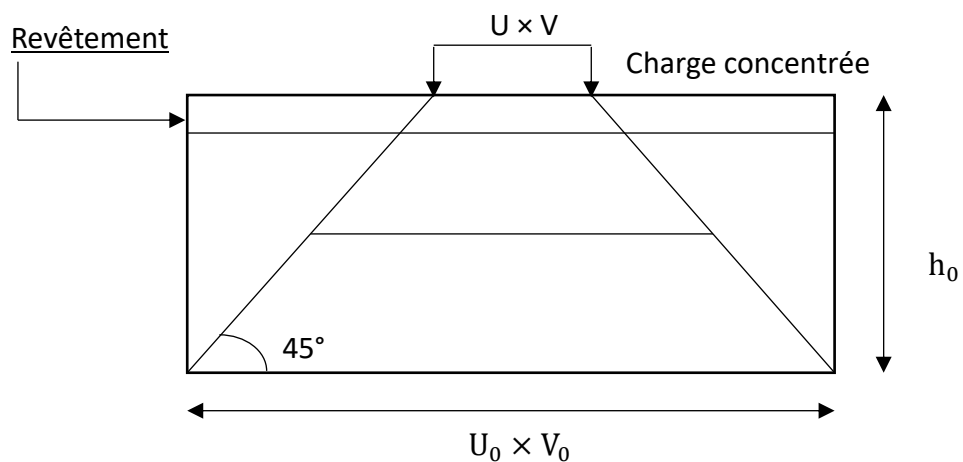


Figure III.16: Zone d'impact.

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

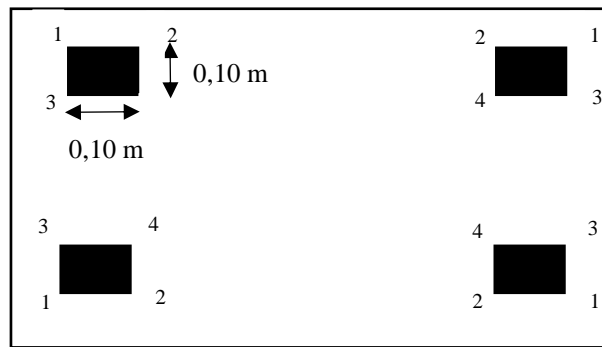
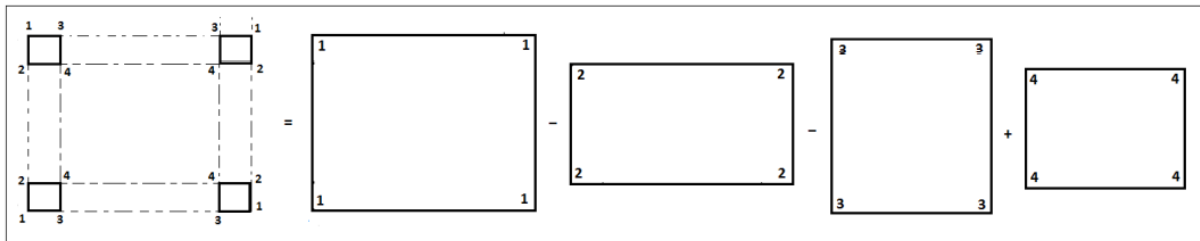


Figure III.17: Dimension de la charge concentrée



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

La valeur du moment fléchissant devient :

$$M_X = \frac{M_{X1} - M_{X2} - M_{X3} + M_{X4}}{4}$$

$$M_Y = \frac{M_{Y1} - M_{Y2} - M_{Y3} + M_{Y4}}{4}$$

EXEMPLE DE CALCUL :

On prend comme exemple de calcul **le panneau (1-1)**

ELU (v = 0) :

U = 1,30 m

V = 1,30 m

$h_{dalle} = 0,20$ m

$h_{revetement} = 0,05$ m

$P_u(\text{la machine}) = P'_u \times U V$

Avec :

$$P'_u = \frac{q_u}{S} = \frac{45,73}{4 \times 0,1 \times 0,1} = 1143,3 \text{ KN/m}$$

$$U_0 = U + h_{dalle} + 1,5 h_{revetement} \text{ (revêtement souple)}$$

$$U_0 = 1,3 + 0,2 + 1,5 \times 0,05$$

$$U_0 = 1,575 \text{ m}$$

$$V_0 = V + h_{dalle} + 1,5 h_{revetement} \text{ (revêtement souple)}$$

$$V_0 = 1,3 + 0,2 + 1,5 \times 0,05$$

$$V_0 = 1.575 \text{ m}$$

$$P_u(\text{la machine}) = 1143,3 \times 1,3 \times 1,3$$

$$P_u(\text{la machine}) = 1932,18 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,83 \rightarrow \text{on utilise l'abaque 4 pour déterminée les moments } (M_1 ; M_2)$$

$$- \frac{U_0}{l_x} = \frac{1,575}{2,9} = 0,54$$

$$- \frac{V_0}{l_y} = \frac{1,575}{3,5} = 0,45$$

$$\rightarrow M_1 = 10,5 \times 10^{-2}$$

$$\rightarrow M_2 = 7,5 \times 10^{-2}$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_u$$

$$M_x = 10,5 \times 10^{-2} \times 1932,18$$

$$M_x = 202,88 \text{ KN.m}$$

$$M_y = (\nu M_1 + M_2) P_u$$

$$M_y = 7,5 \times 10^{-2} \times 1932,18$$

$$M_y = 144,91 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.8:récapitulation des résultats

| Panneau | U[m] | V[m] | U ₀ [m] | V ₀ [m] | $\frac{U_0}{l_x}$ | $\frac{V_0}{l_y}$ |
|---------|------|------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| 1-1 | 1,3 | 1,3 | 1,575 | 1,575 | 0,54 | 0,45 |
| 2-2 | 1,1 | 1,3 | 1,375 | 1,575 | 0,47 | 0,45 |
| 3-3 | 1,3 | 1,1 | 1,575 | 1,375 | 0,54 | 0,39 |
| 4-4 | 1,1 | 1,1 | 1,375 | 1,375 | 0,47 | 0,39 |

Les résultats des moment isostatiques des rectangles sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.9:les moments des rectangles

| Panneau | M ₁ | M ₂ | ELU | | | ELS | | |
|---------|-----------------------|-----------------------|---------------------|----------------------------|----------------------------|---------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | | P _u [KN] | M _{xi} [KN. m] | M _{yi} [KN. m] | P _s [KN] | M _{xi} [KN. m] | M _{yi} [KN. m] |
| 1-1 | 10,5×10 ⁻² | 7,5×10 ⁻² | 1932,18 | 202,88 | 144,88 | 1408,62 | 147,91 | 105,65 |
| 2-2 | 11,2×10 ⁻² | 7,6×10 ⁻² | 1634,92 | 183,11 | 124,25 | 1191,11 | 133,49 | 90,59 |
| 3-3 | 10,8×10 ⁻² | 8,1×10 ⁻² | 1634,92 | 176,57 | 132,43 | 1191,11 | 128,73 | 96,54 |
| 4-4 | 11,5×10 ⁻² | 11,5×10 ⁻² | 1383,39 | 159,09 | 117,59 | 1008,54 | 115,98 | 85,73 |

ELU :

$$M'_{xu} = \frac{202,88 - 183,11 - 176,57 + 159,09}{4}$$

$$M'_{xu} = 0,5725 \text{ KN. m}$$

$$M'_{yu} = \frac{144,91 - 124,25 - 132,43 + 117,59}{4}$$

$$M'_{yu} = 1,455 \text{ KN. m}$$

ELS :

$$M'_{xs} = \frac{147,91 - 133,49 - 128,73 + 115,98}{4}$$

$$M'_{xs} = 0,4175 \text{ KN. m}$$

$$M'_{ys} = \frac{105,65 - 90,59 - 96,54 + 85,73}{4}$$

$$M'_{ys} = 1,0625 \text{ KN. m}$$

III.3.5.4 SUPERPOSITION DES MOMENTS FLECHISSANT :

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

ELU :

$$M_{XU} = M_{xu} + M'_{xu}$$

$$M_{XU} = 4,479 + 0,5725$$

$$M_{XU} = 5,0515 \text{ KN.m}$$

$$M_{YU} = M_{yu} + M'_{yu}$$

$$M_{YU} = 2,909 + 1,455$$

$$M_{YU} = 4,364 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{XS} = M_{xs} + M'_{xs}$$

$$M_{XS} = 3,809 + 0,4175$$

$$M_{XS} = 4,364 \text{ KN.m}$$

$$M_{YS} = M_{ys} + M'_{ys}$$

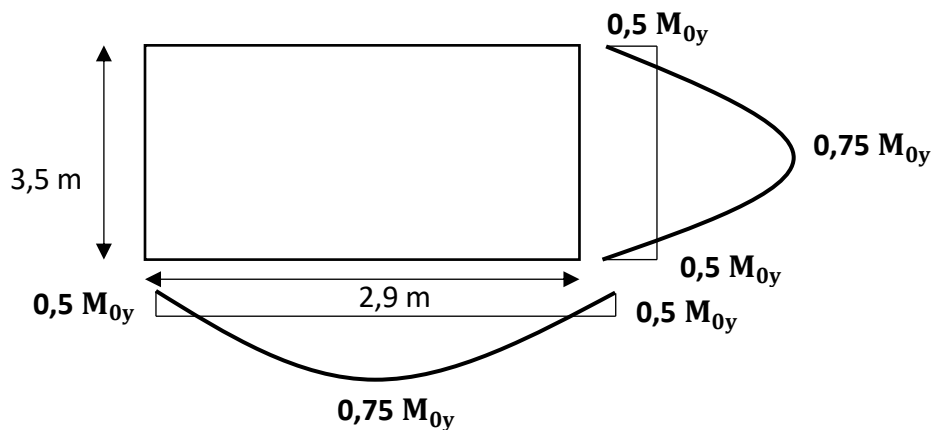
$$M_{YS} = 2,864 + 1,0625$$

$$M_{YS} = 3,9265 \text{ KN.m}$$

III.3.5.5 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT REELS :

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

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$$



ELU :

Sens (x-x) :

$$M_{XU} = 5,0515 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui :

$$M_d = 0,5 M_x = 0,5 \times 5,0515 = 2,53 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_x = (0,85 \times 5,0515) = 4,29 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la condition :

$$4,29 + \frac{2 \times 2,53}{2} = 6,82 \text{ KN.m} \geq 1,25 \times 5,0515 = 6,31 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifier.}$$

Sens (y-y) :

$$M_{XU} = 4,364 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui :

$$M_d = 0,5 M_x = 0,5 \times 4,364 = 2,18 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_x = (0,85 \times 4,364) = 3,71 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la condition :

$$3,71 + \frac{2 \times 2,18}{2} = 5,89 \text{ KN.m} \geq 1,25 \times 4,364 = 5,46 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifier.}$$

ELS :

Sens (x-x) :

$$M_{XU} = 4,2265 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui :

$$M_d = 0,5 M_x = 0,5 \times 4,2265 = 2,11 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_x = (0,85 \times 4,2265) = 3,59 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la condition :

$$3,59 + \frac{2 \times 2,11}{2} = 5,7 \text{ KN.m} \geq 1,25 \times 4,2265 = 5,28 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifier.}$$

Sens (y-y) :

$$M_{XU} = 3,9265 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui :

$$M_d = 0,5 M_x = 0,5 \times 3,9265 = 1,96 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_x = (0,85 \times 3,9265) = 3,34 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la condition :

$$3,34 + \frac{2 \times 1,96}{2} = 5,3 \text{ KN.m} \geq 1,25 \times 3,9265 = 4,91 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifier.}$$

Les résultats obtenus des moment fléchissant sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.10: Moment fléchissant de la dalle pleine.

| Sens | ELU | | ELS | |
|------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|
| | $M_{travée}$ [KN. m] | M_{appui} [KN. m] | $M_{travée}$ [KN. m] | M_{appui} [KN. m] |
| x-x | 4,29 | 2,53 | 3,59 | 2,11 |
| y-y | 3,71 | 2,18 | 3,34 | 1,96 |

III.3.6 FERRAILLAGE DE LA DALLE :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 20)$ cm² qui travaille en flexion simple.

Avec :

$$(b = 1,00 \text{ ml}) ; (h = 0,20 \text{ m}) ; (d = 0,9 \times 0,2 = 0,18 \text{ m}) ; (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) (f_e = 400 \text{ MPa})$$

ELU :

Dans le sens x-x

- Ferrailage en travée :

$$M_t = 4,29 \text{ KN. m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 9,3 \times 10^{-3} = 0,0093$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0093})$$

$$\alpha = 0,0117$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0117)$$

$$Z = 0,18 \text{ m}$$

- Section théorique d'armature :

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

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z\sigma_{st}} = \frac{4,29 \times 10^{-3}}{0,18 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 6,85 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,685 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.11:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx)

| M_{tx} (KN. m) | μ_u | A_{sc} (cm ²) | α | Z(cm) | A_{scal} (cm ²) | Choix | $A_{s\ adp}$ (cm ²) |
|------------------|---------|-----------------------------|----------|-------|-------------------------------|-------|---------------------------------|
| 4,29 | 0,0093 | 0 | 0,0117 | 0,18 | 0,685 | 4T12 | 4,52 |

- Ferrailage en appui :

Les résultats de ferrailage en appui(sens Lx) sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.12:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx)

| M_{tx} (KN. m) | μ_u | A_{sc} (cm ²) | α | Z(cm) | A_{scal} (cm ²) | Choix | $A_{s\ adp}$ (cm ²) |
|------------------|---------|-----------------------------|----------|-------|-------------------------------|-------|---------------------------------|
| 2,53 | 0,0055 | 0 | 0,0069 | 0,18 | 0,40 | 3T12 | 3,39 |

Dans le sens y-y

- Ferrailage en travée :

Les résultats de ferrailage en travée (sens Ly) sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.13:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)

| M_{tx} (KN. m) | μ_u | A_{sc} (cm ²) | α | Z(cm) | A_{scal} (cm ²) | Choix | $A_{s\ adp}$ (cm ²) |
|------------------|---------|-----------------------------|----------|-------|-------------------------------|-------|---------------------------------|
| 3,71 | 0,0047 | 0 | 0,0059 | 0,18 | 0,59 | 4T12 | 4,52 |

- Ferrailage en appui :

Les résultats de ferrailage en appui(sens Ly) sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.14:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Ly)

| M_{tx} (KN. m) | μ_u | A_{sc} (cm ²) | α | Z(cm) | A_{scal} (cm ²) | Choix | $A_{s\ adp}$ (cm ²) |
|------------------|---------|-----------------------------|----------|-------|-------------------------------|-------|---------------------------------|
| 2,18 | 0,0019 | 0 | 0,0024 | 0,18 | 0,35 | 3T12 | 3,39 |

D'après le RPA :

$$A_{st\ min} = 0,08\% \times b \times h$$

$$A_{st\ min} = 0,08\% \times 1 \times 0,2$$

$$A_{st\ min} = 1,6 \times 10^{-4} m^2 = 1,6 cm^2 \leq A_{st} \quad \text{Condition vérifier}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 2,17 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{st} \geq 2,17 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier}$$

Espacement :

D'après la condition du règlement B.A.E.L 91 ;

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

Sens x-x

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm }) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

Sens y-y

$$St \leq \min (4h ; 44 \text{ cm }) = 44 \text{ cm}$$

$$\text{Esp} = \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm} \leq 44 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

ELS :

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - X)^2$$

- Calcul des contraintes

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-X)}{I}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,67; 201,63) \text{ MPa} = 201,63 \text{ MPa}$$

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.15: Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens

| | | M_t (KN. m) | $A_{st}(cm^2)$ | $x(cm)$ | $I(cm^4)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ | $\sigma_{st}(MPa)$ | $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ |
|--------|-----|------------------|----------------|---------|-----------------------|--------------------|---|--------------------|---|
| Travée | x-x | 3,59 | 4,52 | 4,31 | $1,33 \times 10^{-4}$ | 1,16 | Vérifiée | 55,43 | Vérifiée |
| | y-y | 3,34 | 4,52 | 4,31 | $1,33 \times 10^{-4}$ | 1,08 | | 51,57 | |
| Appui | x-x | 2,11 | 3,39 | 3,8 | $1,2 \times 10^{-4}$ | 0,67 | | 37,45 | |
| | y-y | 1,96 | 3,39 | 3,8 | $1,2 \times 10^{-4}$ | 0,62 | | 34,79 | |

✓ Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq \overline{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,13 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{10,086 \times 2,9 \times 3,5}{2 \times 2,9 + 3,5} = 11,01 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{10,086 \times 2,9}{3} = 9,75 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 11,01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11,01 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,0611 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \text{ Condition vérifier.}$$

Donc Il n'Ya pas risque de cisaillement.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \rightarrow \frac{20}{2,9} \geq \frac{3,81}{20 \times 4,479} \rightarrow 0,069 \geq 0,043 \text{ Condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{25} \rightarrow 0,069 \geq 0,037 \text{ à } 0,04 \text{ Condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,0051 \leq 0,005 \text{ Condition vérifier.}$$

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

III.3.7 VERIFICATION DE LA DALLE D'ASCENSEUR AU POINÇONNEMENT :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur, chaque appui prend (1/4) de la charge totale.

- La charge totale ultime de la machine est de 45,73 KN.

- La charge appliquée sur chaque appui est :

$$q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{45,73}{4} = 11,433 \text{ KN/m}$$

Selon BAEL 91 modifier 99

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

La dalle portante dans 2 sens (x ; y)

Si la charge est directement appliquée sur la dalle

$$U_0 = u + h_0$$

$$V = v + h_0$$

Avec :

- h : l'épaisseur totale de la dalle.

- u et v : dimension d'impact

La charge concentré q_0 est appliqué sur un carré de (10×10) cm²

$$u = v = 10 \text{ cm}$$

$$U_0 = 10 + 20 = 30 \text{ cm} = 0,3 \text{ m}$$

$$V = 10 + 20 = 30 \text{ cm} = 0,3 \text{ m}$$

μ_c : périmètres du contour au niveau de feuillet moyen

$$\mu_c = (U_0 + V_0) \times 2 = 120 \text{ cm} = 1,2 \text{ m}$$

$$q_u \leq 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times \frac{25}{1,5}$$

$$11,415 \text{ KN} \leq 180 \text{ KN}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement

III.3.8 VERIFICATION DE LA NECESSITE D'ARMATURES TRANSVERSALES :

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

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.

- La contrainte tangente vérifie : $\tau_U \leq \bar{\tau}_U$

III.3.8.1 CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

III.3.8.2 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT : D'après (B.A.E.L) :

Lorsque des charges réparties et des charges concentrées agissent simultanément, on admet :

$$V_X = V_x + V_a$$

$$V_Y = V_y + V_b$$

Avec :

$(V_x; V_y)$: Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

$(V_a; V_b)$: Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,9}{3,5} = 0,83 > 0,4$$

La Charge répartie :

$$V_X = \frac{P'_u + L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}$$

$$V_X = \frac{10,086 + 2,9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,83}{2}} = 4,59 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{P'_u + L_x}{3}$$

$$V_Y = \frac{10,086 + 2,9}{3} = 4,33 \text{ KN}$$

La charge concentrée :

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$V_a = \frac{P}{2b+a}$$

$$V_b = \frac{P}{3b}$$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant est donné par la formule suivante :

$$V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$$

$$V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$$

$$V_{a1} = \frac{1143,3 \times 1,3 \times 1,3}{(2 \times 1,3) + 1,3} = 495,43 \text{ KN}$$

$$V_{a2} = \frac{1143,3 \times 1,1 \times 1,3}{(2 \times 1,3) + 1,1} = 441,87 \text{ KN}$$

$$V_{a3} = \frac{1143,3 \times 1,3 \times 1,1}{(2 \times 1,1) + 1,3} = 467,12 \text{ KN}$$

$$V_{a4} = \frac{1143,3 \times 1,1 \times 1,1}{(2 \times 1,1) + 1,1} = 419,21 \text{ KN}$$

$$V_a = 495,43 - 441,87 - 467,12 + 419,21 = 5,65 \text{ KN}$$

$$V_{b1} = \frac{1143,3 \times 1,3 \times 1,3}{(3 \times 1,3)} = 495,43 \text{ KN}$$

$$V_{b2} = \frac{1205,75 \times 1,1 \times 1,3}{(3 \times 1,3)} = 419,21 \text{ KN}$$

$$V_{b3} = \frac{1143,3 \times 1,3 \times 1,1}{(3 \times 1,1)} = 495,43 \text{ KN}$$

$$V_{b4} = \frac{1143,3 \times 1,1 \times 1,1}{(3 \times 1,1)} = 419,21 \text{ KN}$$

$$V_b = 495,43 - 419,21 - 495,43 + 419,21 = 0 \text{ KN}$$

III.3.8.3 SUPERPOSITION DES EFFORTS TRANCHANT :

$$V_x = V_x + V_a = 4,59 + 5,65 = 10,24 \text{ KN}$$

$$V_y = V_y + V_b = 4,33 + 0 = 4,33 \text{ KN}$$

III.3.8.4 LA CONTRAINTE TANGENTE :

$$\tau_{ua} = \frac{10,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,057 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{ub} = \frac{4,33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,024 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les contraintes tangentes sont inférieures à la contrainte exigée par le Pas d'armatures transversales pour la dalle. (C.B.A.93) et (B.A.E.L).

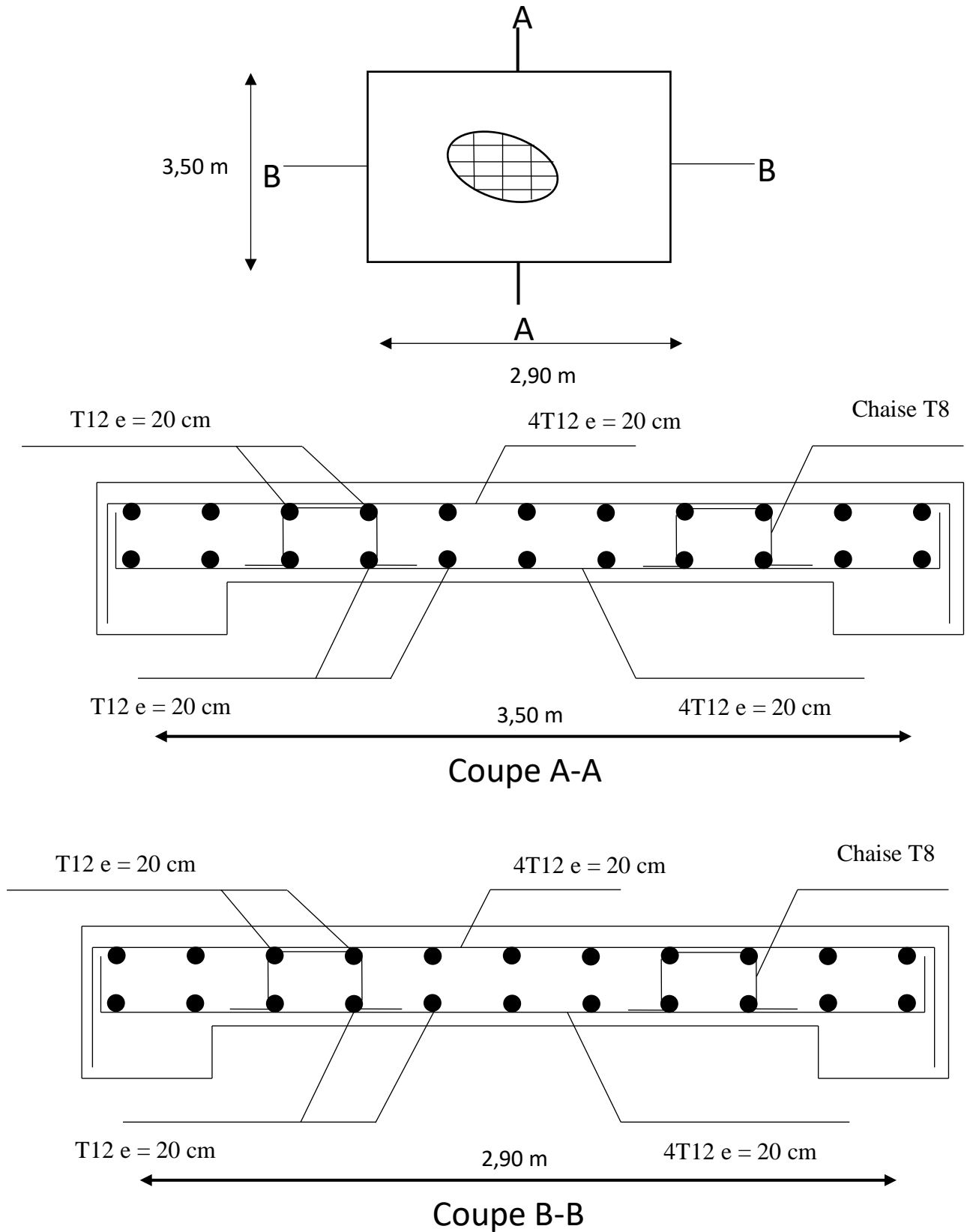


Figure III.18: Ferrailage de la dalle machine

III.4 ÉTUDE DU PLANCHER DALLE PLEINE (ETAGE PARKING) :

III.4.1 METHODE DE CALCUL :

BAEL91 [Annexe E.3 (Calcul des panneaux de hourdis rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour)].

Soit L_x et L_y les dimensions, mesurées entre nus des appuis, d'un tel panneau (on suppose $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$) et P la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression:

- dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x q_u l_x^2$
- dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y M_x$

Pour les dalles continues, constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastres sur leurs bords, le calcul des moments de flexion s'effectue par la méthode forfaitaire suivante:

- 1- quel que soit leur élancement α , on commence par la détermination (par la méthode précédente) des moments de flexion qui se développera dans chaque panneau s'ils étaient isostatiques (simplement appuyés sur leur contour); ces moments sont notés M_{0x} et M_{0y} .
- 2- les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments isostatiques multipliés par des coefficients forfaitaires.

Dans notre projet le panneau étudié c'est le panneau indiqué dans notre plan dont les dimensions:

$$L_x = 310 \text{ cm Et } L_y = 370 \text{ cm}$$

$$0,4 \leq \frac{310}{370} \leq 1 \rightarrow 0,4 \leq \alpha = 0,83 \leq 1$$

- la dalle travaille dans les deux sens.
- Le ferrailage se fait sur une bande de 1 mètre.

III.4.2 ÉVALUATION DES CHARGES :

$$G = 4,35 [\text{KN/m}^2]$$

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

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,35 + 1,5 \times 2,5 = 9,62 [\text{KN/m}^2]$$

$$P_u = G + Q = 4,35 + 2,5 = 6,85 [\text{KN/m}^2]$$

III.4.3 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT DEVELOPPES AU CENTRE DU PANNEAU :

| α | ELU ($v = 0$) | | ELS ($v = 0,2$) | |
|----------|-----------------|---------|-------------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.83 | 0,0528 | 0,6494 | 0,0596 | 0,7518 |

- **ELU ($v = 0$) :**

$$M_{0x} = \mu_x P_u l_x^2 = 0,0528 \times 9,62 \times 3,10^2 = 4,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,6494 \times 4,88 = 3,17 \text{ KN.m}$$

Sens X :

$$\text{En travée } M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 4,88 = 3,66 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui } M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 4,88 = -2,44 \text{ KN.m}$$

Sens Y :

$$\text{En travée } M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 3,17 = -2,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui } M_{ay} = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 4,88 = -2,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3M_{0x} = -0,3 \times 4,88 = -1,46 \text{ KN.m}$$

- **ELS (v=0,2):**

$$M_{0x} = 0,0596 \times 6,85 \times 3,10^2 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,7518 \times 3,92 = 2,95 \text{ KN.m}$$

Sens X :

$$\text{En travée } M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 3,92 = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui } M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 3,92 = -1,96 \text{ KN.m}$$

Sens Y :

$$\text{En travée } M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 2,95 = -2,51 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui } M_{ay} = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 3,92 = -1,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3M_{0x} = -0,3 \times 3,92 = -1,18 \text{ KN.m}$$

Tableau III.16:Moment fléchissant de la dalle pleine (parking)

| Sens | ELU | | ELS | |
|------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|
| | $M_{travée}$ [KN.m] | M_{appui} [KN.m] | $M_{travée}$ [KN.m] | M_{appui} [KN.m] |
| x-x | 3,66 | 2,44 | 2,94 | 1,96 |
| y-y | 2,69 | 2,44 | 2,51 | 1,96 |
| | | 1,46 | | 1,18 |

III.4.4 FERRAILLAGE DE LA DALLE :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

Avec :

$$(b = 1,00 \text{ ml}) ; (h = 0,15 \text{ m}) ; (d = 0,9 \times 0,15 = 0,13 \text{ m}) ; (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) (f_e = 400 \text{ MPa})$$

- **ELU :**

Dans le sens x-x

- Ferrailage en travée :

$$M_t = 3,66 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{3,66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0152$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0152})$$

$$\alpha = 0,019$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,019)$$

$$Z = 0,13 \text{ m}$$

- Section théorique d'armature :

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

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z\sigma_{st}} = \frac{3,66 \times 10^{-3}}{0,13 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 8,09 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,809 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tableau III.17 :Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx)

| $M_{tx}(\text{KN. m})$ | μ_u | $A_{sc}(\text{cm}^2)$ | α | Z(cm) | $A_{scal}(\text{cm}^2)$ | Choix | $A_{s \text{ adp}}(\text{cm}^2)$ |
|------------------------|---------|-----------------------|----------|-------|-------------------------|-------|----------------------------------|
| 3,66 | 0,0152 | 0 | 0,019 | 0,13 | 0,809 | 3T12 | 3,39 |

• Ferrailage en appui :

Tableau III.18:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx)

| $M_{tx}(\text{KN. m})$ | μ_u | $A_{sc}(\text{cm}^2)$ | α | Z(cm) | $A_{scal}(\text{cm}^2)$ | Choix | $A_{s \text{ adp}}(\text{cm}^2)$ |
|------------------------|---------|-----------------------|----------|-------|-------------------------|-------|----------------------------------|
| 2,44 | 0,0101 | 0 | 0,013 | 0,13 | 0,539 | 3T12 | 3,39 |

Dans le sens y-y

• Ferrailage en travée :

Tableau III.19:Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)

| $M_{tx}(\text{KN. m})$ | μ_u | $A_{sc}(\text{cm}^2)$ | α | Z(cm) | $A_{scal}(\text{cm}^2)$ | Choix | $A_{s \text{ adp}}(\text{cm}^2)$ |
|------------------------|---------|-----------------------|----------|-------|-------------------------|-------|----------------------------------|
| 2,69 | 0,011 | 0 | 0,014 | 0,13 | 0,595 | 3T12 | 3,39 |

- Ferrailage en appui :

Tableau III.20: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Ly)

| $M_{tx}(\text{KN. m})$ | μ_u | $A_{sc}(\text{cm}^2)$ | α | $Z(\text{cm})$ | $A_{scal}(\text{cm}^2)$ | Choix | $A_{s\text{ adp}}(\text{cm}^2)$ |
|------------------------|---------|-----------------------|----------|----------------|-------------------------|-------|---------------------------------|
| 1,46 | 0,00079 | 0 | 0,0009 | 0,13 | 0,323 | 3T12 | 3,39 |

D’après le RPA :

$$A_{st\text{ min}} = 0,08\% \times b \times h$$

$$A_{st\text{ min}} = 0,08\% \times 1 \times 0,15$$

$$A_{st\text{ min}} = 1,2 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 1,2\text{ cm}^2 \leq A_{st} \quad \text{Condition vérifier}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,57 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

$$A_{st} \geq 1,57\text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier}$$

Le tableau III. Présente le ferrailage de la dalle plein (parking) en appui et en travée :

Tableau III.21:Tableau récapitulatif de ferrailage de la dalle plein (parking)

| Les sections | Sens X | | Sens Y | | |
|-----------------------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | $M_t = 3,66$ [KN. m] | $M_a = 2,44$ [KN] | $M_t = 2,69$ [KN] | $M_t = 2,44$ [KN] | $M_t = 1,46$ [KN] |
| $A_s\text{ calculé}[\text{cm}^2]$ | 0,809 | 0,539 | 0,595 | 0,539 | 0,323 |
| $A_{\text{min}}[\text{cm}^2]$ | 1,2 | | | | |
| $A_{\text{choisie}}[\text{cm}^2]$ | 3T12=3,39 | | | | |

III.4.5 VERIFICATION A L’ETAT LIMITE ULTIME :

$$\alpha = 0,83 > 0,4$$

$$V_x = P_u \times \frac{L_x}{2} \times \left(\frac{1}{1+0,5\alpha}\right) = 10,54\text{ KN}$$

$$V_y = P_u \times \frac{L_x}{3} = 9,94\text{ KN} < V_x = 10,54\text{ KN}$$

III.4.6 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

- Contrainte tangente

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{10,54}{1 \times 0,13} = 0,81$$

- Contrainte tangente limite

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,75\text{ MPa}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow 0,81 \leq 3,75 \text{ Condition vérifier}$$

Pas de nécessité d'armatures transversales

III.4.7 ESPACEMENT :

- $S_{tx} \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$

$$S_{tx} \leq \min(3 \times 15; 33 \text{ cm})$$

$$S_{tx} \leq \min(45; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

- $S_{ty} \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$

$$S_{ty} \leq \min(4 \times 15; 45 \text{ cm})$$

$$S_{ty} \leq \min(60; 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

III.5 ETUDE DES ESCALIERS :

III.5.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS :

ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ [KN/m]

ELS: $q_s = G + Q$ [KN/m]

Tableau III.22:Evaluation des charges des escaliers

| | G [KN/m ²] | Q [KN/m ²] | q _u [KN/m] | q _s [KN/m] |
|--------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|
| La paillasse | 8,26 | 2,5 | 14,9 | 10,76 |
| Le palier | 5,31 | 2,5 | 10,92 | 7,81 |

III.5.2 ETUDE D'UN TYPE D'ESCALIER DU SOUS-SOL ET ETAGE COURANT :

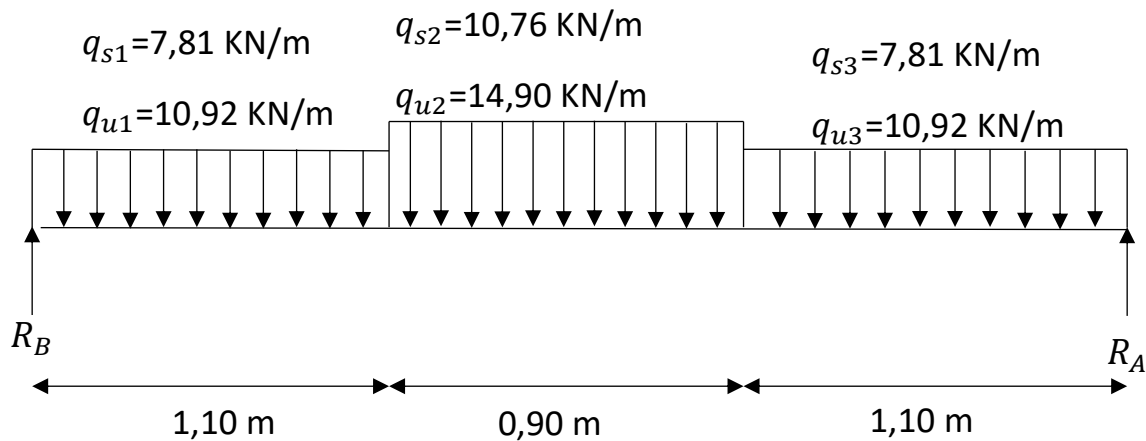


Figure III.19:Schéma statique d'un escalier

• ELU :

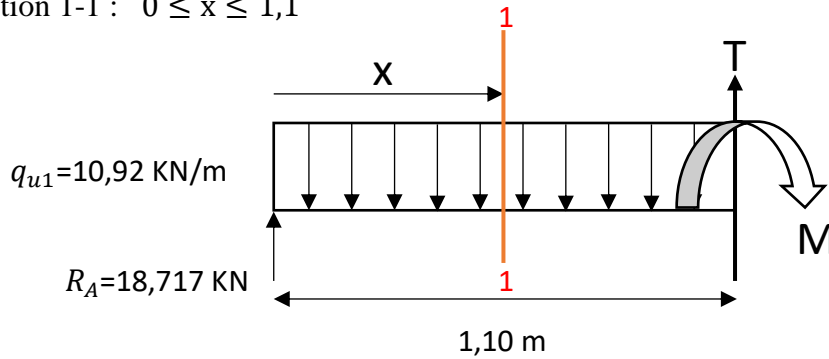
Calcul des réactions :

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow R_b \times (3,1) - q_{u3} \times \left(\frac{1,1^2}{2}\right) - q_{u2} \times 0,9 \times \left(\frac{0,9}{2} + 1,1\right) - q_{u1} \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} + 2\right)$$

$$\Rightarrow R_b = 18,717 \text{ KN}$$

Par symétrie $R_a = R_b = 18,717 \text{ KN}$

➤ Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,1$



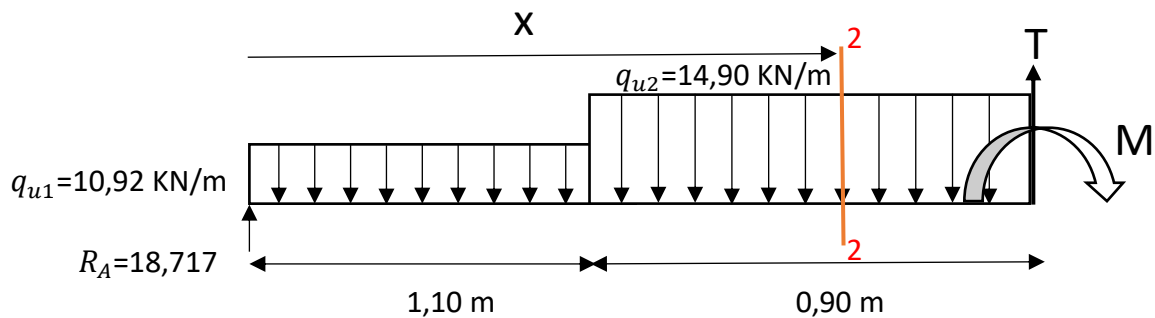
$$- T_u(x) = R_a - q_{u1} \times x$$

$$\begin{cases} T_u(0) = 18,717 \text{ KN} \\ T_u(1,1) = 6,705 \text{ KN} \end{cases}$$

$$- M_u(x) = R_a \times x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_u(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M_u(1,1) = 13,982 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Section 2-2 : $1,1 \leq x \leq 2$



$$- T_u(x) = R_a - q_{u1} \times 1,1 - q_{u2} \times (x - 1,1)$$

$$\begin{cases} T_u(1,1) = 6,705 \text{ KN} \\ T_u(2) = -6,705 \text{ KN} \end{cases}$$

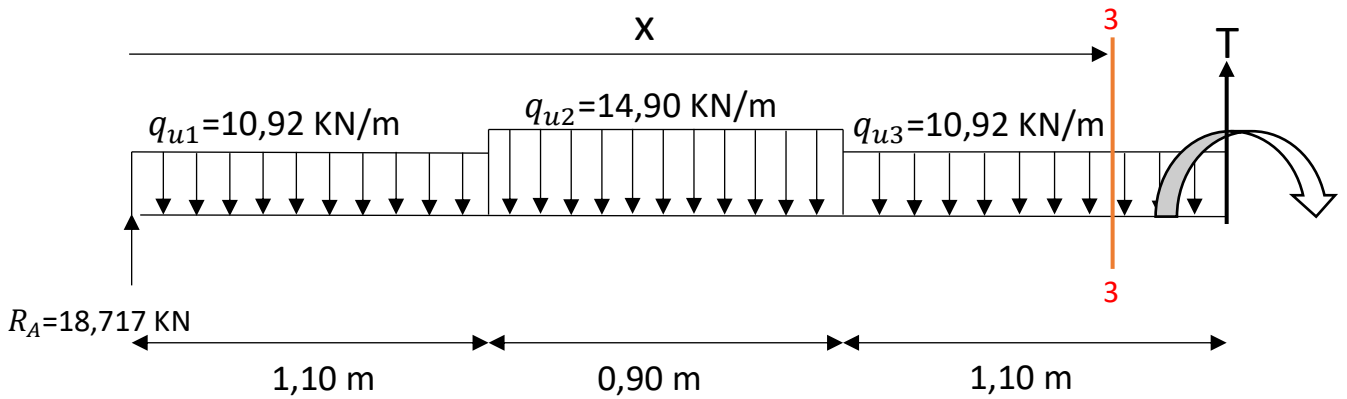
$$- M_u(x) = R_a \times x - q_{u1} \times 1,1 \times \left(x - \frac{1,1}{2}\right) - q_{u2} \times \frac{(x-1,1)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_u(1,1) = 13,982 \text{ KN.m} \\ M_u(2) = 13,982 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{l}{2} = \frac{3,1}{2} = 1,55 \text{ m}$$

$$- M_{u \max}(1,55) = 15,491 \text{ KN.m}$$

➤ Section 3-3 : $2 \leq x \leq 3,1$



$$- T_u(x) = R_a - q_{u1} \times 1,1 - q_{u2} \times 0,9 - q_{u1} \times (x - 2)$$

$$\begin{cases} T_u(2) = -6,705 \text{ KN} \\ T_u(3,1) = -18,717 \text{ KN} \end{cases}$$

$$- M_u(x) = R_a \times x - q_{u1} \times 1,1 \times \left(x - \frac{1,1}{2}\right) - q_{u2} \times 0,9 \times \left(x - 1,1 - \frac{0,9}{2}\right) - q_{u1} \times \left(\frac{(x-2)^2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M_u(2) = 13,982 \text{ KN.m} \\ M_u(3,1) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **ELS :**

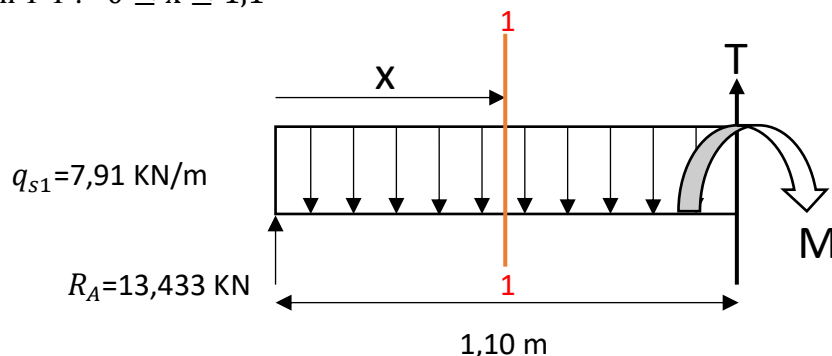
Calcul des réactions :

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow R_b \times (3,1) - q_{s3} \times \left(\frac{1,1^2}{2}\right) - q_{s2} \times 0,9 \times \left(\frac{0,9}{2} + 1,1\right) - q_{s1} \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} + 2\right)$$

$$\Rightarrow R_b = 13,433 \text{ KN}$$

Par symétrie $R_a = R_b = 13,433 \text{ KN}$

➤ Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,1$



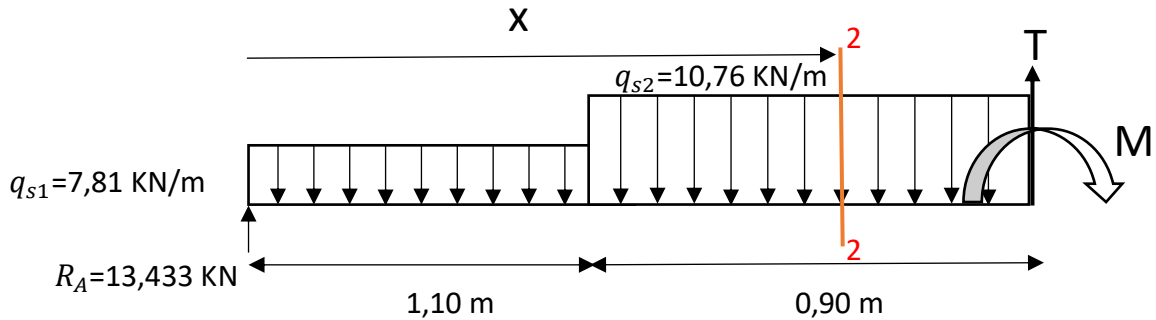
$$- T_s(x) = R_a - q_{s1} \times x$$

$$\begin{cases} T_s(0) = 13,433 \text{ KN} \\ T_s(1,1) = 4,842 \text{ KN} \end{cases}$$

$$- M_s(x) = R_a \times x - q_{s1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_s(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M_s(1,1) = 10,051 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Section 2-2 : $1,1 \leq x \leq 2$



$$- T_s(x) = R_a - q_{s1} \times 1,1 - q_{s2} \times (x - 1,1)$$

$$\begin{cases} T_s(1,1) = 4,842 \text{ KN} \\ T_s(2) = -4,842 \text{ KN} \end{cases}$$

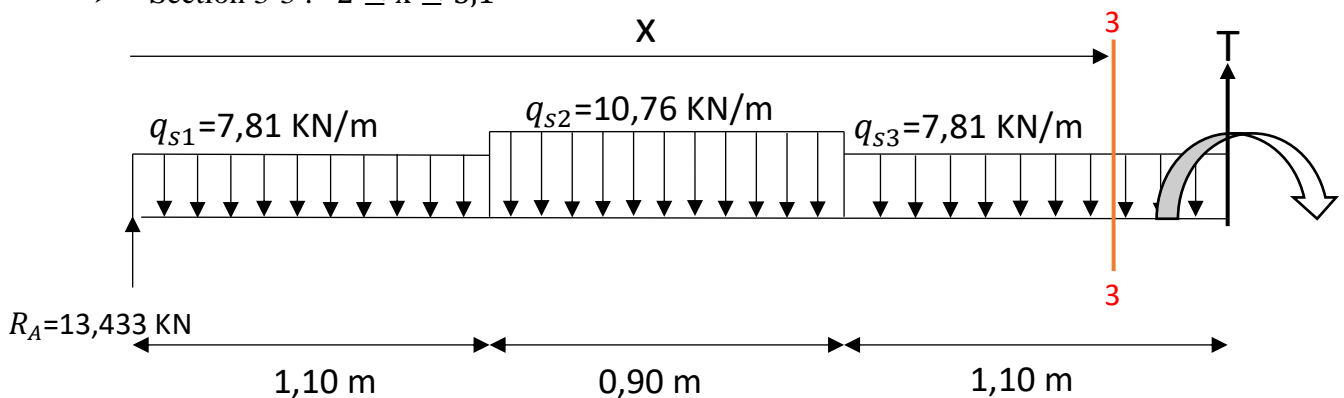
$$- M_s(x) = R_a \times x - q_{s1} \times 1,1 \times \left(x - \frac{1,1}{2}\right) - q_{s2} \times \frac{(x-1,1)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_s(1,1) = 10,051 \text{ KN.m} \\ M_s(2) = 10,051 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{1}{2} = \frac{3,1}{2} = 1,55 \text{ m}$$

$$- M_{s \max}(1,55) = 11,141 \text{ KN.m}$$

➤ Section 3-3 : $2 \leq x \leq 3,1$



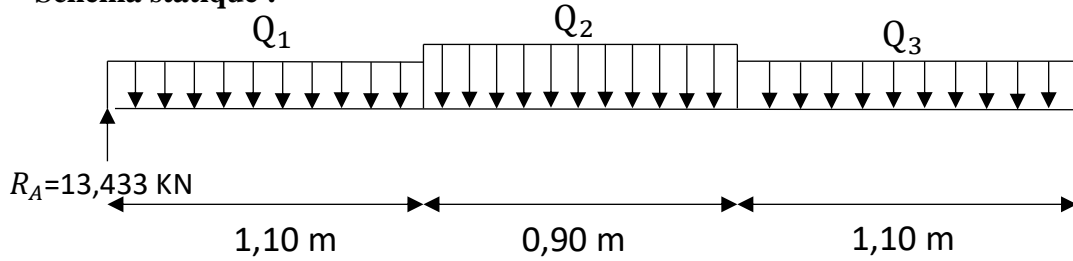
$$- T_s(x) = R_a - q_{s1} \times 1,1 - q_{s2} \times 0,9 - q_{s1} \times (x - 2)$$

$$\begin{cases} T_s(2) = -4,842 \text{ KN} \\ T_s(3,1) = -13,433 \text{ KN} \end{cases}$$

$$- M_s(x) = R_a \times x - q_{s1} \times 1,1 \times \left(x - \frac{1,1}{2}\right) - q_{s2} \times 0,9 \times \left(x - 1,1 - \frac{0,9}{2}\right) - q_{s1} \times \left(\frac{(x-2)^2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M_s(2) = 10,051 \text{ KN.m} \\ M_s(3,1) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

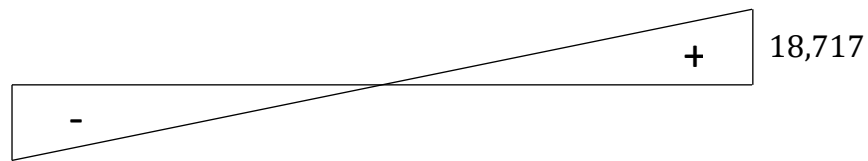
Schéma statique :



ELU :

T[KN]

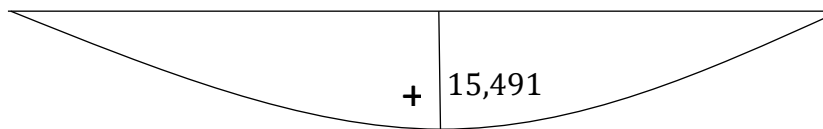
18,717



ELU :

M[KN.m]

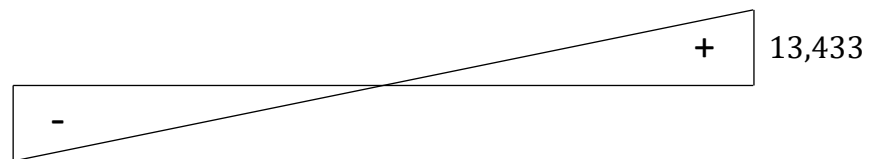
+ 15,491



ELS :

T[KN]

13,433



ELS :

M [KN. m]

+ 11.141

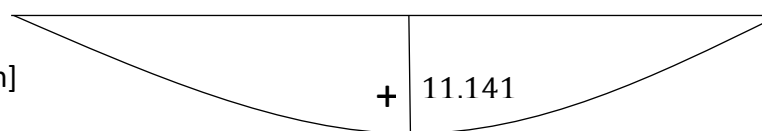


Figure III.20:Schéma statique récapitulatif des escaliers

III.5.3 CALCUL DU FERRAILLAGE :**III.5.3.1 FERRAILLAGE LONGITUDINALE :**• **ELU :**

➤ En travée :

$$M_{u \max} = 15,491 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_u} = 0,85 \times 15,491 \times 10^{-3}$$

$$M_{t_u} = 0,0132 \text{ MN.m}$$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{t_u}}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,0132}{1 \times 0,135^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,051$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051})$$

$$\alpha = 0,065$$

- Bras de levier :

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

$$Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,065)$$

$$Z = 0,131 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,0132}{0,131 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_{st} = 2,89 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité

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

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

$$A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifier.}$$

➤ En appui :

$$M_{u \max} = 15,491 \text{ KN.m}$$

$$M_{a u} = 0,5 \times 15,491 \times 10^{-3}$$

$$M_{a u} = 0,0077 \text{ MN.m}$$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{a u}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,0077}{1 \times 0,135^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,029$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029})$$

$$\alpha = 0,037$$

- Bras de levier :

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

$$Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,037)$$

$$Z = 0,133 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_{a u}}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,0077}{0,133 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_{st} = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc le choix : } A_s = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow 3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifier.}$$

- **ELS :**

➤ En travée :

$$M_{s \max} = 11,141 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_s} = 0,85 \times 11,141 \times 10^{-3}$$

$$M_{t_s} = 0,0095 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{4,52}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 4,52}{15 \times 4,52^2}} - 1 \right)$$

$$X = 3,65 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = 100 \times \frac{3,65^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_s} X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,0095 \times 3,65 \times 10^{-2}}{8199,03 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 4,23 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_{t_s}(d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,0095 (0,135 - 3,65 \times 10^{-2})}{8199,03 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 171,19 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

La fissuration peu nuisible ce qui veut dire :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifier}$$

- En appui :

$$M_{s \max} = 11,141 \text{ KN.m}$$

$$M_{a s} = 0,5 \times 11,141 \times 10^{-3}$$

$$M_{a s} = 0,0056 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{3,39}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 3,39}{15 \times 3,39^2}} - 1 \right)$$

$$X = 3,23 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = 100 \times \frac{3,23^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (13,5 - 3,23)^2$$

$$I = 6486,57 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,0056 \times 3,23 \times 10^{-2}}{6486,57 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2,79 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,0056(0,135 - 3,23 \times 10^{-2})}{6486,57 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 132,99 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

La fissuration peu nuisible ce qui veut dire :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifier}$$

- Section minimum : d'après le RPA99/V2003

$$A_{s \min} = 0,005 \times b \times h$$

$$A_{s \min} = 0,005 \times 100 \times 15$$

$$A_{s \min} = 7,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} = 4,52 + 3,39 = 7,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} = 7,91 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm})$$

$$St = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < \min(45, 33\text{cm}) \text{ condition vérifier.}$$

- Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 18,717 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{18,717 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,139 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \text{ Condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

- Vérification de la flèche :

Avec : $L = 3,1 \text{ m}$; $h_t = 15 \text{ cm}$; $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;

$M_{ts} = 0,0095 \text{ MN.m}$; $M_{0s} = 0,11141 \text{ MN.m}$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,048 < 0,063 \quad \text{Condition non vérifier}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ts}}{10 \times M_{0s}} \Rightarrow 0,048 < 0,864 \quad \text{Condition non vérifier}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0033 \leq 0,0105 \quad \text{Condition vérifier}$$

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ BAEL 91

$$\text{Avec : } f_v = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f_i = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

On a :

$$M_{ts} = 0,0095 \text{ MN.m}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164,195}{3} = 10721,398 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 4,52 \left(\frac{15}{2} - 13,5 \right)^2$$

$$I_0 = 30565,8 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0,0033$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A_{st} \times d} = \frac{0,0095}{4,52 \times 13,5 \times 10^{-6}} = 155,69 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 155,69 + 2,1} = 0,116$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0033 \times (2 + 3 \times \frac{1}{1})} = 6,364$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0,4 \times 6,364 = 2,546$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 30565,8}{1 + 6,364 \times 0,116} = 19342,95 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{30565,8}{1 + 2,546 \times 0,116} = 23596,81 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$f_i = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{0,0095 \times 3,1^2}{10 \times 32164,195 \times 19342,95 \times 10^{-8}}$$

$$f_i = 0,001467 \text{ m} = 0,1467 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{0,0095 \times 3,1^2}{10 \times 10721,398 \times 23596,81 \times 10^{-8}}$$

$$f_v = 0,003609 \text{ m} = 0,3609 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0,62 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,2142 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,62 \text{ cm} \text{ Condition vérifier}$$

III.5 Schéma de ferrailage:

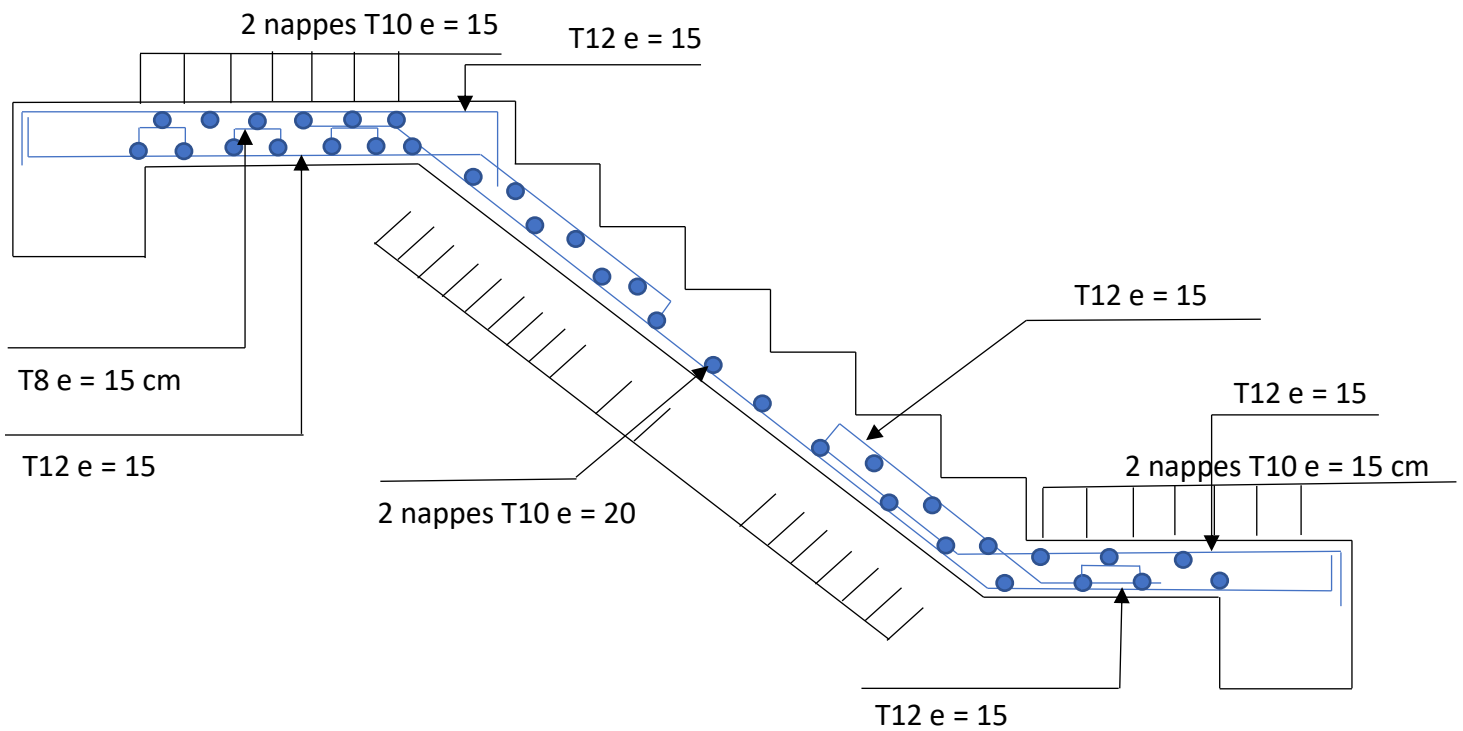


Figure III.21: Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier (volée1)

III.5.4 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

Dans notre cas, on a une poutre brisée, alors on aura deux types de charges permanente.

❖ Poids propre de la poutre :

$$\text{Palier inférieur : } pp1 = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier supérieure : } pp3 = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } pp2 = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times \frac{1}{\cos(37,07)} = 2,82 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids du mur situé sur la poutre 1 :

$$G = G_{\text{mur exterieur}} \times h_1$$

Avec :

$$h_1 = h_{\text{étage}} - h_{\text{paillasse 1}} - h_{\text{poutre}}$$

$$h_1 = 3,06 - 1,19 - 0,3 = 1,57 \text{ m}$$

$$G = 2,81 \times 1,57 = 4,41 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids du mur situé sur la poutre 3 :

$$G = G_{\text{mur exterieur}} \times h_2$$

Avec :

$$h_3 = h_{\text{étage}} - h_{\text{paillasse 1}} - h_{\text{paillasse 2}} - h_{\text{poutre}}$$

$$h_3 = 3,06 - 1,19 - 0,68 - 0,3 = 0,89 \text{ m}$$

$$G = 2,81 \times 0,89 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids du mur situé sur la poutre 2 :

$$G = G_{\text{mur exterieur}} \times \left(\frac{h_1 + h_3}{2} \right)$$

$$G = 2,81 \times \left(\frac{1,57 + 0,89}{2} \right) = 3,46 \text{ KN/ml}$$

❖ Réaction du palier sur la poutre :

$$R_b = \frac{2T}{L} = \frac{2 \times 18,72}{3,1}$$

$$R_b = 12,08 \text{ KN}$$

❖ Combinaisons des charges :

- **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q + R_b$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q + R_b$$

Avec : Q=0

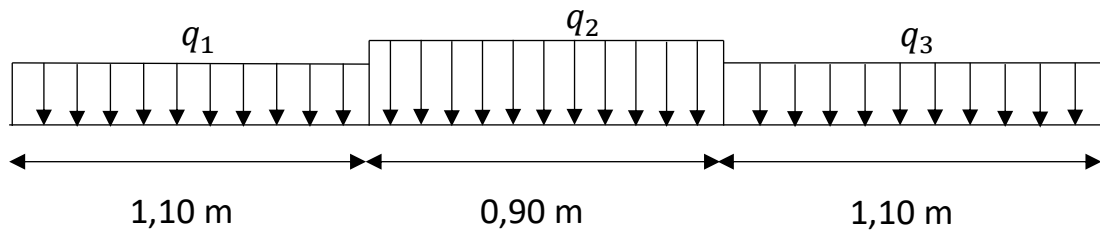


Tableau III.23:charges et surcharges de la poutre palière

| | q ₁ [KN/m] | q ₂ [KN/m] | q ₃ [KN/m] |
|-----|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| ELU | 26,93 | 18,49 | 20,56 |
| ELS | 18,74 | 16,83 | 18,36 |

❖ Modélisation SAP

Tableau III.24:Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palier

| | M _{max} [KN.m] | T _{max} [KN] |
|-----|-------------------------|-----------------------|
| ELU | 24,62 | 35,41 |
| ELS | 24,41 | 31,99 |

III.5.2.1 CALCUL DU FERRAILLAGE :

III.5.2.1.1 FERRAILLAGE LONGITUDINALE :

En travée : M_t = 0,85 × M max

En appui : M_a = 0,50 × M max

Tableau III.25:Moment fléchissant en appui et en travée de la poutre palier

| Travée | | Appui | |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| M _u [KN.m] | M _s [KN.m] | M _u [KN.m] | M _s [KN.m] |
| 20,93 | 20,75 | 12,31 | 12,21 |

• **ELU :**

➤ En travée :

$$M_{tu} = 20,93 \times 10^{-3} = 0,02093 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,02093}{0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,068$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,068})$$

$$\alpha = 0,088$$

- Bras de levier :

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

$$Z = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,088)$$

$$Z = 0,26 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,02093}{0,26 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_{st} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2 \geq 0,98 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifier}$$

➤ En appui :

$$M_{a u} = 12,31 \times 10^{-3} = 0,01231 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a u}}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,01231}{0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,039$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039})$$

$$\alpha = 0,049$$

- Bras de levier :

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

$$Z = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,049)$$

$$Z = 0,26 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_{au}}{Z\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,01231}{0,26 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_{st} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,98 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifier}$$

• **ELS :**

➤ En travée :

$$M_{ts} = 20,75 \times 10^{-3} = 0,02075 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

➤ Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{4,52}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 27 \times 4,52}{15 \times 4,52^2}} - 1 \right)$$

$$X = 9,02 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = 30 \times \frac{9,02^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (27 - 9,02)^2$$

$$I = 29257,12 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts}X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,02075 \times 9,02 \times 10^{-2}}{29257,12 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,40 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_{ts}(d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,02075 \times (0,27 - 9,02 \times 10^{-2})}{29257,12 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 191,28 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

La fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

➤ En appui :

$$M_{as} = 12,21 \times 10^{-3} = 0,01221 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{3,39}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 27 \times 3,39}{15 \times 3,39^2}} - 1 \right)$$

$$X = 8,02 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = 30 \times \frac{8,02^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (27 - 8,02)^2$$

$$I = 23476,72 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,01221 \times 8,02 \times 10^{-2}}{23476,72 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 4,17 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_a s(d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,01221 \times (0,27 - 8,02 \times 10^{-2})}{23476,72 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 148,07 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

La fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

- Section minimum : d'RPA99/V2003

$$A_{s \min} = 0,005 \times b \times h$$

$$A_{s \min} = 0,005 \times 30 \times 30$$

$$A_{s \min} = 4,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ traveé}} + A_{st \text{ appui}} = 4,52 + 3,39 = 7,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ traveé}} + A_{st \text{ appui}} = 7,91 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

- Vérification au cisaillement :

$$T_{u\max} = 35,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{35,41 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

- Vérification au glissement :

$$T_{u\max} - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

$$\text{Avec : } (M_u = 25,31 \text{ KN.m et } T_{u\max} = 32,66 \text{ KN})$$

$$32,66 - \frac{25,31}{0,9 \times 0,27} \leq 0$$

$$-71,49 \leq 0 \quad \text{Condition vérifier}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,097 > 0,063 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ts}}{10 \times M_{0s}} \Rightarrow \frac{30}{310} \geq \frac{20,75}{10 \times 24,41} \Rightarrow 0,097 > 0,085 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{30 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0056 \leq 0,0105 \quad \text{Condition vérifier}$$

- Espacement :

- Zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (7,5; 14,4; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{On prend : } St = 5 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$St' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } St = 15 \text{ cm}$$

- Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{lmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right)$$

$$\phi_t \leq \min (0,86 ; 3 ; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 8,6 \text{ mm On prend}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

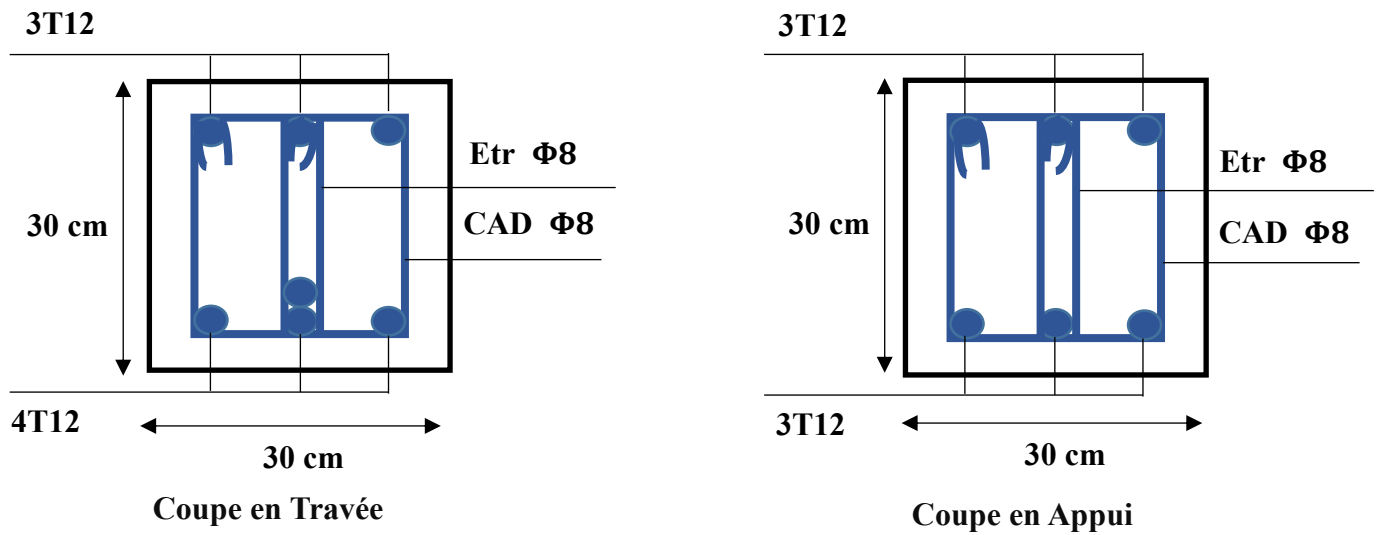


Figure III.22: Ferrailage de la poutre palière (30x30) cm²

III.6 ETUDE DE L'ACROTÈRE :

III.6.1 PRINCIPE DE CALCUL :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

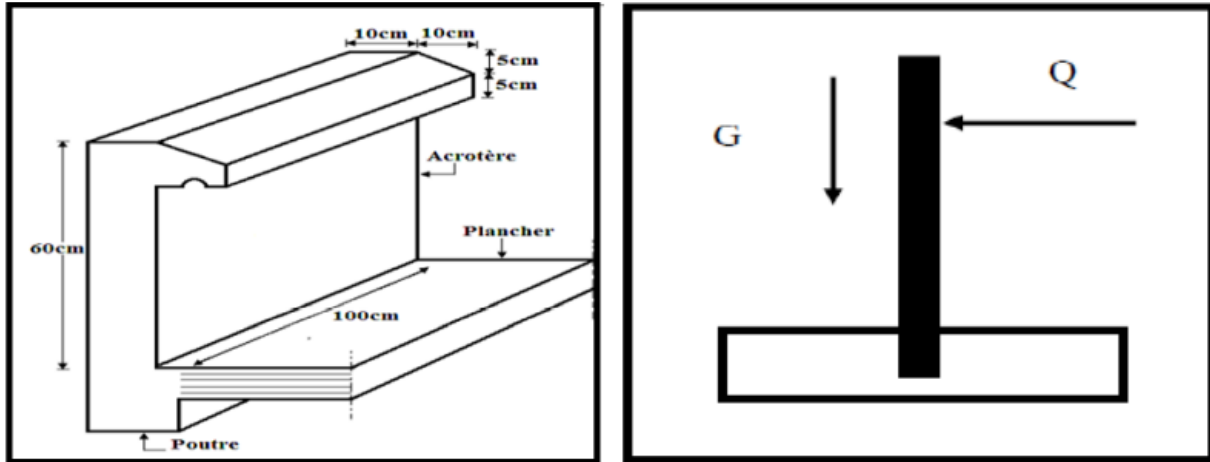


Figure III.23:schématisation de l'acrotère

III.6.2 DETERMINATION DE FERRAILLAGE :

III.6.2.1 CALCUL DE L'EXCENTRICITE : $h = 60 \text{ cm}$

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{0,146}{2,279} = 0,064 \text{ m}$$

$$e = 6,4 \text{ cm}$$

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

$e = 6,4 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 1,67 \text{ cm} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieure du noyau central.

III.6.2.2 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

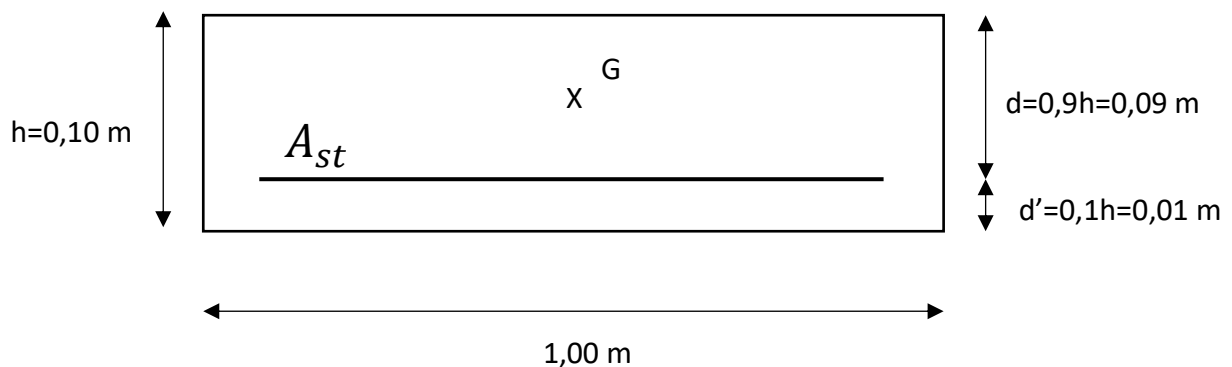


Figure III.24:section de calcul d'acrotère

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

d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

- **ELU :**

- Moment de flexion fictif :

$$M_a = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right)$$

$$M_a = 2,279 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,064 \right)$$

$$M_a = 0,237 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit (μ_u) :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,237 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,00206$$

$$\mu_u = 0,00206 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{Simple Armature}$$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 2,06 \times 10^{-3}} \right)$$

$$\alpha = 0,00258$$

- Bras de levier :

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,00258)$$

$$z = 0,089 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{\left(\frac{M_a}{z} - N_u \right)}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{\left(\frac{0,237 \times 10^{-3}}{0,089} - 2,279 \times 10^{-3} \right)}{347,83}$$

$$A_{st} = 1,1 \times 10^{-6} \text{ m}^2 = 1,1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2 = 3T8$$

$$A_{sc} = 0$$

- Condition de non fragilité :

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

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1,09 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st \min} \geq 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 3\text{T8}$

• **ELS :**

- Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,097}{1,688} = 0,0575 \text{ m}$$

$e = 5,7 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 1,67 \text{ cm} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

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

$$P = -3 \times \left(0,0575 - \frac{0,1}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 0}{1} \times \left(0,0575 - \frac{0,1}{2} + 0,01\right) + \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,0575 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)$$

$$P = 1.16 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

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

$$q = 2 \times \left(0,057 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 0}{1} \times \left(0,057 - \frac{0,1}{2} + 0,01\right)^2 - \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,057 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2$$

$$q = -1,27 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

Pour déterminer e_1 on utilise la méthode de l'itération successive :

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

On fixe la première valeur de $e_1 = 0,50\text{m}$ On trouve $e_1 = 0,041 \text{ m}$

$$e_1 = 0,041 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,049 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,049 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,049 \text{ m}$$

Donc on adopte $e_1 = 0,049 \text{ m}$.

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$x = \frac{0,1}{2} + 0,049 - 0,057$$

$$x = 0,042 \text{ m}$$

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

$$S = \frac{1 \times 0,042^2}{2} + 15 \times 0 \times (0,042 - 0,01') - 15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,042)$$

$$S = 7,73 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,688 \times 10^{-3} \times 0,042}{7,73 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,092 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_s \times (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1,688 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,042)}{7,73 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,092 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 0,16 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \text{ Condition vérifier}$$

Donc la section et le nombre d'armatures choisies sont acceptables.

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

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

Donc on prend $A_r = 0,85 \text{ cm}^2$ (3 T 6).

- L'espacement :

$$S_t = \min(3 \times h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(3 \times 10 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{bd}$$

$$T = 1,5 Q = 1,5 \times 0,54$$

$$T = 0,81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09}$$

$$\tau_u = 0,009 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

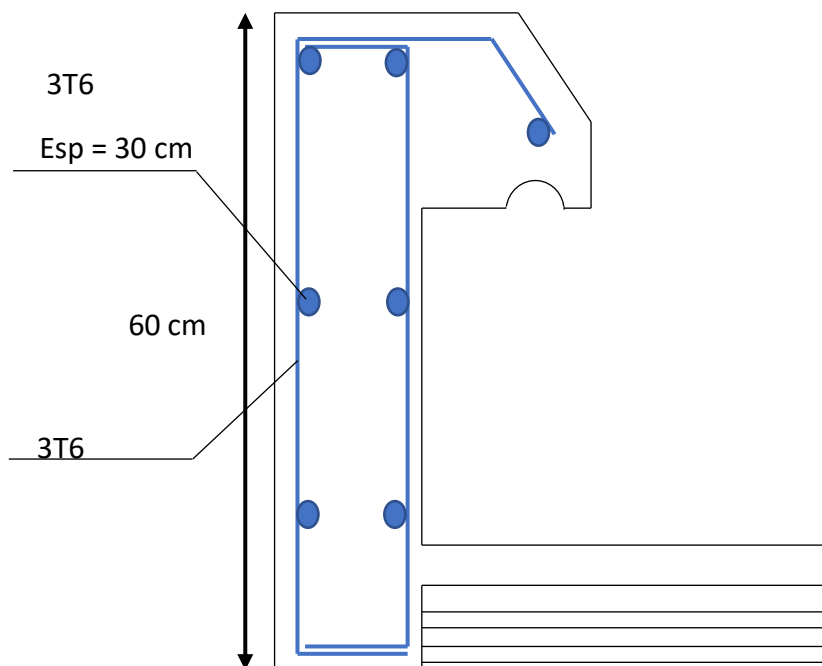


Figure III.25: Ferrailage de l'acrotère

III.6.2.3 CALCUL DE L'EXCENTRICITE : $h= 100$ cm

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{0,65}{3,65} = 0,1781 \text{ m}$$

$$e = 17,81 \text{ cm}$$

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

$e = 17,81 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 1,67 \text{ cm} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieure du noyau central.

III.6.2.4 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

- **ELU :**

- Moment de flexion fictif :

$$M_a = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right)$$

$$M_a = 3,65 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,1781 \right)$$

$$M_a = 0,7961 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit (μ_u) :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,7961 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0069$$

$$\mu_u = 0,0069 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{Simple Armature}$$

- Position relative de la fibre neutre

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0069} \right)$$

$$\alpha = 0,0087$$

- Bras de levier

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,0087)$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{(\frac{M_a}{z} - N_u)}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{(\frac{0,7961 \times 10^{-3}}{0,09} - 3,65 \times 10^{-3})}{347,83}$$

$$A_{st} = 0,149 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,149 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,09 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4T8$

• **ELS :**

- Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,43}{2,7} = 0,1593 \text{ m}$$

$e = 15,93 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 1,67 \text{ cm} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

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

$$P = -3 \times \left(0,1593 - \frac{0,1}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 0}{1} \times \left(0,1593 - \frac{0,1}{2} + 0,01\right) + \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,1593 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)$$

$$P = -0,032 \text{ m}^2$$

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

$$q = 2 \times \left(0,1593 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 0}{1} \times \left(0,1593 - \frac{0,1}{2} + 0,01\right)^2 - \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,1593 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2$$

$$q = 0,00189 \text{ m}^3$$

Pour déterminer e_1 on utilise la méthode de l'itération successive :

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

On fixe la première valeur de $e_1 = 0,50\text{m}$ On trouve $e_1 = 0,242 \text{ m}$

$$e_1 = 0,242 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,180 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,180 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,157 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,157 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,146 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,146 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,141 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,141 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,138 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,138 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,136 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,136 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,135 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,135 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,134 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,134 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,1333 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,133 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0,133 \text{ m}$$

Donc on adopte $e_1 = 0,133 \text{ m}$.

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$x = \frac{0,1}{2} + 0,133 - 0,1593$$

$$x = 0,0237 \text{ m} = 2,37 \text{ cm}$$

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

$$S = \frac{1 \times 0,0237^2}{2} + 15 \times 0 \times (0,0237 - 0,01) - 15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,0237)$$

$$S = 1,31 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,688 \times 10^{-3} \times 0,0237}{1,31 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,305 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_s \times (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1,688 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,0237)}{1,31 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 12,81 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,305 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 12,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc la section et le nombre d'armatures choisies sont acceptables.

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

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

Donc on prend $A_r = 0,85 \text{ cm}^2 = 3T6$.

- L'espacement :

$$S_t = \min(3 \times h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(3 \times 10 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{bd}$$

$$T = 1,5 Q = 1,5 \times 0,86$$

$$T = 1,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09}$$

$$\tau_u = 0,014 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

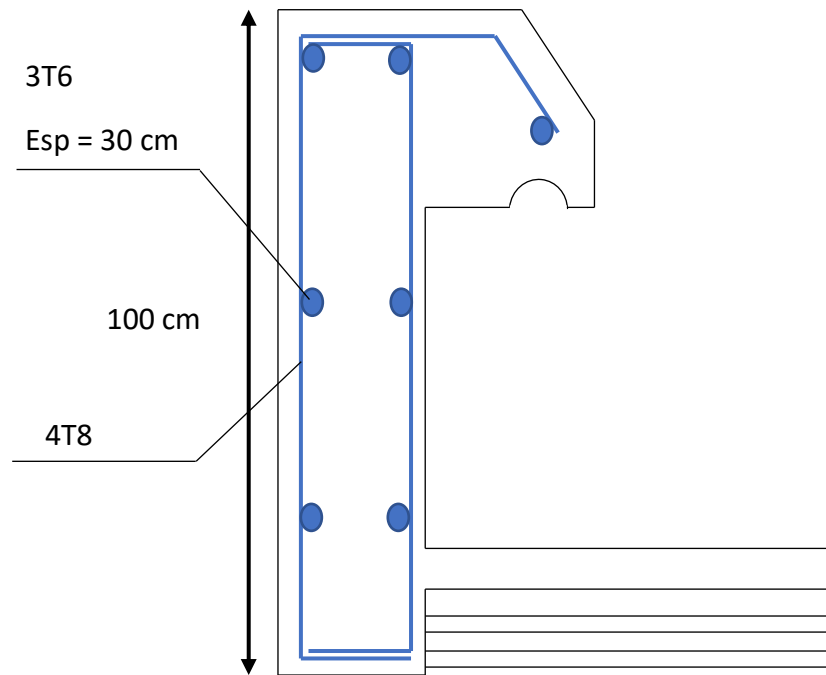


Figure III. 26:Ferraillage de l'acrotère

III.6 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on a déterminé les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Ces résultats ont été vérifiés en respectant les règles données par le BAEL91/99, le CBA93 et RPA99/2003.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV INTRODUCTION :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux, et qui cause le plus de dégâts. Ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, du moins de minimiser les conséquences. D'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions après agitation.

IV.1 OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

IV.2 METHODES DE CALCUL SISMIQUE :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente ;
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

IV.2.1.1 PRINCIPE DE METHODE :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.2.1.2 MODELISATION :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté « translation horizontale » par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.2.1.3 DOMAINE D'APPLICATION :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39.

Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003. La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

-Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à 17 m en zone I.

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

Tous groupes.

Zone II :

Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone III :

Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

IV.2.2 METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

IV.2.2.1 PRINCIPE DE METHODE :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.2.2.2 MODELISATION :

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenue soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.

-Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

-Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.2.2.3 DOMAINE D'APPLICATION :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.2.3 PRESENTATION DE LA METHODE DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMME :

IV.2.3.1 PRINCIPE DE METHODE :

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3 CHOIX DE LA METHODE :

Pour le choix de la méthode à utilisée, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/V2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente. Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 prévoit de faire la vérification suivante:

$$V_{\text{dynamique}} < 80\% V_{\text{statique}} \quad (\text{RPA99 Version 2003 - article 4.3.6})$$

Avec :

- $V_{\text{dynamique}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).
- V_{statique} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la

méthode dynamique doivent être majorés de $(0.8 \times \frac{V_{\text{statique}}}{V_{\text{dynamique}}})$

IV.4 MODELISATION DE LA STRUCTURE :

Dans cette étude nous allons modéliser la structure du bâtiment en tridimensionnelle on utilise le logiciel SAP2000 version 14.2.4 tel que :

- Les éléments poteaux-poutres (portique) seront modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds avec six degrés de liberté par nœud.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles (2 sens) seront manuellement introduit (local axes).
- Les voiles seront modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

IV.5 COMBINAISON D'ACTION :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

- **Combinaisons fondamentales :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$$0.8 G \pm E (x ; y)$$

$$G + Q \pm E (x ; y)$$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

IV.6 CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

- La structure est classée en groupe d'usage 2- suivant la classification des RPA 99 version 2003(h < 48 m).
- Le sol est de catégorie S1 (rocheux), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de sismicité faible, zone I (Tlemcen).
- La structure étudiée fait 31,62 de hauteur, le système structurel est constitué de voiles porteurs et de portiques en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la totalité de la charge horizontale.

IV.7 DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE V :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A: Coefficient d'accélération de la zoneRPA (Tableau 4.1).
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité RPA99 (Formule 4.4)
- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau4.3)
- W_T : poids total de la structure ($W_T = G + \beta \times Q$)

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas $\beta = 0.2$

IV.7.1 PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE T :

D'après RPA99 V 2003 :

$$T = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage, Il est donné par le tableau 4.6 du R.P.A99 V 2003.
- D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul à considérer.
- **La formule empirique :** $C_T h_N^{\frac{3}{4}}$

$C_T = 0.05$: Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

$$h_N = 31.62 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \times 31.62^{\frac{3}{4}} = 0.6667 \text{ s}$$

- **La deuxième formule** : $\frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

Dans le sens XX :

$$h_N = 31.62 \text{ m}$$

$$D_X = 30.30 \text{ m}$$

$$T_X = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_X}} = \frac{0,09 \times 31.62}{\sqrt{30.30}}$$

$$T_X = 0.52 \text{ s}$$

Dans le sens YY :

$$h_N = 31.62 \text{ m}$$

$$D_Y = 17.30 \text{ m}$$

$$T_Y = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_Y}} = \frac{0,09 \times 31.62}{\sqrt{17.30}}$$

$$T_Y = 0.68 \text{ s}$$

$$\rightarrow T = \min(T; T_X; T_Y) = \min(0.67; 0.52; 0.68) = 0.52 \text{ s}$$

$$\rightarrow T = 0.52 \text{ s}$$

IV.7.2 NOMBRE DE MODE A CONSIDERER (RPA99/V2003 PAGE 45) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.7.3 DESCRIPTION DU LOGICIEL SAP2000 :

SAP2000 est la dernière et la plus puissante version de la série bien connue de SAP, programmes d'analyse de structures.

SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception de structure d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et en charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.7.3.1 MODELISATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles sont modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les poteaux et les poutres sont modélisés par des éléments « FRAME ».

IV.7.3.2 MODELISATION DE LA MASSE :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon le RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

IV.7.4 LES DIFFERENTES DISPOSITIONS DES VOILES :

IV.7.4.1 DISPOSITION DES VOILES :

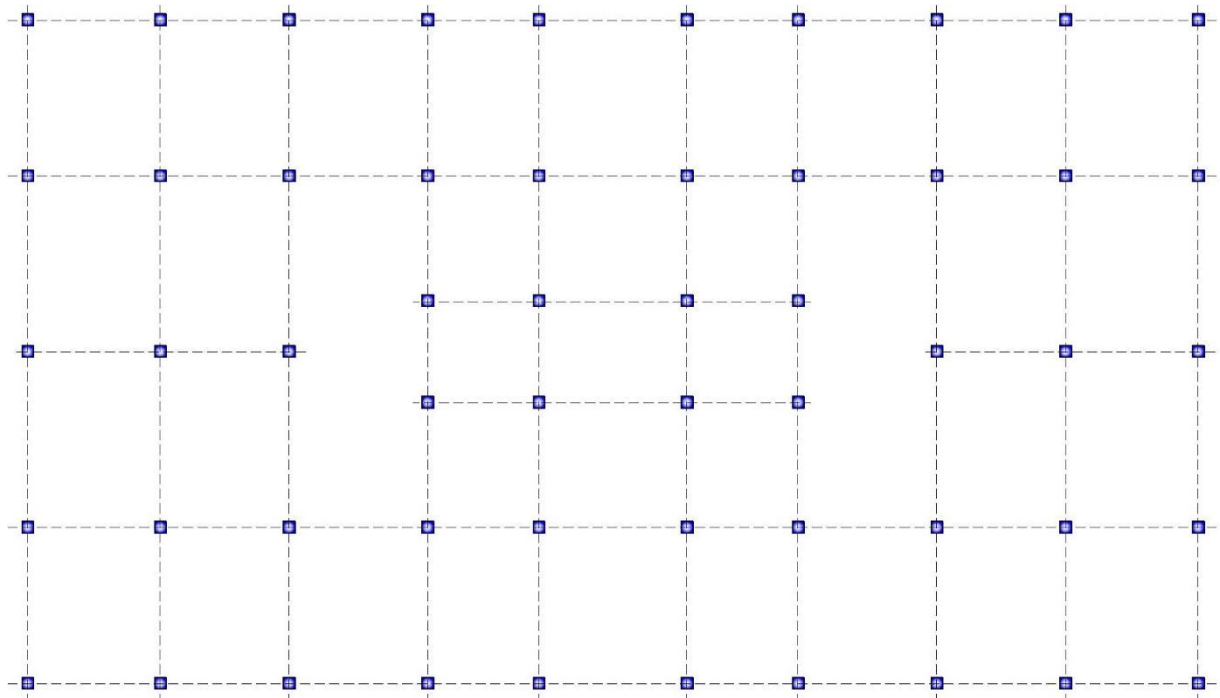
Comme le système de contreventement choisi est le contreventement mixte, le choix des dispositions des voiles doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.
- Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$ (L : dimension du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs

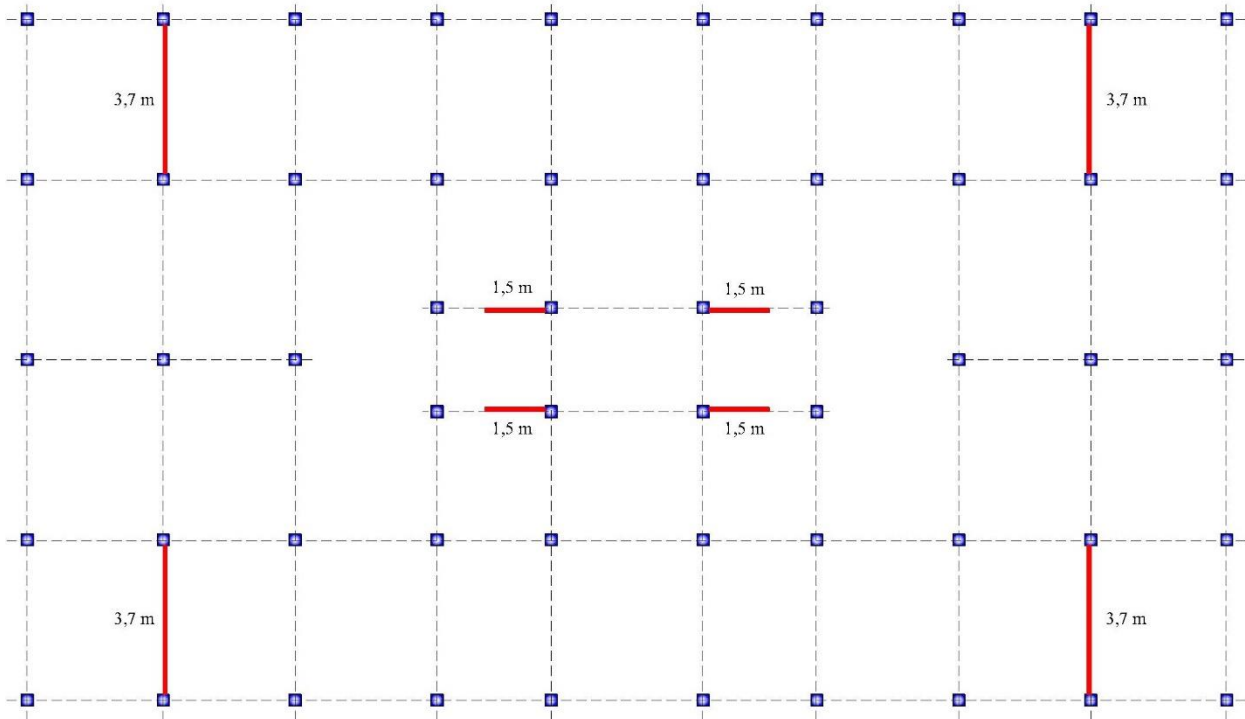
IV.7.4.2 LES DIFFERENTES VARIANTES :

Après une vingtaine de disposition on va présenter les plus significatives.

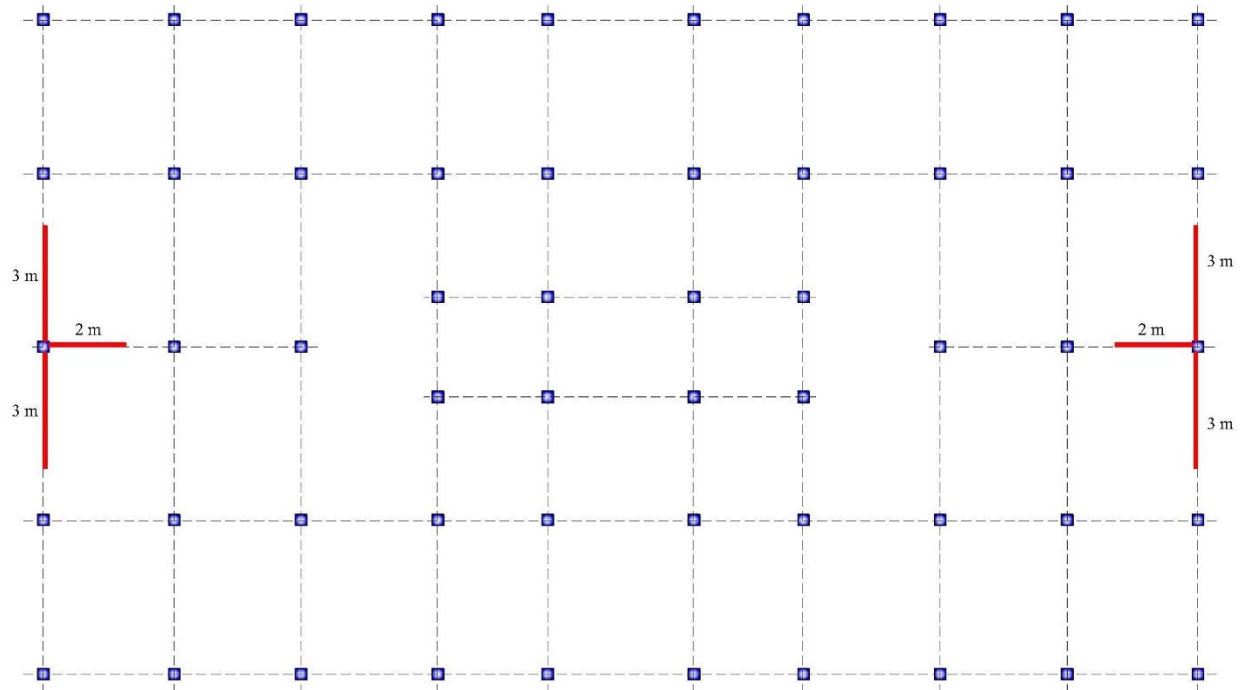
❖ Disposition sans voile : $T=1,58$ s



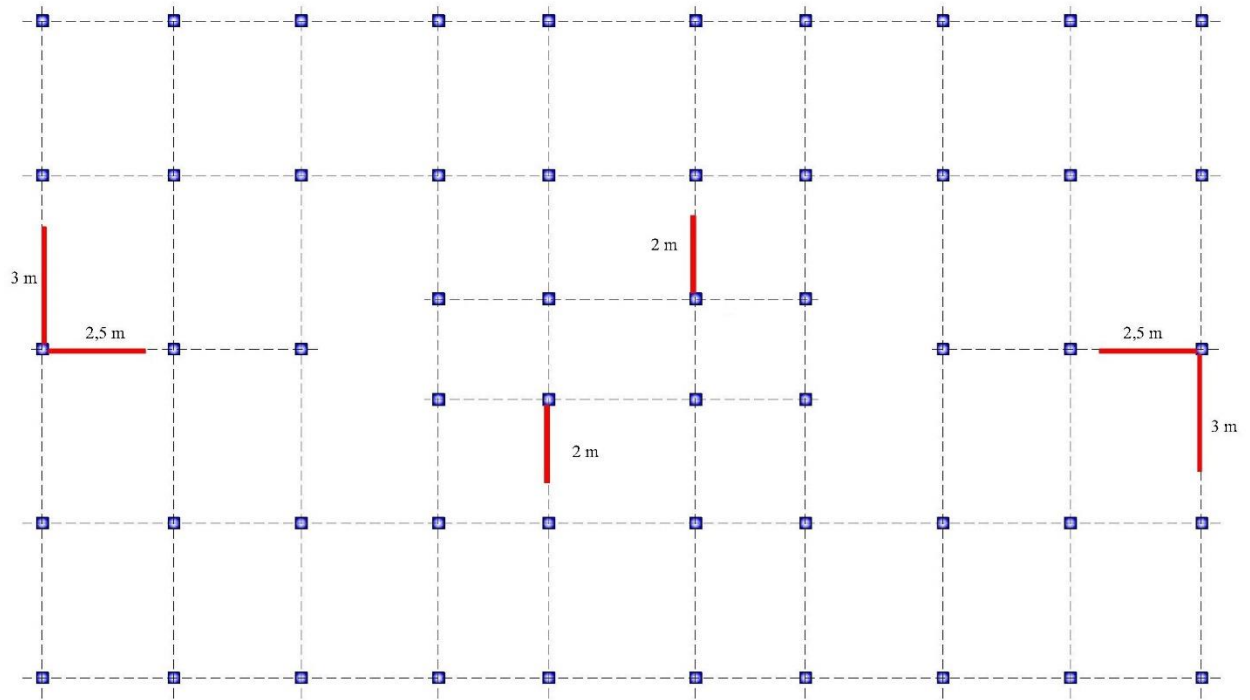
❖ Disposition 1 : $T=1,31$ s



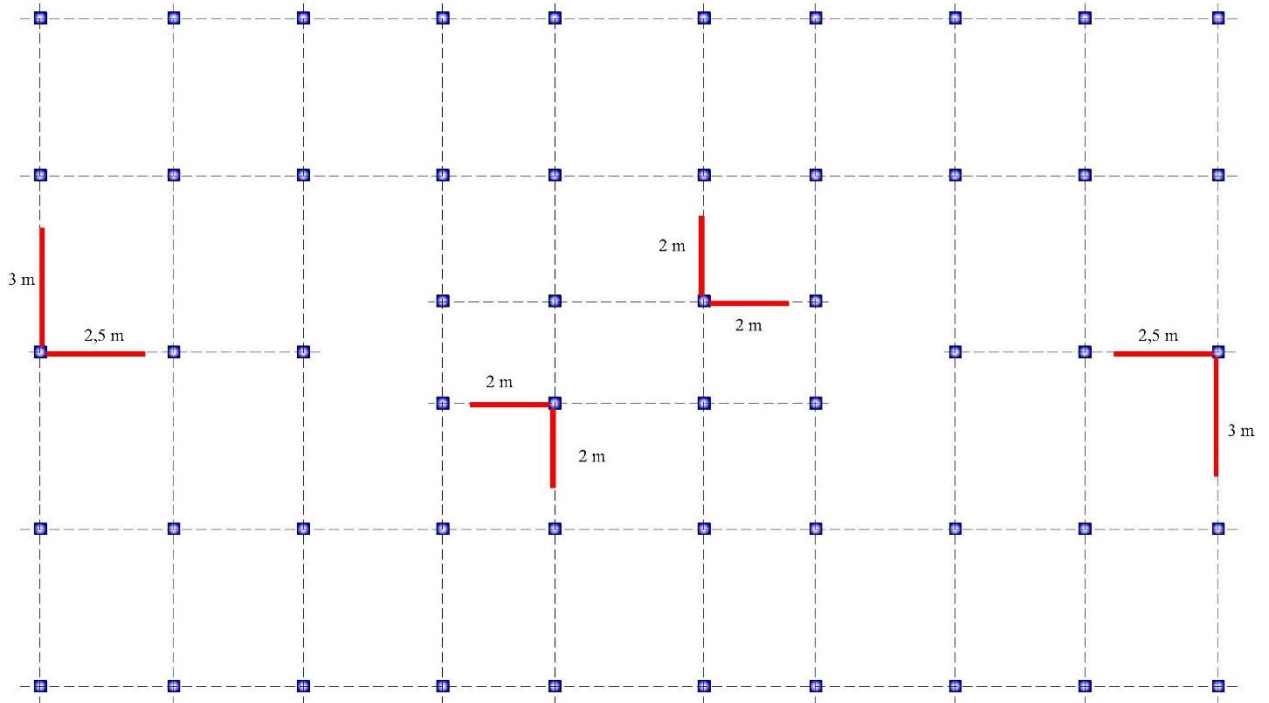
Disposition 2 : $T=1,35$ s



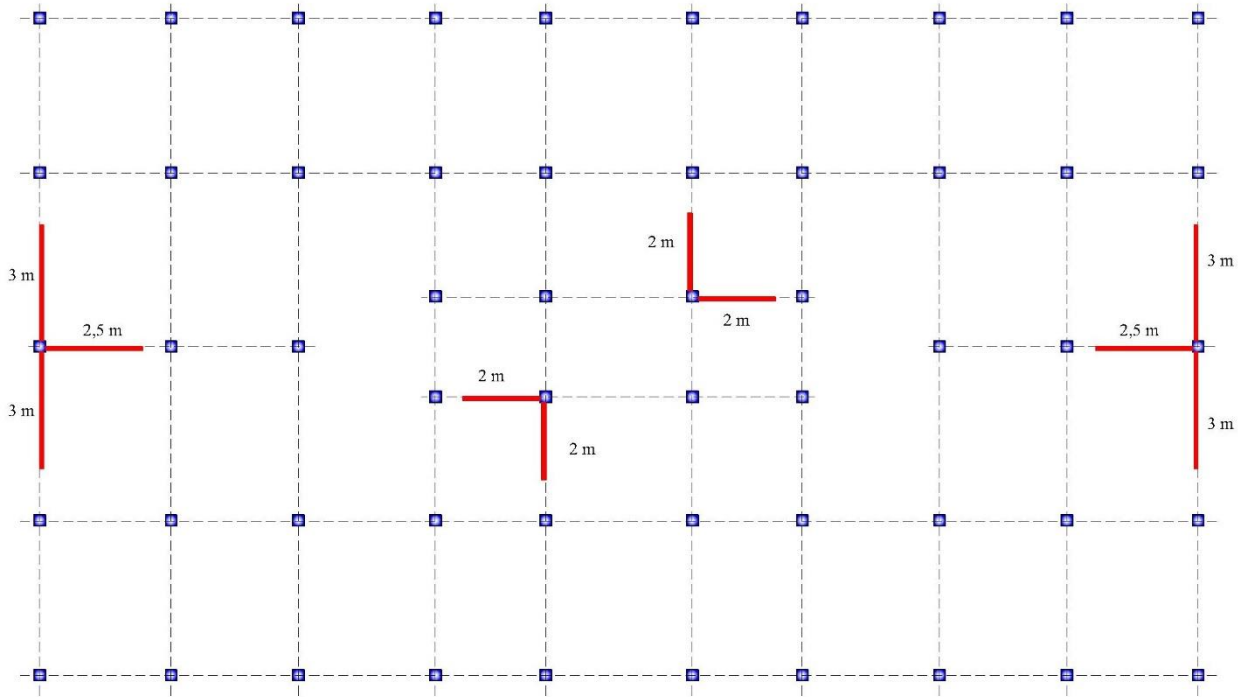
Disposition 3 : T=1,26 s



Disposition 4 : T=1,15 s



Disposition 5 : T=1,10 s



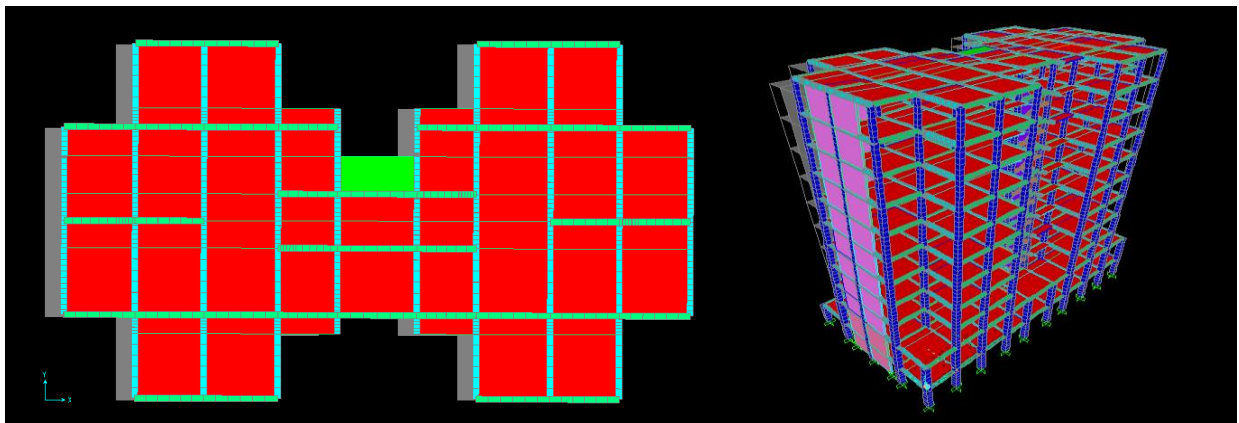
IV.7.4.3 LE CHOIX DE NOTRE DISPOSITION DES VOILES :

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

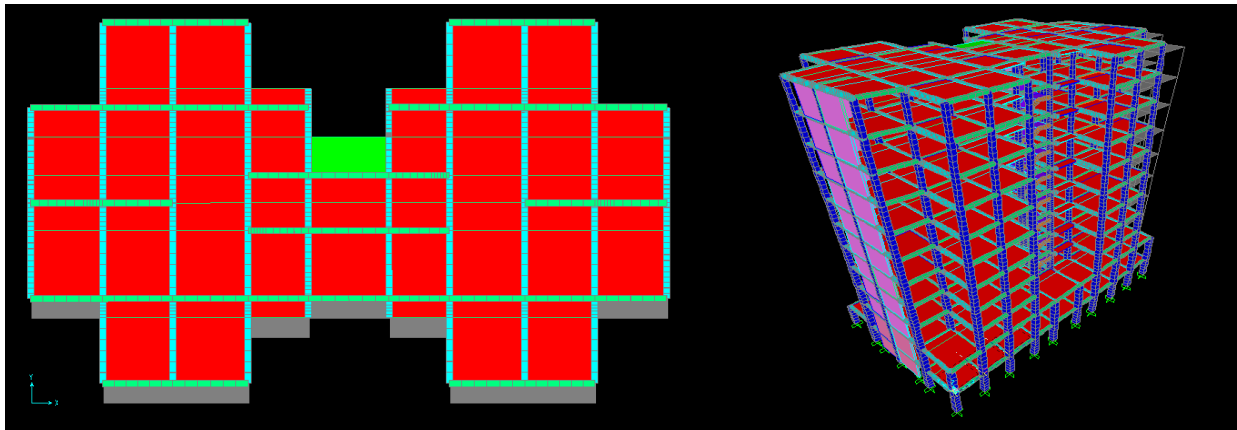
- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90 % de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

C'est la raison pour laquelle on a choisi la 5^{ème} disposition, car elle satisfait les différentes conditions citées au paravent et qu'on va démontrer ci-après.

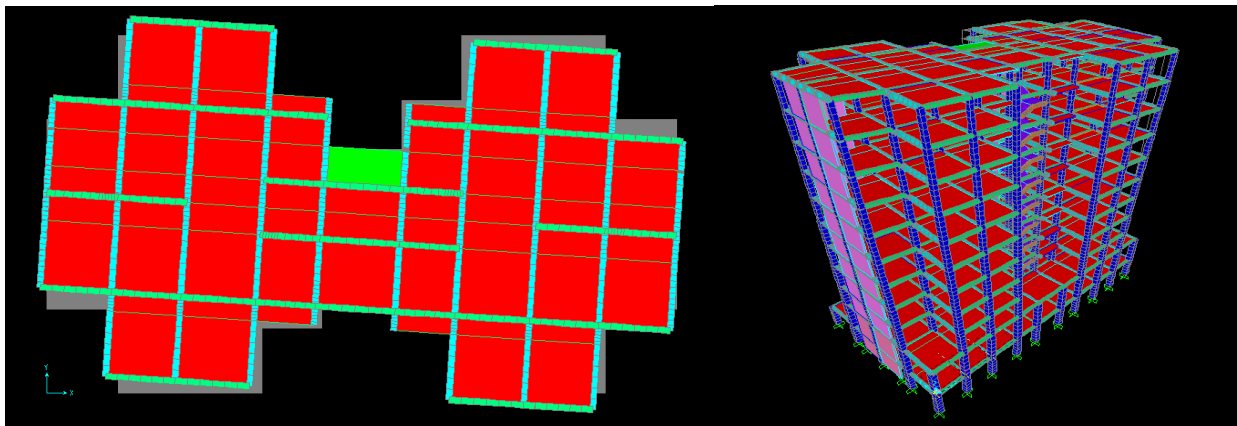
1. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (x; x)



2. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (y; y)



3. Le troisième mode est un mode de rotation



- **Conditions sur la période fondamentale de la structure :**

retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données par les formules empiriques Article 4.2.4.2

Donc $T_x = 0.52$ s et $T_y = 0.68$ s

«Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% » Art 4.2.4.2

| Si : | Période choisie pour le calcul du (D) |
|--|---------------------------------------|
| $T(\text{analytique}) \leq T(\text{empirique})$ | $T = T(\text{empirique})$ |
| $T(\text{empirique}) \leq T(\text{analytique}) \leq 1,3 T(\text{empirique})$ | $T = T(\text{analytique})$ |
| $T(\text{analytique}) \geq T(\text{empirique})$ | $T = 1,3T(\text{empirique})$ |

1.3 $T_{\text{empirique}} \leq T_{\text{numérique}}$

$T_{x \text{ majoré}} = 1.3 \times 0.52 = 0.676$ s

$T_{y \text{ majoré}} = 1.3 \times 0.68 = 0.884$ s

$T_{\text{numérique}} = 1.10$ s $\geq 1.3 T_{\text{empirique}}$ condition vérifier

IV.7.5 COEFFICIENT D'ACCELERATION A :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Tlemcen → **Zone I**

Ouvrage d'importance moyenne → **groupe 2**

D'après le «tableau 4.1» du RPA 99 V 2003, le coefficient d'accélération de la zone

→ **A = 0.08**

IV.7.6 COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE (R) :

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » RPA99 V 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « l'article 3.4 » du RPA99 V 2003.

Dans la structure, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égale à : **R = 5**

IV.7.7 FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE MOYEN (D) :

Le facteur D est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

- T_2 : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le « Tableau 4.7 » du RPA99 V 2003

- η : C'est le coefficient de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 7%. « Tableau 4.2 » du RPA99 V 2003

- Facteur de correction d'amortissement η :

D'après la Formule 4.3 du RPA 99 version 2003 (P 35)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Pour un contreventement par voile on a : $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,8819 \geq 0,7$$

- Période T_1 et T_2 pour un site considéré

Période caractéristique associées à la catégorie de site .D'après le rapport géotechnique, notre site est site 1 (Tableau 4.7: RPA 99 version 2003) :

T1 = 0,15 s ; T2 = 0,30 s.

Puisque la période fondamentale de la structure T , est comprise entre T_2 et 3 s donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule : $2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

Dans le sens XX : $D_x = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,30}{0,667}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.2943}$

Dans le sens YY : $D_y = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,30}{0,884}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.0727}$

IV.7.8 FACTEUR DE QUALITE (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Avec :

Pq est la pénalité à retenir selon le « tableau 4.4 » du RPA99 V 2003.

IV.7.8.1 CONDITIONS MINIMALES SUR LES FILES DE CONTREVENTEMENT :

D'après le RPA99 V 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5 .

Dans le sens x :

$$\frac{3.4}{3.3} = 1.03 \leq 1.5.$$

$$\frac{3.3}{3.55} = 0.92 \leq 1.5$$

$$\frac{3.55}{2.85} = 1.24 \leq 1.5$$

$$\frac{2.85}{3.8} = 0.75 \leq 1.5$$

$$\frac{3.8}{2.85} = 1.33 \leq 1.5$$

$$\frac{2.85}{3.55} = 0.80 \leq 1.5$$

$$\frac{3.55}{3.3} = 1.07 \leq 1.5$$

$$\frac{3.3}{3.4} = 0.97 \leq 1.5$$

Dans le sens y :

$$\frac{4}{4.5} = 0.88 \leq 1.5$$

$$\frac{4.5}{4.5} = 1 \leq 1.5$$

$$\frac{4.5}{4} = 1.12 \leq 1.5$$

critère observé $\rightarrow P_{qx} = P_{qy} = 0$

IV.7.8.2 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

Dans le sens X (10 fils):

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{3.8}{2.85} = 1.33 < 1.5 \quad \text{Critère observé } P_{qx} = 0$$

Dans le sens Y (7 fils):

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4.5}{4} = 1.125 < 1.5 \quad \text{Critère observé } P_{qy} = 0$$

IV.7.8.3 REGULARITE EN PLAN :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- La structure a une force compacte, et le rapport :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{30.30}{17.3} = 1.75 < 4$$

- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

Une partie saillante de :

$$y_1 = 4 \text{ m}$$

$$X_1 = 3.4 \text{ m}$$

$$Y_2 = 4 \text{ m}$$

$$X_2 = 9.5 \text{ m}$$

$$Y_3 = 3.1 \text{ m}$$

$$X_3 = 9.5 \text{ m}$$

$$Y_4 = 0.9 \text{ m}$$

$$X_4 = 3.8 \text{ m}$$

$$X_5 = 3.8 \text{ m}$$

$$Y_5 = 2.3 \text{ m}$$

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{l_1+l_2+l_3}{L} = \frac{4 \times 4 + 4 + 3.1 + 0.9 + 2.3}{17.30} = 1.52 \geq 0,25 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_1+l_2+l_3}{L} = \frac{3.4 \times 4 + 9.5 + 9.5 + 3.8 + 3.8}{30.30} = 1.32 \geq 0,25 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier

Donc le critère est non observé $P_{qx} = P_{qy} = 0.05$

IV.7.8.4 REGULARITE EN ELEVATION :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

- b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. Condition vérifiée. • b2. Aussi bien la raideur. Que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

- b3. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

- b4. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

Donc le critère est observé $P_{qx} = P_{qy} = 0$

IV.7.8.5 CONTROLE DE LA QUALITE DES MATERIAUX :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Donc le critère est non observé $P_{qx} = P_{qy} = 0.05$

IV.7.8.6 CONTROLE DE LA QUALITE DE L'EXECUTION :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

Donc le critère est non observé $P_{qx} = P_{qy} = 0.05$

Tableau IV.1:Pénalité en fonction de critère de qualité

| Critère q | P _q | |
|---|----------------|--------|
| | Sur XX | Sur YY |
| 1.condition minimale sur les files de contreventement | 0 | 0 |
| 2.Rededance en plan | 0 | 0 |
| 3.Regularite en plan | 0.05 | 0.05 |
| 4.Regularite en élévation | 0 | 0 |
| 5. contrôle de la qualité des matériaux | 0.05 | 0.05 |
| 6. contrôle de la qualité l'exécution | 0.05 | 0.05 |
| ΣP_q | 0.15 | 0.15 |

Alors le facteur de qualité Q égale a :

$$Q_x = 1 + 0.15 = 1.15$$

$$Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$$

IV.8 LE POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE (W_T) :

D'après le RPA99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$\sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids due aux charges permanente.

W_{Qi} : poids due charge d'exploitation.

β = coefficient de pondération.

$\beta = 0,2$ (Tableau 4.6 : RPA 99 version 2003).

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000:

Tableau IV.2: Poids des différents étages de la structure.

| Niveau | Masses [tonnes] | Poids [KN] |
|------------------------|-----------------|-------------|
| Sous-Sol | 715,223558 | 7152,23558 |
| RDC | 656,132709 | 6561,32709 |
| 1 ^{er} étage | 541,936258 | 5419,36258 |
| 2 ^{ème} étage | 532,721529 | 5327,21529 |
| 3 ^{ème} étage | 515,967426 | 5159,67426 |
| 4 ^{ème} étage | 507,630290 | 5076,30290 |
| 5 ^{ème} étage | 499,293154 | 4992,93154 |
| 6 ^{ème} étage | 491,833612 | 4918,33612 |
| 7 ^{ème} étage | 484,374069 | 4843,74069 |
| 8 ^{ème} étage | 476,411896 | 4764,11896 |
| 9 ^{ème} étage | 436,938176 | 4369,38176 |
| $W_{Total} = \sum W_i$ | 5858,462677 | 58584,62677 |

Le poids total de la structure : $W_T = 5858,462677 \text{ t} = 58584,62677 \text{ KN}$

IV.9 CALCUL DE L'EFFORT SISMIQUE EQUIVALENT A LA BASE (V) :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_T = \frac{0,08 \times 1,2943 \times 1,15}{5} \times 58584,62677 = 1395,20 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_T = \frac{0,08 \times 1,0727 \times 1,15}{5} \times 58584,62677 = 1156,32 \text{ KN}$$

IV.10 LA METHODE DYNAMIQUE MODAL SPECTRAL :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.10.1 LE SPECTRE DE REPONSE :

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du RPA99, V2003 :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

- S_a : Accélération spectrale.
- g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 .

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Version2003.

Avec :

- ✓ Coefficient d'accélération de zone (A) : **Zone I et Groupe d'usage 2** → (A = 0.08).
- ✓ Pourcentage d'amortissement critique (ξ) : **Béton armé dense** (ξ = 7%).
- ✓ Facteur de correction d'amortissement (η) : (η = 0.8819).
- ✓ Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :
Site rocheux (S3) → (T1 = 0.15 s) ; (T2 = 0.30 s).
- ✓ La période fondamentale de la structure (T) : **T (empirique) = 0.52 s**
T (numérique) = 1.10 s
- ✓ Facteur de qualité (Q) : **Q_x = Q_y = 1.15**
- ✓ Coefficient de comportement global de la structure (R) : (R = 5)

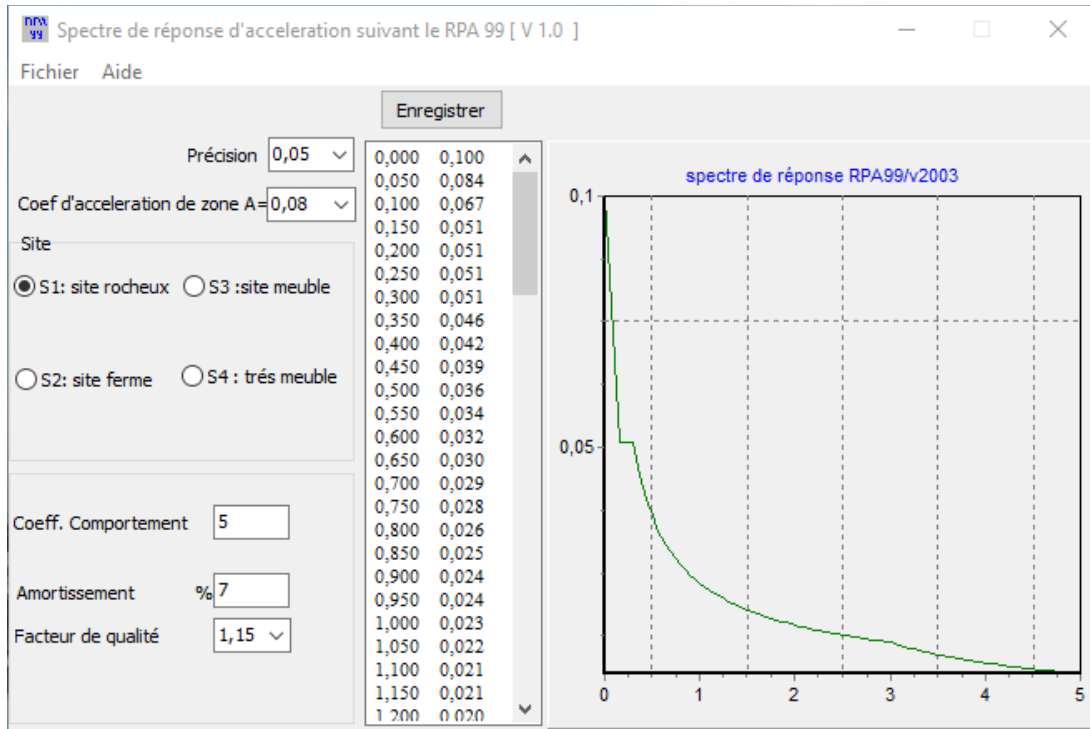


Figure IV.1: Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »

IV.11 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE :

IV.11.1 CENTRE DE TORSION :

Les coordonnées de centre de torsion sont déterminées par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum_{i=1}^k I_{xi} \times x_i}{\sum_{i=1}^k I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum_{i=1}^k I_{yi} \times y_i}{\sum_{i=1}^k I_{yi}}$$

Avec :

- X_t : L'abscisse du centre de torsion.
- Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.
- I_{xi} : Moment d'inertie suivant le sens X-X.
- I_{yi} : Moment d'inertie suivant le sens Y-Y.
- x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

- y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément

Les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.3:Centre de torsion de chaque niveau

| Niveau | X_t [m] | Y_t [m] |
|--|-----------|-----------|
| Sous-Sol | 16,65 | 9,44 |
| RDC | 16,65 | 8,70 |
| 1 ^{er} étage | 16,40 | 8,60 |
| 2 ^{ème} étage | 16,40 | 9,31 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 16,15 | 9,18 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 15,90 | 9,07 |
| 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage | 15,65 | 8,93 |
| 9 ^{ème} étage | 15,40 | 8,80 |

IV.11.2 CENTRE DE MASSE :

Les coordonnées de centre de masse sont déterminées par la formule suivante :

$$X_M = \frac{\sum_{i=1}^k W_i \times x_i}{\sum_{i=1}^k W_i}$$

$$Y_M = \frac{\sum_{i=1}^k W_i \times y_i}{\sum_{i=1}^k W_i}$$

Les résultats du centre de masse donné par le "SAP2000" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Centre de masse de chaque niveau

| Niveau | X_M [m] | Y_M [m] | Z_M [m] |
|------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Sous-Sol | 14,996658 | 8,494696 | 0 |
| RDC | 14,996414 | 7,773211 | 4,080000 |
| 1 ^{er} étage | 14,996239 | 8,515540 | 7,140000 |
| 2 ^{ème} étage | 14,996011 | 8,514080 | 10,200000 |
| 3 ^{ème} étage | 14,996172 | 8,512391 | 13,260000 |
| 4 ^{ème} étage | 14,995955 | 8,510952 | 16,320000 |
| 5 ^{ème} étage | 14,996044 | 8,509465 | 19,380000 |
| 6 ^{ème} étage | 14,995842 | 8,508092 | 22,440000 |
| 7 ^{ème} étage | 14,995922 | 8,506676 | 25,500000 |
| 8 ^{ème} étage | 15,000079 | 8,506548 | 28,560000 |
| 9 ^{ème} étage | 15,000000 | 8,441319 | 31,620000 |

IV.11.3 ÉVALUATION DES EXCENTRICITES :

Selon le R.P.A99 V 2003 on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricités théoriques
- Excentricités accidentelle

➤ **Excentricités théoriques**

$$E_{xt} = |X_M - X_t|$$

$$E_{yt} = |Y_M - Y_t|$$

$X_M; Y_M$: Les coordonnées du centre de masse.

$X_t; Y_t$: Les coordonnées du centre de torsion.

Tableau IV. 5: Les excentricités théoriques de chaque niveau

| Niveau | E_{xt} [m] | E_{yt} [m] |
|------------------------|--------------|--------------|
| Sous-Sol | 1,653342 | 0,945304 |
| RDC | 1,653586 | 0,926789 |
| 1 ^{er} étage | 1,403761 | 0,08446 |
| 2 ^{ème} étage | 1,403989 | 0,79592 |
| 3 ^{ème} étage | 1,153828 | 0,667609 |
| 4 ^{ème} étage | 1,154045 | 0,669048 |
| 5 ^{ème} étage | 0,903956 | 0,560535 |
| 6 ^{ème} étage | 0,904158 | 0,561908 |
| 7 ^{ème} étage | 0,654078 | 0,423324 |
| 8 ^{ème} étage | 0,649921 | 0,423452 |
| 9 ^{ème} étage | 0,400000 | 0,358681 |

➤ **Excentricités accidentelles**

$$E_{xa} = \max (5\%L_{x \max}; E_{xt})$$

$$E_{ya} = \max (5\%L_{y \max}; E_{yt})$$

Avec :

$$L_{x \max} = 30 \text{ m} \rightarrow 5\%L_{x \max} = 1.50 \text{ m}$$

$$L_{y \max} = 17 \text{ m} \rightarrow 5\%L_{y \max} = 0.85 \text{ m}$$

On prend le maximum entre les excentricités théorique et accidentelle :

$$E_x = \max (E_{xa}; E_{xt})$$

$$E_y = \max (E_{ya}; E_{yt})$$

Tableau IV.6: Excentricité finale

| Niveau | E_x [m] | E_y [m] |
|------------------------|-----------|-----------|
| Sous-Sol | 1,65 | 0,95 |
| RDC | 1,65 | 0,93 |
| 1 ^{er} étage | 1,5 | 0,85 |
| 2 ^{ème} étage | 1,5 | 0,85 |
| 3 ^{ème} étage | 1,5 | 0,85 |
| 4 ^{ème} étage | 1,5 | 0,85 |
| 5 ^{ème} étage | 1,5 | 0,85 |
| 6 ^{ème} étage | 1,5 | 0,85 |
| 7 ^{ème} étage | 1,5 | 0,85 |
| 8 ^{ème} étage | 1,5 | 0,85 |
| 9 ^{ème} étage | 1,5 | 0,85 |

IV.12 VERIFICATION :

IV.12.1 DISTRIBUTION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec :

$$F_t = 0 \quad \text{Si} \quad T \leq 0.7 \text{ s}$$

$$F_t = 0.07 \times T \times V \quad \text{Si} \quad T > 0.7 \text{ s}$$

Dans le sens X : $T = 0,52 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$

Dans le sens Y : $T = 0,68 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$

Les forces sismique de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 RPA99v2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

Tableau IV.7:force sismique suivant x et y

| Niveau | H _i [m] | W _i [KN] | W _i × H _i [KN. m] | F _x [KN] | F _y [KN] |
|--------------------------|--------------------|---------------------|---|---------------------|---------------------|
| Sous-Sol | 3,06 | 7152,23558 | 21885,840875 | 164,201317 | 136,087491 |
| RDC | 4,08 | 6561,32709 | 26770,214527 | 200,846955 | 166,458824 |
| 1 ^{er} étage | 3,06 | 5419,36258 | 16583,249495 | 124,417948 | 103,115655 |
| 2 ^{ème} étage | 3,06 | 5327,21529 | 16301,278787 | 122,302427 | 101,362344 |
| 3 ^{ème} étage | 3,06 | 5159,67426 | 15788,603236 | 118,456013 | 98,1744961 |
| 4 ^{ème} étage | 3,06 | 5076,30290 | 15533,486874 | 116,54197 | 96,588167 |
| 5 ^{ème} étage | 3,06 | 4992,93154 | 15278,370512 | 114,627927 | 95,001838 |
| 6 ^{ème} étage | 3,06 | 4918,33612 | 15050,108527 | 112,915362 | 93,5824911 |
| 7 ^{ème} étage | 3,06 | 4843,74069 | 14821,846511 | 111,202797 | 92,163144 |
| 8 ^{ème} étage | 3,06 | 4764,11896 | 14578,204018 | 109,374838 | 90,6481601 |
| 9 ^{ème} étage | 3,06 | 4369,38176 | 13370,308186 | 100,312445 | 83,1373903 |
| $\Sigma = 185961,511548$ | | | | | |

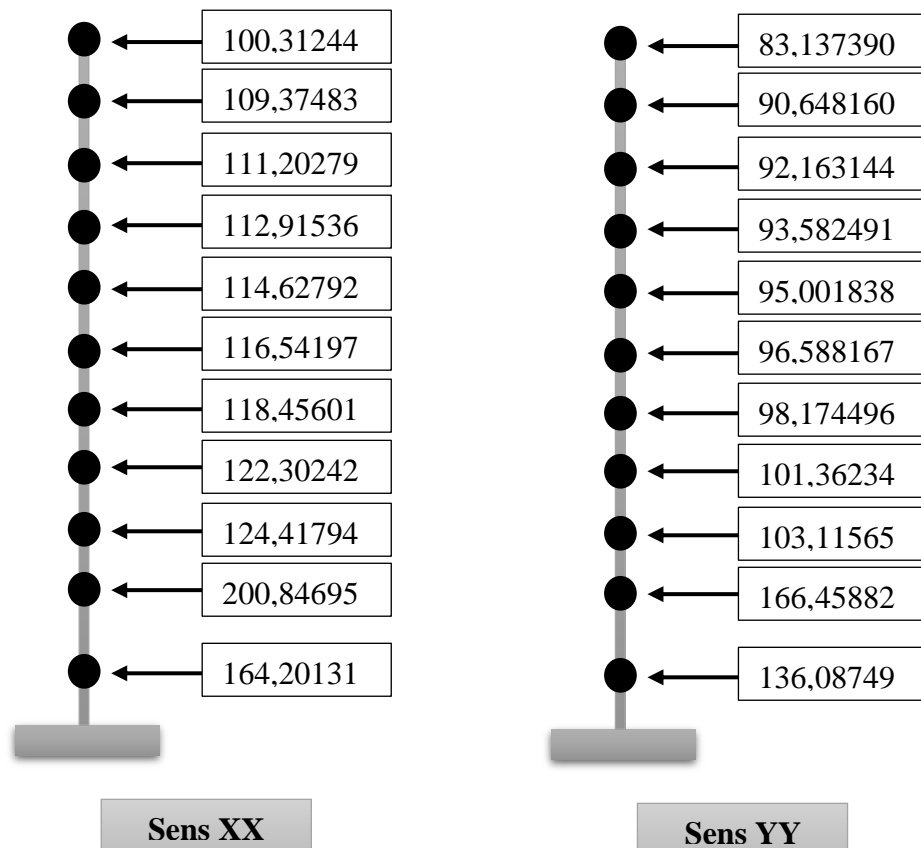


Figure IV.2:Distribution de l’effort sismique selon la hauteur

IV.12.2 PARTICIPATION MASSIQUE :

En utilise le SAP2000 pour déterminer la participation massique pour chaque mode.

Tableau IV.8:Participation massique

| TABLE : Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | |
|---|----------|----------|----------|-------------|-------------|-------------|----------|----------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 1,105833 | 0,68039 | 0,00231 | 0,000001107 | 0,68039 | 0,00231 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,805031 | 0,00213 | 0,66866 | 0,000006068 | 0,68252 | 0,67097 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,675528 | 0,00083 | 9,705E-07 | 8,37E-09 | 0,68335 | 0,67097 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,329365 | 0,15683 | 0,00058 | 0,000002654 | 0,84018 | 0,67155 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,301772 | 3,998E-07 | 9,86E-08 | 0,00013 | 0,84018 | 0,67155 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,291411 | 1,918E-08 | 5,145E-08 | 0,00004593 | 0,84018 | 0,67155 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,291367 | 4,942E-08 | 2,738E-07 | 0,00007687 | 0,84018 | 0,67155 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,291351 | 0,000000601 | 1,022E-08 | 0,00028 | 0,84018 | 0,67155 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,287337 | 1,126E-07 | 0,000002835 | 0,00016 | 0,84018 | 0,67156 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,287279 | 3,431E-07 | 0,000007001 | 0,0004 | 0,84018 | 0,67156 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,287227 | 6,995E-08 | 0,000001501 | 0,00007683 | 0,84018 | 0,67156 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,287178 | 7,646E-08 | 8,281E-07 | 0,00006026 | 0,84018 | 0,67157 |
| MODAL | Mode | 13 | 0,287144 | 1,087E-07 | 8,412E-07 | 0,00004618 | 0,84018 | 0,67157 |
| MODAL | Mode | 14 | 0,287112 | 2,595E-09 | 2,596E-07 | 0,00007632 | 0,84018 | 0,67157 |
| MODAL | Mode | 15 | 0,230717 | 0,00087 | 0,17043 | 0,000003008 | 0,84105 | 0,842 |
| MODAL | Mode | 16 | 0,220631 | 0,000007936 | 0,00036 | 0,00038 | 0,84106 | 0,84236 |
| MODAL | Mode | 17 | 0,185589 | 0,00016 | 0,000001457 | 2,303E-07 | 0,84122 | 0,84236 |
| MODAL | Mode | 18 | 0,160573 | 0,05694 | 0,00033 | 7,362E-08 | 0,89816 | 0,84269 |
| MODAL | Mode | 19 | 0,109734 | 0,00045 | 0,06067 | 0,00001081 | 0,89862 | 0,90336 |
| MODAL | Mode | 20 | 0,099066 | 0,00975 | 0,0001 | 0,00045 | 0,90836 | 0,90347 |

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du :

Mode 19 → **SumUY = 0,90336 > 90%** → **Condition vérifier**

Mode 20 → **SumUX = 0,90836 > 90%** → **Condition vérifier**

IV.12.3 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :

D'après le RPA99/version2003, La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.80 \times \frac{V_{\text{statique}}}{V_{\text{dynamique}}}$.

D'après le fichier des résultats de SAP2000 on a :

Tableau IV.9:Effort tranchant à la base

| TABLE : Base Reactions | | | | |
|------------------------|-------------|-----------|-----------|----------|
| OutputCase | Case Type | Step Type | GlobalFX | GlobalFY |
| Text | Text | Text | KN | KN |
| EX | LinRespSpec | Max | 1001,086 | 95,077 |
| EY | LinRespSpec | Max | 95,077 | 1196,474 |
| EX st | LinStatic | | -1419,043 | 1,19E-10 |
| EY st | LinStatic | | 4,40E-11 | -1176,09 |

Donc on peut résumés les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau IV.10:Les efforts tranchants à la base

| L'effort tranchant à la base | V _{statique} [KN] | | 80% V _{statique} [KN] | | V _{dynamique} [KN] | | V _{dynamique} > 0,8 V _{statique} | |
|------------------------------|----------------------------|----------------|--------------------------------|----------------|-----------------------------|----------------|--|---------|
| | V _x | V _y | V _x | V _y | V _x | V _y | Sens xx | Sens yy |
| | 1419,043 | 1176,085 | 1135,234 | 940,868 | 1001,086 | 1196,474 | CNV | CV |

D'après le tableau ci-dessus $V_{dynamique} < 0,8 V_{statique}$ dans le sens XX, alors on doit majorer la réponse obtenue à partir de la méthode spectrale de $\left(\frac{0,8 V_{statique}}{V_{dynamique}}\right)$

$$\text{Sens XX : } \frac{0,8 V_{statique}}{V_{dynamique}} = \frac{0,8 \times 1419,043}{1001,086} = 1,134$$

Tableau IV.11:les efforts tranchants dans chaque niveau sous Ex, Ey après correction

| TABLE : Base Reactions | | | | |
|------------------------|-------------|-----------|-----------|----------|
| OutputCase | Case Type | Step Type | GlobalFX | GlobalFY |
| Text | Text | Text | KN | KN |
| EX | LinRespSpec | Max | 1135,235 | 107,818 |
| EY | LinRespSpec | Max | 95,077 | 1196,474 |
| EX st | LinStatic | | -1419,043 | 1,19E-10 |
| EY st | LinStatic | | 4,40E-11 | -1176,09 |

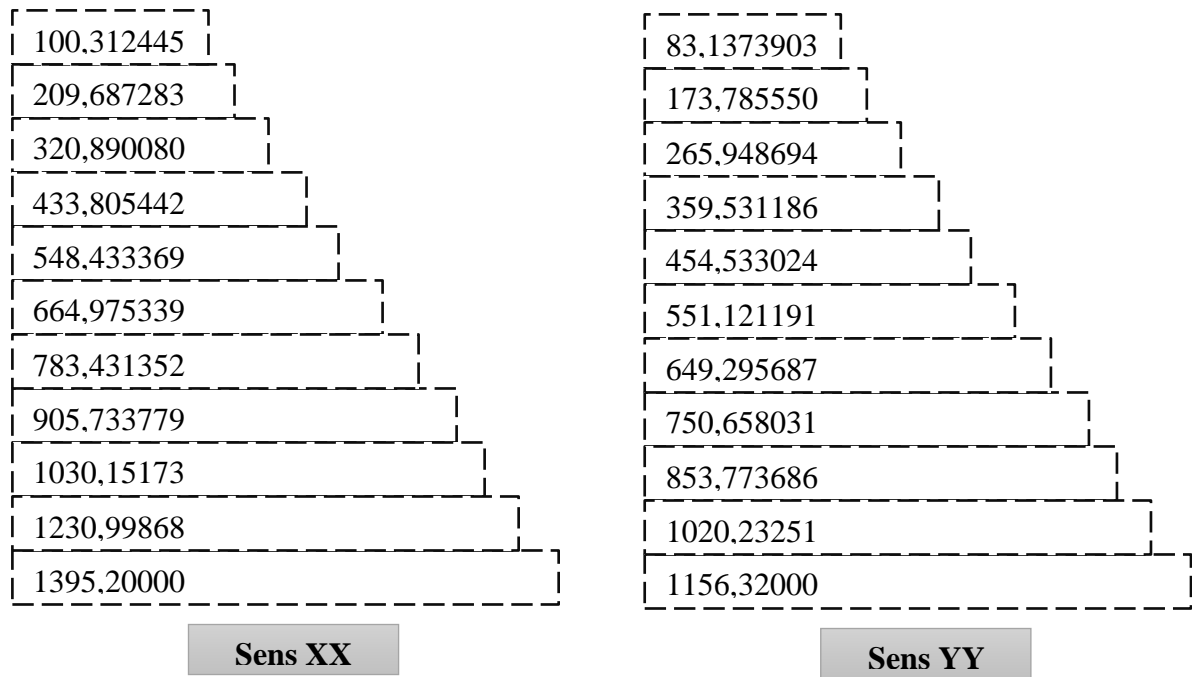


Figure IV.3: La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y

IV.12.5 JUSTIFICATION DE L'INTERACTION (PORTIQUES-VOILES) :

D'après le RPA99/Version2003, Pour le système (4.a) de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (Portiques-Voiles) :

Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

$$N_{Global} = 66769,951 \text{ KN}$$

$$N_x = 9219,214 \text{ KN}$$

$$N_y = 10792,205 \text{ KN}$$

$$\frac{N_x + N_y}{N_{globale}} = \frac{9219,214 + 10792,205}{66769,951} = 0,2997 = 29,97 \% \geq 20\%$$

$$F_x = 1122,039 \text{ KN}$$

$$F_y = 1174,108 \text{ KN}$$

$$V_x = 532,934 \text{ KN}$$

$$V_y = 823,312 \text{ KN}$$

L'effort horizontal repris par les voiles :

$$\frac{V_x}{F_x} = \frac{532,934}{1122,039} = 0,475 = 47,5 \%$$

$$\frac{V_y}{F_y} = \frac{823,312}{1174,108} = 0,701 = \mathbf{70,1\%}$$

L'effort horizontal repris par les portiques :

$$100 - 47,5 = \mathbf{52,5\%}$$

$$100 - 70,1 = \mathbf{29,9\%}$$

IV.12.6 JUSTIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

B : La section transversale des poteaux

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

La combinaison (G+Q±E) donne les efforts normaux maximums

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12: Vérification spécifique sous l'effort normal réduit

| Niveau | (a = b)[m] | B[m ²] | N _d max [m] | f _{c28} [MPa] | V | ≤ 0.3 |
|------------|------------|--------------------|------------------------|------------------------|------|-------|
| Sous-sol | 0,60×0,60 | 0,36 | 2364,024 | 25 | 0,26 | C.V |
| RDC | 0,60×0,60 | 0,36 | 1662,277 | 25 | 0,18 | C.V |
| 1er étage | 0,55×0,55 | 0,3025 | 1466,931 | 25 | 0,19 | C.V |
| 2ème étage | 0,55×0,55 | 0,3025 | 1284,84 | 25 | 0,17 | C.V |
| 3ème étage | 0,50×0,50 | 0,25 | 1103,05 | 25 | 0,18 | C.V |
| 4ème étage | 0,50×0,50 | 0,25 | 941,299 | 25 | 0,15 | C.V |
| 5ème étage | 0,45×0,45 | 0,2025 | 780,311 | 25 | 0,15 | C.V |
| 6ème étage | 0,45×0,45 | 0,2025 | 623,84 | 25 | 0,12 | C.V |
| 7ème étage | 0,40×0,40 | 0,16 | 468,133 | 25 | 0,12 | C.V |
| 8ème étage | 0,40×0,40 | 0,16 | 316,402 | 25 | 0,08 | C.V |
| 9ème étage | 0,35×0,35 | 0,1225 | 164,869 | 25 | 0,05 | C.V |

IV.12.7 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :
(RPA 99 V2003 (article 4.4.3, p47))

Selon le RPA99 V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_{kx} \leq \Delta_{k adm} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ky} \leq \Delta_{k adm}$$

Avec:

- $\Delta_{k adm}$: Déplacement relatif admissible : $\Delta_{k adm} = 0.01h_e$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

- δ_k : Déplacement du niveau (K) par rapport au sol
- R : Coefficient de comportement global de la structure (R = 5)
- δ_{ek} : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux sens (x, y) (Les déplacements sont calculés par logiciel Sap2000)

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- Δ_k : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1)

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV.13:Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R=5)

| Dans le sens XX | | | | | | | |
|------------------------|-------------------|----------------|--------------------|----------------|-----------|--------------|--------------|
| Niveaux | δ_{ek} [m] | δ_k [m] | δ_{k-1} [m] | Δ_k [m] | h_k [m] | 1% h_k [m] | Vérification |
| SS | 0,000416 | 0,00208 | 0 | 0,00208 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| RDC | 0,001629 | 0,008145 | 0,00208 | 0,006065 | 4,08 | 0,0408 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 0,002782 | 0,01391 | 0,008145 | 0,005765 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 0,004043 | 0,020215 | 0,01391 | 0,006305 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 0,005363 | 0,026815 | 0,020215 | 0,0066 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 0,006686 | 0,03343 | 0,026815 | 0,006615 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 5 ^{ème} étage | 0,007999 | 0,039995 | 0,03343 | 0,006565 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 6 ^{ème} étage | 0,009258 | 0,04629 | 0,039995 | 0,006295 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 7 ^{ème} étage | 0,010463 | 0,052315 | 0,04629 | 0,006025 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 8 ^{ème} étage | 0,01158 | 0,0579 | 0,052315 | 0,005585 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 9 ^{ème} étage | 0,012624 | 0,06312 | 0,0579 | 0,00522 | 3,06 | 0,0306 | C.V |

Tableau IV.14:Vérification des déplacements suivant le sens Y-Y (R=5)

| Dans le sens YY | | | | | | | |
|------------------------|-------------------|----------------|--------------------|----------------|-----------|--------------|--------------|
| Niveaux | δ_{ek} [m] | δ_k [m] | δ_{k-1} [m] | Δ_k [m] | h_k [m] | 1% h_k [m] | Vérification |
| SS | 0,000276 | 0,00138 | 0 | 0,00138 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| RDC | 0,000968 | 0,00484 | 0,00138 | 0,00346 | 4,08 | 0,0408 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 0,00162 | 0,0081 | 0,00484 | 0,00326 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 0,002336 | 0,01168 | 0,0081 | 0,00358 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 0,003097 | 0,015485 | 0,01168 | 0,003805 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 0,003871 | 0,019355 | 0,015485 | 0,00387 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 5 ^{ème} étage | 0,004654 | 0,02327 | 0,019355 | 0,003915 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 6 ^{ème} étage | 0,00542 | 0,0271 | 0,02327 | 0,00383 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 7 ^{ème} étage | 0,006171 | 0,030855 | 0,0271 | 0,003755 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 8 ^{ème} étage | 0,006887 | 0,034435 | 0,030855 | 0,00358 | 3,06 | 0,0306 | C.V |
| 9 ^{ème} étage | 0,007573 | 0,037865 | 0,034435 | 0,00343 | 3,06 | 0,0306 | C.V |

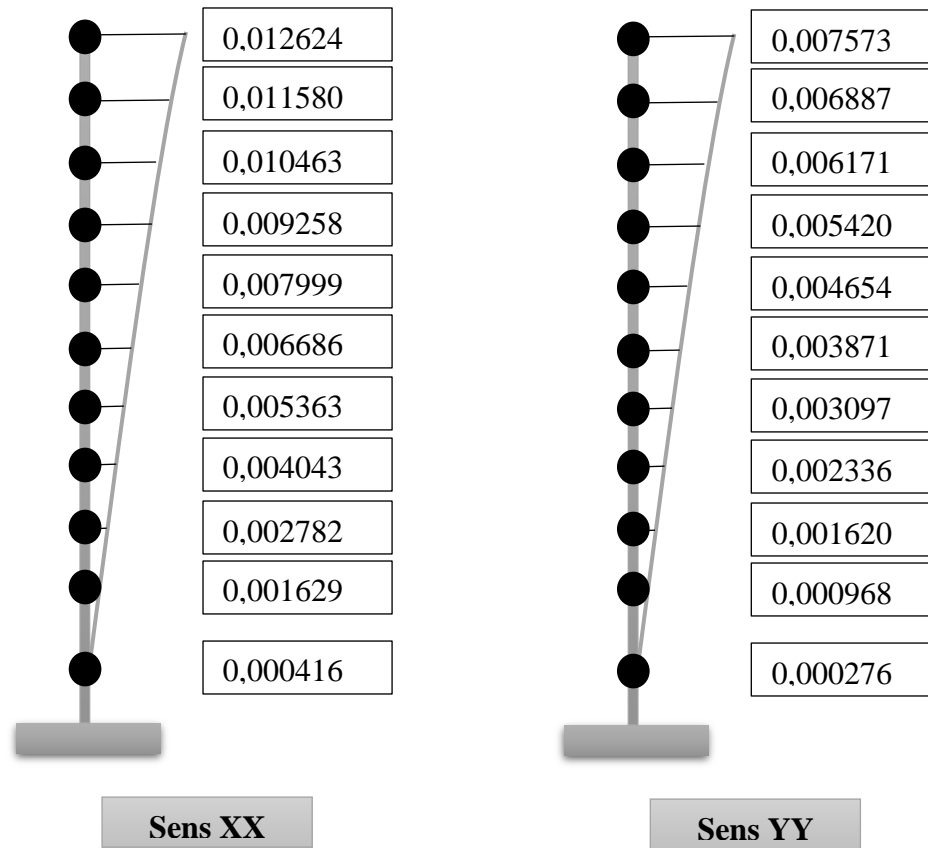


Figure IV.4: Déplacements de chaque niveau dans les deux sens (X et Y)

IV.12.8 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ :

D’après le RPA99/Version2003 :L’effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

Cette valeur dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau k
- Δ_k : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1)
- V_k : Effort tranchant d’étage au niveau (k) avec $V_k = \sum nF_i$
- h_k : Hauteur de L’étage k

Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, 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°ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitations associées au-dessus du niveau(k).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15:Vérification de l'effet P-Δ suivant X

| Niveaux | h_k [m] | P_k [KN] | Sens (X-X) | | | $\leq 0,10$ |
|------------------------|-----------|------------|----------------|------------|------------|-------------|
| | | | Δ_k [m] | V_k [KN] | θ_k | |
| SS | 3,06 | 7152,2356 | 0,00208 | 1395,2 | 0,00348 | C.V |
| RDC | 4,08 | 6561,3271 | 0,006065 | 1230,9987 | 0,00792 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 3,06 | 5419,3626 | 0,005765 | 1030,1517 | 0,00991 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 3,06 | 5327,2153 | 0,006305 | 905,73378 | 0,01212 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 3,06 | 5159,6743 | 0,0066 | 783,43135 | 0,01421 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 3,06 | 5076,3029 | 0,006615 | 664,97534 | 0,0165 | C.V |
| 5 ^{ème} étage | 3,06 | 4992,9315 | 0,006565 | 548,43337 | 0,01953 | C.V |
| 6 ^{ème} étage | 3,06 | 4918,3361 | 0,006295 | 433,80544 | 0,02332 | C.V |
| 7 ^{ème} étage | 3,06 | 4843,7407 | 0,006025 | 320,89008 | 0,02972 | C.V |
| 8 ^{ème} étage | 3,06 | 4764,119 | 0,005585 | 209,68728 | 0,04147 | C.V |
| 9 ^{ème} étage | 3,06 | 4369,3818 | 0,00522 | 100,31245 | 0,0743 | C.V |

Tableau IV.16:Vérification de l'effet P-Δ suivant Y

| Niveaux | h_k [m] | P_k [KN] | Sens (Y-Y) | | | $\leq 0,10$ |
|------------------------|-----------|------------|----------------|------------|------------|-------------|
| | | | Δ_k [m] | V_k [KN] | θ_k | |
| SS | 3,06 | 7152,2356 | 0,00138 | 1156,32 | 0,00279 | C.V |
| RDC | 4,08 | 6561,3271 | 0,00346 | 1020,2325 | 0,00545 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 3,06 | 5419,3626 | 0,00326 | 853,77369 | 0,00676 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 3,06 | 5327,2153 | 0,00358 | 750,65803 | 0,0083 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 3,06 | 5159,6743 | 0,003805 | 649,29569 | 0,00988 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 3,06 | 5076,3029 | 0,00387 | 551,12119 | 0,01165 | C.V |
| 5 ^{ème} étage | 3,06 | 4992,9315 | 0,003915 | 454,53302 | 0,01405 | C.V |
| 6 ^{ème} étage | 3,06 | 4918,3361 | 0,00383 | 359,53119 | 0,01712 | C.V |
| 7 ^{ème} étage | 3,06 | 4843,7407 | 0,003755 | 265,94869 | 0,02235 | C.V |
| 8 ^{ème} étage | 3,06 | 4764,119 | 0,00358 | 173,78555 | 0,03207 | C.V |
| 9 ^{ème} étage | 3,06 | 4369,3818 | 0,00343 | 83,13739 | 0,05891 | C.V |

IV.12.9 VERIFICATION AU RENVERSEMENT :

Selon le R.P.A99 V 2003, la vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Selon le R.P.A99 V 2003 il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

- M_s : Moment stabilisant $M_s = \sum W_i \times X_i$
- M_r : Moment renversant $M_r = \sum F_i \times H_i$
- W_i : Poids de chaque étage $W_i = w_{ig} + 0.2 \times w_{iq}$
- w_{ig} : Poids du aux charges permanentes.
- w_{iq} : Poids du aux charges d'exploitation.
- X_i : coordonne de centre de masse de chaque étage dans le sens XX
- Y_i : coordonne de centre de masse de chaque étage dans le sens YY
- F_i : Force sismique de chaque niveau.
- H_i : Hauteur d'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau IV.17: Vérification au renversement (Sens X-X)

| Niveaux | F_{ix} [KN] | H_i [m] | M_r [KN. m] | W_i [KN] | X_i [m] | M_s [KN. m] |
|----------|---------------|-----------|---------------|------------|-----------|---------------|
| Sous-Sol | 164,20132 | 3,06 | 502,45603 | 7152,23558 | 14,996658 | 107259,631 |
| RDC | 200,84696 | 7,14 | 1434,04726 | 6561,32709 | 14,996414 | 98396,3774 |
| Etage 1 | 124,41795 | 10,2 | 1269,06307 | 5419,36258 | 14,996239 | 81270,0565 |
| Etage 2 | 122,30243 | 13,26 | 1621,73018 | 5327,21529 | 14,996011 | 79886,9791 |
| Etage 3 | 118,45601 | 16,32 | 1933,20213 | 5159,67426 | 14,996172 | 77375,3627 |
| Etage 4 | 116,54197 | 19,38 | 2258,58338 | 5076,3029 | 14,995955 | 76124,0099 |
| Etage 5 | 114,62793 | 22,44 | 2572,25068 | 4992,93154 | 14,996044 | 74874,2211 |
| Etage 6 | 112,91536 | 25,50 | 2879,34173 | 4918,33612 | 14,995842 | 73754,5914 |
| Etage 7 | 111,2028 | 28,56 | 3175,95188 | 4843,74069 | 14,995922 | 72636,3576 |
| Etage 8 | 109,37484 | 31,62 | 3458,43238 | 4764,11896 | 15,000079 | 71462,1608 |
| Etage 9 | 100,31245 | 34,68 | 3478,83559 | 4369,38176 | 15,000000 | 65540,7264 |
| Σ | | | 24583,8943 | | | 878580,474 |

$$M_r = 24583,8943 \text{ KN. m}$$

$$M_s = 878580,474 \text{ KN. m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{878580,474}{24583,8943} = 35,74 \geq 1.5$$

Sens Y-Y :**Tableau IV.18:**Vérification au renversement (Sens Y-Y)

| Niveaux | F_{ix} [KN] | H_i [m] | M_r [KN.m] | W_i [KN] | Y_i [m] | M_s [KN.m] |
|----------|---------------|-----------|--------------|------------|-----------|--------------|
| Sous-Sol | 136,08749 | 3,06 | 416,427722 | 7152,23558 | 8,494696 | 60756,067 |
| RDC | 166,45882 | 7,14 | 1188,516 | 6561,32709 | 7,773211 | 51002,5799 |
| Etage 1 | 103,11566 | 10,2 | 1051,77968 | 5419,36258 | 8,51554 | 46148,7988 |
| Etage 2 | 101,36234 | 13,26 | 1344,06468 | 5327,21529 | 8,51408 | 45356,3372 |
| Etage 3 | 98,174496 | 16,32 | 1602,20778 | 5159,67426 | 8,512391 | 43921,1647 |
| Etage 4 | 96,588167 | 19,38 | 1871,87868 | 5076,3029 | 8,510952 | 43204,1703 |
| Etage 5 | 95,001838 | 22,44 | 2131,84124 | 4992,93154 | 8,509465 | 42487,1762 |
| Etage 6 | 93,582491 | 25,5 | 2386,35352 | 4918,33612 | 8,508092 | 41845,6562 |
| Etage 7 | 92,163144 | 28,56 | 2632,17939 | 4843,74069 | 8,506676 | 41204,1327 |
| Etage 8 | 90,64816 | 31,62 | 2866,29482 | 4764,11896 | 8,506548 | 40526,2066 |
| Etage 9 | 83,13739 | 34,68 | 2883,2047 | 4369,38176 | 8,441319 | 36883,3453 |
| Σ | | | 20374,7482 | | | 493335,635 |

$$M_r = 20374,7482 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 493335,635 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{493335,635}{20374,7482} = 24,21 \geq 1,5$$

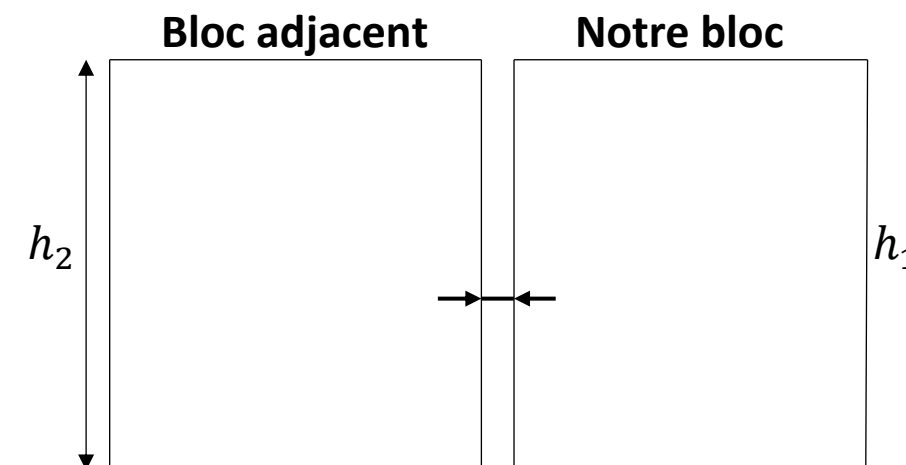
Donc la condition renversement de la structure est vérifiée.

IV.12.10 JUSTIFICATIONS DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES :

D'après le RPA99/Version2003, La largeur minimale d (min) satisfait la condition suivante :

$$d (\text{min}) = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$\delta_1; \delta_2$: Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

**Figure IV.5:**Le joint sismique.

Avec :

$$\delta_{1y} = 0,037865 \text{ m}$$

On a le même déplacement du bloc adjacent : $\delta_{2y} = 0,037865 \text{ m}$

$$d_y (\text{min}) = 15 \text{ mm} + (\delta_{1y} + \delta_{2y}) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d_y (\text{min}) = 90,73 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

On prend $d_y(\text{min}) = 100 \text{ mm}$

IV.13 CONCLUSION :

Lors de la modélisation de ce bâtiment plusieurs type de disposition de voiles on était essayé pour obtenir un comportement optimal tout en veillant à ce que les vérifications exigé par le RPA99/2003 soit satisfaite. Néanmoins l'architecture de ce bâtiment nous a beaucoup restreints lors de la disposition des voiles.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont :

- Poteaux :

Sous-sol et RDC : (60×60) cm²

1^{ère} et 2^{ème} étage : (55×55) cm²

3^{ème} et 4^{ème} étage : (50×50) cm²

5^{ème} et 6^{ème} étage : (45×45) cm²

7^{ème} et 8^{ème} étage : (40×40) cm²

9^{ème} étage : (35×35) cm²

- Le voile de soutènement a pour épaisseur 20 cm.
- Les voiles de contreventement sont de 20 cm pour toutes les niveaux .
- Les poutres principales : (30×40) cm²
- Les poutres secondaires : (30×30) cm²

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 INTRODUCTION :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles.

Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel SAP2000 qui permet la détermination des différents efforts internes.

V.2 LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments calculés à la flexion composée qui est engendré par un moment de flexion (M) et un effort normal (N).

V.2.1 COMBINAISONS DES CHARGES :

Il existe deux types de combinaisons :

- **Combinaisons fondamentales :**

Selon **B.A.E.L91**

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

Selon **R.P.A99 V 2003**

$0,8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme

V.2.2 VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATIONS TANGENTES :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique

T : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

- D’après le BAEL 91: $\overline{\tau_{bu}} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$ fissuration préjudiciable
- D’après le RPA99, version 2003 : $\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

- ρ_d : Coefficient correcteur pour tenir compte de la rupture
- λ_g : l’élancement géométrique du poteau donné par la formule du RPA 99V 2003

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

- a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
- l_f : la longueur de flambement du poteau. ($l_f = 0,7l_0$)

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.1: Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes

| Niveau | B [m ²] | bd[m ²] | T [KN] | τ_u [MPa] | λ_g | ρ_d | $\overline{\tau_{bu}}$ RPA | $\overline{\tau_{bu}}$ BAEL | Vérification |
|---------|---------------------|---------------------|--------|----------------|-------------|----------|-------------------------------|--------------------------------|--------------|
| SS | 0,36 | 0,3240 | 58,501 | 0,1806 | 3,57 | 0,04 | 1 | 2,5 | C.V |
| RDC | 0,36 | 0,3240 | 21,901 | 0,0676 | 4,76 | 0,04 | 1 | 2,5 | C.V |
| Etage 1 | 0,3025 | 0,27225 | 36,808 | 0,1352 | 3,89 | 0,04 | 1 | 2,5 | C.V |
| Etage 2 | 0,3025 | 0,27225 | 36,659 | 0,1347 | 3,89 | 0,04 | 1 | 2,5 | C.V |
| Etage 3 | 0,25 | 0,2250 | 36,776 | 0,1634 | 4,28 | 0,04 | 1 | 2,5 | C.V |
| Etage 4 | 0,25 | 0,2250 | 36,578 | 0,1626 | 4,28 | 0,04 | 1 | 2,5 | C.V |
| Etage 5 | 0,2025 | 0,18225 | 36,513 | 0,2003 | 4,76 | 0,04 | 1 | 2,5 | C.V |
| Etage 6 | 0,2025 | 0,18225 | 36,462 | 0,2001 | 4,76 | 0,04 | 1 | 2,5 | C.V |
| Etage 7 | 0,16 | 0,1440 | 36,251 | 0,2517 | 5,36 | 0,075 | 1,875 | 2,5 | C.V |
| Etage 8 | 0,16 | 0,1440 | 50,232 | 0,3488 | 5,36 | 0,075 | 1,875 | 2,5 | C.V |
| Etage 9 | 0,1225 | 0,11025 | 27,934 | 0,2534 | 6,12 | 0,075 | 1,875 | 2,5 | C.V |

D’après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n’y a pas de rupture par cisaillement.

V.2.3 VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATIONS NORMALES :

Le calcul de ferrailage doit être mené d’une vérification prescrite par le RPA 99V2003, dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton
- B_c : section brute
- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton

La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour les combinaisons sismiques est représentée dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Vérification des poteaux sous sollicitations normales à l'ELU

| Poteaux | N_d [KN] | B_c [cm ²] | f_{c28} [MPa] | $V \leq 0,3$ | Observation |
|------------------------|------------|--------------------------|-----------------|--------------|-------------|
| Sous-sol | 2478,47 | 0,36 | 25 | 0,28 | C.V |
| RDC | 2171,617 | 0,36 | 25 | 0,24 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 1911,92 | 0,3025 | 25 | 0,25 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 1672,145 | 0,3025 | 25 | 0,22 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 1433,603 | 0,25 | 25 | 0,23 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 1224,922 | 0,25 | 25 | 0,20 | C.V |
| 5 ^{ème} étage | 1017,22 | 0,2025 | 25 | 0,20 | C.V |
| 6 ^{ème} étage | 815,198 | 0,2025 | 25 | 0,16 | C.V |
| 7 ^{ème} étage | 613,533 | 0,16 | 25 | 0,15 | C.V |
| 8 ^{ème} étage | 416,117 | 0,16 | 25 | 0,10 | C.V |
| 9 ^{ème} étage | 218,312 | 0,1225 | 25 | 0,07 | C.V |

V.2.4 SOLLICITATIONS A CONSIDERER :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

- N max M correspondant. (ELU)
- M max N correspondant. ($G + Q \pm E (x ; y)$)
- N min M correspondant. ($0,8 G \pm E (x ; y)$)

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3: Sollicitations des poteaux

| Niveau | B [cm ²] | ELU | | G + Q ± E (x ;y) | | 0,8 G ± E (x ;y) | |
|------------------------|----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | | N _{max} [KN] | M _{cor} [KN. m] | M _{max} [KN. m] | N _{cor} [KN] | N _{min} [KN] | M _{cor} [KN. m] |
| Sous-sol | 0,3600 | 2478,47 | 2,5938 | 88,6794 | 1070,583 | 8,054 | 5,8015 |
| RDC | 0,3600 | 2171,617 | 1,4411 | 71,0675 | 899,312 | 28,902 | 24,1233 |
| 1 ^{er} étage | 0,3025 | 1911,92 | 2,0777 | 63,9446 | 991,402 | 63,925 | 17,1523 |
| 2 ^{ème} étage | 0,3025 | 1672,145 | 1,7588 | 65,7422 | 862,460 | 64,568 | 19,5442 |
| 3 ^{ème} étage | 0,2500 | 1433,603 | 2,0126 | 63,3338 | 578,128 | 65,947 | 16,2067 |
| 4 ^{ème} étage | 0,2500 | 1224,922 | 3,5959 | 61,8521 | 631,424 | 63,704 | 16,7904 |
| 5 ^{ème} étage | 0,2025 | 1017,22 | 3,5624 | 55,6812 | 416,500 | 59,905 | 12,5927 |
| 6 ^{ème} étage | 0,2025 | 815,198 | 5,2256 | 59,7690 | 380,874 | 51,667 | 12,4979 |
| 7 ^{ème} étage | 0,1600 | 613,533 | 4,4739 | 46,2264 | 280,245 | 41,511 | 9,3282 |
| 8 ^{ème} étage | 0,1600 | 416,117 | 5,9144 | 51,1920 | 190,408 | 27,003 | 10,2978 |
| 9 ^{ème} étage | 0,1225 | 218,312 | 4,9791 | 47,9357 | 110,421 | 10,564 | 13,9291 |

V.2.5 CALCUL DU FERRAILLAGE :

Notre exemple de calcul sera le poteau le plus sollicité qui se trouve en sous sol à l'ELU.

Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal et un moment

V.2.5.1 CALCUL DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

- Leur pourcentage minimal sera de 0,7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre des armatures longitudinales minimal est de 12 mm ($\Phi_{\min} = 12\text{mm}$).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

➤ Exemple de calcul 1 :

Le poteau le plus sollicité du sous-sol

Tableau V.4: Les sollicitations d'un exemple de poteau à (ELU), (N_{max} ; $M_{correspondant}$)

| Poteau | | | | | | | | | |
|----------|----------------------|---------------------|-------|--------|---------|----------|--------|---------------------|----------------|
| Sous-Sol | bh [m ²] | S [m ²] | d [m] | d' [m] | N [KN] | M [KN.m] | V [KN] | σ_{st} [MPa] | f_{bc} [MPa] |
| ELU | (0,6×0,6) | 0,36 | 0,54 | 0,06 | 2478,47 | 2,5938 | 58,501 | 347,83 | 14,17 |

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,5938}{2478,47} = 0,00105 \text{ m}$$

$$e = 0,105 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 0,00105 + \left(0,54 - \frac{0,6}{2}\right) = 0,2410 \text{ m} = 24,10 \text{ cm}$$

- Moment fictif M_a :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 2478,47 \times 10^{-3} \times 0,2410 = 0,597 \text{ MN.m}$$

- Vérification du domaine 2 :

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$2478,47 \times 10^{-3} \times (0,54 - 0,06) - 0,597 \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,06}{0,54}\right) \times 0,6 \times 0,54^2 \times 14,17$$

$$0,597 < 0,61 \Rightarrow \text{domaine vérifier}$$

→ La section est partiellement comprimée avec armatures intérieure tendue.

- Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,597}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,241 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simple Armature}$$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,241)}\right) = 0,35$$

- Bras de levier :

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,54 \times (1 - 0,4 \times (0,35)) = 0,4644 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_A}{z} - N_u \right)$$

$$A_1 = \frac{1}{347,83} \times \left(\frac{0,597}{0,4644} - 2478,47 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_1 = -34,29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -34,29 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_2 = 0$$

Tableau V.5: Les sollicitations d'un exemple de poteau à l'accidentel (G+Q±E):
(M_{max} ; $N_{correspondant}$)

| Poteau | bh [m ²] | S [m ²] | d [m] | d' [m] | N [KN] | M [KN.m] | σ_{st} [MPa] | f_{bc} [MPa] |
|--------|----------------------|---------------------|-------|--------|----------|----------|---------------------|----------------|
| G+Q±E | (0,6×0,6) | 0,36 | 0,54 | 0,06 | 1070,583 | 88,6794 | 347,83 | 14,17 |

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{88,6794}{1070,583} = 0,083 \text{ m}$$

$$e = 8,3 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$e_a = 0,083 + \left(0,54 - \frac{0,6}{2} \right) = 0,323 \text{ m} = 32,3 \text{ cm}$$

- Moment fictif M_a :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 1070,583 \times 10^{-3} \times 0,323 = 0,346 \text{ MN.m}$$

- Vérification du domaine 2 :

$$N_u \times (d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d} \right) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$1070,583 \times 10^{-3} \times (0,54 - 0,06) - 0,346 \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,06}{0,54} \right) \times 0,6 \times 0,54^2 \times 14,17$$

$$0,17 < 0,61 \Rightarrow \text{domaine vérifier}$$

→ La section est partiellement comprimée avec armatures intérieure tendue.

- Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,346}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,140 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simple Armature}$$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,140)}) = 0,190$$

- Bras de levier :

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,190) = 0,499 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_A}{z} - N_u \right)$$

$$A_1 = \frac{1}{347,83} \times \left(\frac{0,346}{0,499} - 1070,583 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_1 = -10,84 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -10,84 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_2 = 0$$

Tableau V.6: Les sollicitations d'un exemple de poteau à (0,8G±E), (N_{min} ; $M_{correspondant}$)

| Poteau | | | | | | | | |
|----------|----------------------|---------------------|-------|--------|--------|----------|---------------------|----------------|
| Sous-Sol | bh [m ²] | S [m ²] | d [m] | d' [m] | N [KN] | M [KN.m] | σ_{st} [MPa] | f_{bc} [MPa] |
| 0,8G±E | (0,6×0,6) | 0,36 | 0,54 | 0,06 | 8,054 | 5,8015 | 347,83 | 14,17 |

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5,8015}{8,054} = 0,72 \text{ m}$$

$$e = 72 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$e_a = 0,72 + \left(0,54 - \frac{0,6}{2} \right) = 0,96 \text{ m} = 96 \text{ cm}$$

- Moment fictif M_a :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 8,054 \times 10^{-3} \times 0,96 = 0,0077 \text{ MN.m}$$

- Vérification du domaine 2 :

$$N_u \times (d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d} \right) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$8,054 \times 10^{-3} \times (0,54 - 0,06) - 0,0077 \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,06}{0,54} \right) \times 0,6 \times 0,54^2 \times 14,17$$

$$-0,0038 < 0,61 \Rightarrow \text{domaine vérifier}$$

→ La section est partiellement comprimée avec armatures intérieure tendue.

- Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,0077}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,0031 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simple Armature}$$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,0031)}) = 0,0039$$

- Bras de levier :

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,54 \times (1 - 0,4 \times (0,0039)) = 0,54 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_A}{z} - N_u \right)$$

$$A_1 = \frac{1}{347,83} \times \left(\frac{0,0077}{0,54} - 8,054 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_1 = 0,178 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,178 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0$$

Donc on va ferrailer avec le minimum RPA 99

- Armature minimales:

Selon RPA99 v 2003 : Zone 1

$$A_{\min} = 0.7\% \times B = 0,007 \times 0,36 = 0,00252 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 25.2 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 12T20 = 37,7 \text{ cm}^2$

➤ **Exemple de calcul 2 :**

Le poteau plus sollicité de 9^{ème} étage .

Tableau V.7: Les sollicitations d'un exemple de poteau à (ELU) , (N_{max} ; $M_{correspondant}$)

| Poteau | | | | | | | | | |
|------------------------|----------------------|---------------------|-------|--------|---------|----------|--------|---------------------|----------------|
| 9 ^{ème} étage | bh [m ²] | S [m ²] | d [m] | d' [m] | N [KN] | M [KN.m] | V [KN] | σ_{st} [MPa] | f_{bc} [MPa] |
| ELU | (0,35×0,35) | 0,1225 | 0,315 | 0,035 | 218,312 | 4,9791 | 27,934 | 347,83 | 14,17 |

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,9791}{218,312} = 0,02281 \text{ m}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 0,02281 + \left(0,315 - \frac{0,35}{2}\right) = 0,16281 \text{ m} = 16,281 \text{ cm}$$

- Moment fictif M_A :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 218,312 \times 10^{-3} \times 0,16281 = 0,036 \text{ MN.m}$$

- Vérification du domaine 2 :

$$N_u \times (d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$0,218312 \times (0,315 - 0,035) - 0,036 \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,035}{0,315}\right) \times 0,35 \times 0,315^2 \times 14,17$$

$$0,025 < 0,122 \Rightarrow \text{domaine vérifier}$$

→ La section est partiellement comprimée avec armatures intérieure tendue.

- Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,036}{0,35 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,073 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simple Armature}$$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,073)}) = 0,095$$

- Bras de levier :

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,315 \times (1 - 0,4 \times (0,095)) = 0,303 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} - N_u\right)$$

$$A_1 = \frac{1}{347,83} \left(\frac{0,036}{0,303} - 218,312 \times 10^{-3}\right)$$

$$A_1 = -2,86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -2,86 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_2 = 0$$

Tableau V.8: Les sollicitations d'un exemple de poteau à l'accidentel (G+Q±E) :
(M_{max} ; N_{correspondant})

| Poteau | | | | | | | | |
|------------------------|----------------------|---------------------|-------|--------|---------|----------|-----------------------|-----------------------|
| 9 ^{ème} étage | bh [m ²] | S [m ²] | d [m] | d' [m] | N [KN] | M [KN.m] | σ _{st} [MPa] | f _{bc} [MPa] |
| G+Q±E | (0,35×0,35) | 0,1225 | 0,315 | 0,035 | 110,421 | 47,9357 | 347,83 | 14,17 |

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{47,9357}{110,421} = 0,4341 \text{ m}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 0,4341 + \left(0,315 - \frac{0,35}{2}\right) = 0,5741 \text{ m} = 57,41 \text{ cm}$$

- Moment fictif M_A :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 110,421 \times 10^{-3} \times 0,5741 = 0,063 \text{ MN.m}$$

- Vérification du domaine 2 :

$$N_u \times (d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$0,110421 \times (0,315 - 0,035) - 0,063 \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,035}{0,315}\right) \times 0,35 \times 0,315^2 \times 14,17$$

$$-0,032 < 0,122 \Rightarrow \text{domaine vérifier}$$

→ La section est partiellement comprimée avec armatures intérieure tendue.

- Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,063}{0,35 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,128 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simple Armature}$$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,128)}) = 0,172$$

- Bras de levier :

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,315 \times (1 - 0,4 \times (0,172)) = 0,293 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} - N_u \right)$$

$$A_1 = \frac{1}{347,83} \left(\frac{0,063}{0,293} - 110,421 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_1 = 3,01 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0$$

Tableau V.9: Les sollicitations d'un exemple de poteau à (0,8G±E), (N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$)

| Poteau | | | | | | | | |
|------------------------|----------------------|---------------------|-------|--------|--------|----------|---------------------|----------------|
| 9 ^{ème} étage | bh [m ²] | S [m ²] | d [m] | d' [m] | N [KN] | M [KN.m] | σ_{st} [MPa] | f_{bc} [MPa] |
| 0,8G±E | (0,35×0,35) | 0,1225 | 0,315 | 0,035 | 10,564 | 13,9291 | 347,83 | 14,17 |

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13,9291}{10,564} = 1,3185 \text{ m}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$e_a = 1,3185 + \left(0,315 - \frac{0,35}{2} \right) = 1,4585 \text{ m} = 145,85 \text{ cm}$$

- Moment fictif M_a :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 10,564 \times 10^{-3} \times 1,4585 = 0,0154 \text{ MN.m}$$

- Vérification du domaine 2 :

$$N_u \times (d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d} \right) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$0,010564 \times (0,315 - 0,035) - 0,0154 \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,035}{0,315} \right) \times 0,35 \times 0,315^2 \times 14,17$$

$$- 0,012 < 0,122 \Rightarrow \text{domaine vérifier}$$

→ La section est partiellement comprimée avec armatures intérieure tendue.

- Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,0154}{0,35 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,031 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simple Armature}$$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,031)} \right) = 0,039$$

- Bras de levier :

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,315 \times (1 - 0,4 \times (0,039)) = 0,31 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_A}{z} - N_u \right)$$

$$A_1 = \frac{1}{347,83} \times \left(\frac{0,0154}{0,31} - 10,564 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_1 = 1,12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0$$

Donc on va ferrailer avec le minimum RPA 99

- Armature minimales:

Selon RPA99 v 2003 : Zone 1

$$A_{\min} = 0,7\% \times B = 0,007 \times 0,1225 = 0,0008575 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 8,575 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc le choix : } A_s = 8\text{T}14 + 4\text{T}12 = 16,84 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10:Ferraillage longitudinal des poteaux

| Etage | Section [cm ²] | A _{min} RPA | Section de SAP | Fer | |
|---|----------------------------|----------------------|----------------|---------|-----------|
| | | | | Section | Choix |
| SS et RDC | 60×60 | 25,2 | 10,8 | 37,7 | 12T20 |
| 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages | 55×55 | 21,175 | 9,075 | 28,65 | 8T16+4T20 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages | 50×50 | 17,5 | 7,5 | 24,12 | 12T16 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages | 45×45 | 14,175 | 6,075 | 22,24 | 8T16+4T14 |
| 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages | 40×40 | 11,2 | 4,8 | 18,48 | 12T14 |
| 9 ^{ème} étage | 35×35 | 8,575 | 3,675 | 16,84 | 8T14+4T12 |

V.2.5.2 CALCUL DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL :

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{H_1 \times f_e}$$

Avec:

- V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.
- H_1 : Hauteur totale de la section brute.
- F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale. ($f_e = 400\text{MPa}$)
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$\rho = 2,5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3,75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \leq 5$

Avec :

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ (a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau)

- t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{Zone (I)}$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_1 \rightarrow \text{Zone (I)}$

Avec :

- ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ (au minimum).

- Calcul de l'espacement :

Selon RPA99 V2003:

Zone nodale : Zone (I)

$t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm}) \rightarrow \min(10 \times 1,2, 15 \text{ cm})$

$t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : Zone (I)

$t' \leq 15\phi_1 \rightarrow t' \leq 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$

$t' = 15 \text{ cm}$

D'après BAEL 91 modifié 99, page 196:

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{60}{35}; \frac{60}{10}; 1,2\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(1,71; 6; 1,2)$$

$$\Phi_t \leq 1,2 \text{ cm}$$

On adopte: **$\Phi 8$**

Avec :

Φ_t : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau

- La longueur des zones nodales :

selon le RPA 99 v 2003 :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = \max(51; 60; 60; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement :

D'après le RPA99 version 2003 page 61, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (Zone I).

$$L_r \geq 40 \times \Phi$$

Tableau V.11:Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

| $\Phi(\text{max})[\text{mm}]$ | $L_r(\text{calculé})(\text{mm})$ | $L_r(\text{choix})(\text{mm})$ |
|-------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| $\Phi 20$ | 800 | 800 |
| $\Phi 16$ | 640 | 650 |
| $\Phi 14$ | 560 | 600 |
| $\Phi 12$ | 480 | 500 |

- **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du RDC :

($\lambda_g = 3,75$) ; ($\rho_a = 0,04$) ; ($t = 0,1 \text{ m}$) ; ($V_u = 58,501 \times 10^{-3} \text{ MN}$) ; ($h = 0,60 \text{ m}$) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

$$A_{t \text{ cal}} = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{0,04 \times 58,501 \times 10^{-3} \times 0,1}{0,60 \times 400} = 0,0097 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12:Ferraillage transversal des poteaux

| Niveau | h[cm] | T[KN] | λ_g | ρ_a | f_e | t[cm] | t'[cm] | $A_t[\text{cm}^2]$ | $A_{t \text{ choisi}}[\text{cm}^2]$ |
|------------------------|-------|--------|-------------|----------|-------|-------|--------|--------------------|-------------------------------------|
| Sous-Sol | 60 | 58,501 | 3,57 | 0,04 | 400 | 10 | 15 | 0,0097 | $\Phi 8$ |
| RDC | 60 | 21,901 | 4,76 | 0,04 | 400 | 10 | 15 | 0,0036 | $\Phi 8$ |
| 1 ^{er} étage | 55 | 36,808 | 3,89 | 0,04 | 400 | 10 | 15 | 0,0066 | $\Phi 8$ |
| 2 ^{ème} étage | 55 | 36,659 | 3,89 | 0,04 | 400 | 10 | 15 | 0,0066 | $\Phi 8$ |
| 3 ^{ème} étage | 50 | 36,776 | 4,28 | 0,04 | 400 | 10 | 15 | 0,0073 | $\Phi 8$ |
| 4 ^{ème} étage | 50 | 36,578 | 4,28 | 0,04 | 400 | 10 | 15 | 0,0073 | $\Phi 8$ |
| 5 ^{ème} étage | 45 | 36,513 | 4,76 | 0,04 | 400 | 10 | 15 | 0,0081 | $\Phi 8$ |
| 6 ^{ème} étage | 45 | 36,462 | 4,76 | 0,04 | 400 | 10 | 15 | 0,0081 | $\Phi 8$ |
| 7 ^{ème} étage | 40 | 36,251 | 5,36 | 0,075 | 400 | 10 | 15 | 0,0090 | $\Phi 8$ |
| 8 ^{ème} étage | 40 | 50,232 | 5,36 | 0,075 | 400 | 10 | 15 | 0,0125 | $\Phi 8$ |
| 9 ^{ème} étage | 35 | 27,934 | 6,12 | 0,075 | 400 | 10 | 15 | 0,0078 | $\Phi 8$ |

- **Vérification au flambement :**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r \text{ calculé} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

Avec :

- α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f = 0,7l_0$ Longueur de flambement

$$i = \frac{a}{2\sqrt{3}}$$

- $B_r = (b - 0,02) \times (h - 0,02)$: Section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 13: Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

| Niveau | Section [cm ²] | N _u [MN] | l _f [m] | i [m] | λ | α | B _r [m ²] | B _r calculé [m ²] | Obs |
|------------------------|----------------------------|---------------------|--------------------|-------|-------|------|----------------------------------|--|------------|
| Sous-Sol | 60×60 | 2,47847 | 2,142 | 0,173 | 12,38 | 0,83 | 0,3364 | 0,13574849 | C.V |
| RDC | 60×60 | 2,171617 | 2,856 | 0,173 | 16,51 | 0,81 | 0,3364 | 0,12187865 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 55×55 | 1,91192 | 2,142 | 0,158 | 13,56 | 0,83 | 0,2809 | 0,10471793 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 55×55 | 1,672145 | 2,142 | 0,158 | 13,56 | 0,83 | 0,2809 | 0,09158519 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 50×50 | 1,433603 | 2,142 | 0,144 | 14,88 | 0,82 | 0,2304 | 0,07947755 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 50×50 | 1,224922 | 2,142 | 0,144 | 14,88 | 0,82 | 0,2304 | 0,06790848 | C.V |
| 5 ^{ème} étage | 45×45 | 1,01722 | 2,142 | 0,129 | 16,60 | 0,81 | 0,1849 | 0,0570899 | C.V |
| 6 ^{ème} étage | 45×45 | 0,815198 | 2,142 | 0,129 | 16,60 | 0,81 | 0,1849 | 0,04575173 | C.V |
| 7 ^{ème} étage | 40×40 | 0,613533 | 2,142 | 0,115 | 18,63 | 0,8 | 0,1444 | 0,03486401 | C.V |
| 8 ^{ème} étage | 40×40 | 0,416117 | 2,142 | 0,115 | 18,63 | 0,8 | 0,1444 | 0,02364585 | C.V |
| 9 ^{ème} étage | 35×35 | 0,218312 | 2,142 | 0,101 | 21,21 | 0,79 | 0,1089 | 0,01256261 | C.V |

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

Les résultats du ferrailage est récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 14:tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

| Etages | Section [cm ²] | Ferrailage longitudinal | | Ferrailage transversal | | |
|---|----------------------------|-------------------------|----------------------------|------------------------|--------|---------|
| | | Choix | Section [cm ²] | Φt [mm] | t [cm] | t' [cm] |
| SS et RDC | 60×60 | 12T20 | 37,7 | Φ8 | 10 | 15 |
| 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages | 55×55 | 8T16+4T20 | 28,65 | Φ8 | 10 | 15 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages | 50×50 | 12T16 | 24,12 | Φ8 | 10 | 15 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages | 45×45 | 8T16+4T14 | 22,24 | Φ8 | 10 | 15 |
| 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages | 40×40 | 12T14 | 18,48 | Φ8 | 10 | 15 |
| 9 ^{ème} étage | 35×35 | 8T14+4T12 | 16,84 | Φ8 | 10 | 15 |

V.2.6 SCHEMA DU FERRAILLAGE :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux des sous-sol . Le schéma est illustré sur la figure suivante :

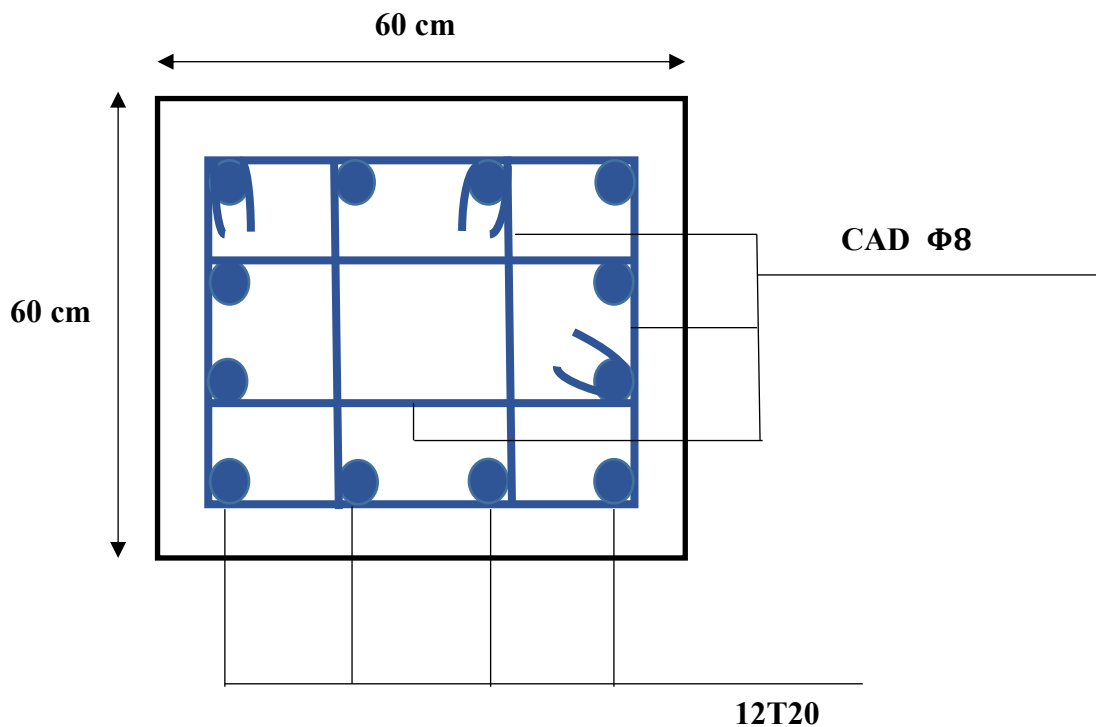


Figure V.1: ferrailage des poteaux des sous-sol (60x60) cm²

V.3 LES POUTRES :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91, puis on se rapportera au règlement RPA99 V 2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Dans notre cas on a trois types à étudier :

- Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

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

- Poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

V.3.1 COMBINAISONS DES CHARGES :

Il existe deux types de combinaisons :

- **Combinaisons fondamentales :**

Selon **B.A.E.L91**

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

Selon **R.P.A99 V 2003**

$0,8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme

V.3.2 RECOMMANDATIONS DU RPA99, VERSION 2003 :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- Le diamètre des armatures longitudinales minimal est de 12 mm ($\emptyset_{\text{min}} = 12\text{mm}$).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \emptyset$ en zone I.

V.3.3 SOLLICITATIONS DANS LES POUTRES :

Les résultats des sollicitations maximales des poutre sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 15:Sollicitations maximales dans les Poutres principales

| Niveaux | ELU | | ELS | | Accidentelle | | V _{max} [KN] |
|------------------------|--------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|---------------------|-----------------------|
| | M _{appui} | M _{travée} | M _{appui} | M _{travée} | M _{appui} | M _{travée} | |
| Sous-Sol | 97,4281 | 48,7312 | 69,011 | 34,5226 | 77,0245 | 35,425 | 162,921 |
| RDC | 78,2921 | 38,4538 | 56,4068 | 28,22 | 68,2367 | 39,1841 | 107,353 |
| 1 ^{er} étage | 80,7145 | 38,1591 | 58,1722 | 27,4768 | 70,3017 | 41,7289 | 99,6041 |
| 2 ^{ème} étage | 82,8501 | 38,2265 | 59,7276 | 27,5249 | 72,2909 | 42,7517 | 99,619 |
| 3 ^{ème} étage | 76,7407 | 34,0507 | 55,8021 | 24,7455 | 68,4359 | 40,524 | 90,551 |
| 4 ^{ème} étage | 78,8334 | 34,1541 | 57,3252 | 24,8197 | 69,5955 | 38,05 | 93,772 |
| 5 ^{ème} étage | 80,9733 | 34,2874 | 58,8853 | 24,9157 | 70,458 | 33,5734 | 92,534 |
| 6 ^{ème} étage | 82,674 | 34,4409 | 60,1239 | 25,0264 | 70,7908 | 31,0285 | 94,712 |
| 7 ^{ème} étage | 84,2609 | 34,6247 | 61,2789 | 25,1587 | 70,6795 | 30,104 | 93,487 |
| 8 ^{ème} étage | 84,9254 | 34,8469 | 61,7559 | 25,32 | 70,6103 | 29,9783 | 92,64 |
| 9 ^{ème} étage | 94,5434 | 40,0044 | 69,1805 | 29,2746 | 77,1332 | 29,8346 | 103,908 |

Tableau V. 16:Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires

| Niveaux | ELU | | ELS | | Accidentelle | | V _{max} [KN] |
|------------------------|--------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|---------------------|-----------------------|
| | M _{appui} | M _{travée} | M _{appui} | M _{travée} | M _{appui} | M _{travée} | |
| Sous-Sol | 37,6642 | 15,2827 | 27,4119 | 10,8658 | 42,1851 | 41,6048 | 79,4230 |
| RDC | 21,1050 | 20,7547 | 15,3553 | 14,8431 | 67,1835 | 49,3450 | 49,2720 |
| 1 ^{er} étage | 30,7890 | 22,5214 | 22,1151 | 16,1921 | 74,8054 | 53,4381 | 61,6770 |
| 2 ^{ème} étage | 37,2924 | 27,5801 | 26,8411 | 19,8656 | 75,8879 | 55,561 | 74,5970 |
| 3 ^{ème} étage | 45,2470 | 33,9044 | 32,6649 | 24,4925 | 75,7009 | 56,2529 | 90,5030 |
| 4 ^{ème} étage | 50,2369 | 38,3224 | 36,3215 | 27,7226 | 73,2298 | 55,7327 | 101,0210 |
| 5 ^{ème} étage | 56,3490 | 44,1172 | 40,8061 | 31,9637 | 70,9624 | 55,8458 | 114,3350 |
| 6 ^{ème} étage | 59,6634 | 48,1108 | 43,2469 | 34,8881 | 67,3963 | 54,9438 | 122,5130 |
| 7 ^{ème} étage | 62,5057 | 52,7746 | 45,3565 | 38,3105 | 63,1910 | 54,3996 | 130,9220 |
| 8 ^{ème} étage | 64,5827 | 55,9022 | 46,9058 | 40,6133 | 60,1742 | 53,2925 | 136,7520 |
| 9 ^{ème} étage | 45,4380 | 39,3138 | 33,0435 | 28,5679 | 41,4357 | 33,9424 | 96,9180 |

V.3.4 CALCUL DES POUTRES PRINCIPALES :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher sous-sol.

V.3.4.1 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

(S = b × h = (30×40) cm²); (σ_{st} = 347,8 MPa) ; (f_{bc} = 14,17 MPa) ; (d = 0,9 h = 0,36 m) ; (d'=0,1 h =0,04 m)

Tableau V. 17: Sollicitations maximales dans la Poutre principale du sous-sol

| Sous-sol | ELU | | ELS | | V_{\max} [KN] |
|----------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------|
| | M_{appui} (KN.m) | $M_{\text{travée}}$ (KN.m) | M_{appui} (KN.m) | $M_{\text{travée}}$ (KN.m) | |
| PP (30×40) cm ² | 97,4281 | 48,7312 | 69,011 | 34,5226 | 162,921 |

- **ELU :**

- ❖ **En travée :**

$$M_{t_u} = 0,0487312 \text{ MN.m}$$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{t_u}}{bd^2f_{bc}} = \frac{48,7312 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0885$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0885})$$

$$\alpha = 0,116$$

- Bras de levier :

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

$$Z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,116)$$

$$Z = 0,3433 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_{t_u}}{Z\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{48,7312 \times 10^{-3}}{0,3433 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_{st} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_s \geq 1,304 \text{ cm}^2 \rightarrow 10,05 \text{ cm}^2 \geq 1,304 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier}$$

❖ **En appui :**

$$M_{a u} = 0,0974281 \text{ MN.m}$$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{a u}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{97,4281 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,177$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,177})$$

$$\alpha = 0,245$$

- Bras de levier :

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

$$Z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,245)$$

$$Z = 0,325 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_s = \frac{M_{a u}}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{97,4281 \times 10^{-3}}{0,325 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_s = 8,62 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_s \geq 1,304 \text{ cm}^2 \rightarrow 12,06 \text{ cm}^2 \geq 1,304 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier.}$$

- ELS :
- ❖ En travée :

$$M_{ts} = 0,0345226 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{10,05}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 10,05}{15 \times 10,05^2}} - 1 \right)$$

$$X = 14,65 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = 30 \times \frac{14,65^3}{3} + 15 \times 10,05 \times (36 - 14,65)^2$$

$$I = 100157,4381 \text{ cm}^4 = 1,002 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{34,5226 \times 10^{-3} \times 14,65 \times 10^{-2}}{1,002 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_{bc} = 5,05 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 34,5226 \times 10^{-3} (0,36 - 14,65 \times 10^{-2})}{1,002 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_{st} = 110,34 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266.67; 201.63) \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

❖ **En appui :**

$$M_{as} = 0,069011 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{12,06}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 12,06}{15 \times 12,06^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15,66 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = 30 \times \frac{15,66^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (36 - 15,66)^2$$

$$I = 113245,047 \text{ cm}^4 = 1,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{69,011 \times 10^{-3} \times 15,66 \times 10^{-2}}{1,13 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_{bc} = 9,56 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 69,011 \times 10^{-3} (0,36 - 15,66 \times 10^{-2})}{1,13 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_{st} = 186,33 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266.67; 201.63) \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifier}$$

- Armatures minimales : d'après RPA99/V2003

$$A_{s \min} = 0,005 \times b \times h$$

$$A_{s \min} = 0,005 \times 0,3 \times 0,4$$

$$A_{s \min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{traveé}} + A_{s \text{appuis}} = 10,05 + 12,06 = 22,11 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 6 \text{ cm}^2$$

- Armatures maximales : d'après RPA99/V2003

Dans la zone courante :

$$A_{s \max} = 0,04 \times b \times h$$

$$A_{s \max} = 0,04 \times 30 \times 40$$

$$A_{s \max} = 48 \text{ cm}^2$$

Dans la zone recouvrement :

$$A_{s \max} = 0,06 \times b \times h$$

$$A_{s \max} = 0,06 \times 30 \times 40$$

$$A_{s \max} = 72 \text{ cm}^2$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

V.3.4.2 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

- Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 162,921 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{162,921 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

➤ Vérification au glissement :

$$T_{u\max} - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0$$

Avec : ($M_u = 97,4281 \text{ KN.m}$ et $T_{u\max} = 162,921 \text{ KN}$)

$$162,921 - \frac{97,4281}{0.9 \times 0,36} \leq 0$$

$$-137,78 \leq 0 \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,40}{2,6} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,15 \geq 0,0625 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\text{En travée : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,16}{30 \times 40} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,05133 \leq 0,0105 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\text{En appui : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{12,06}{30 \times 40} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,01005 \leq 0,0105 \quad \text{Condition vérifier}$$

V.3.4.3 DETERMINATION DU DIAMETRE DES ARMATURES TRANSVERSALES :

D'après BAEL 91 modifié 99, page 196:

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(1,14; 3; 1,6)$$

$$\Phi_t \leq 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

On adopte: **Φ8**

Avec :

- Φ_t : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poutre.

- **Calcul d'espacement des cadres** : D'après RPA99 V 2003

Selon RPA99 V2003:

Zone nodale : Zone (I)

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$s_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm}\right)$$

$$s_t \leq \min(10; 19,2; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{on prend : } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

Zone courante : Zone (I)

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } s'_t = 15 \text{ cm}$$

• **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003 page 61, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (Zone I).

$$L_r \geq 40 \times \phi$$

Tableau V. 18:Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

| $\phi(\text{max})[\text{mm}]$ | $L_r(\text{calculé})(\text{mm})$ | $L_r(\text{choix})(\text{mm})$ |
|-------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| $\phi = 16$ | 640 | 650 |

V.3.5 SCHEMA DU FERRAILLAGE :

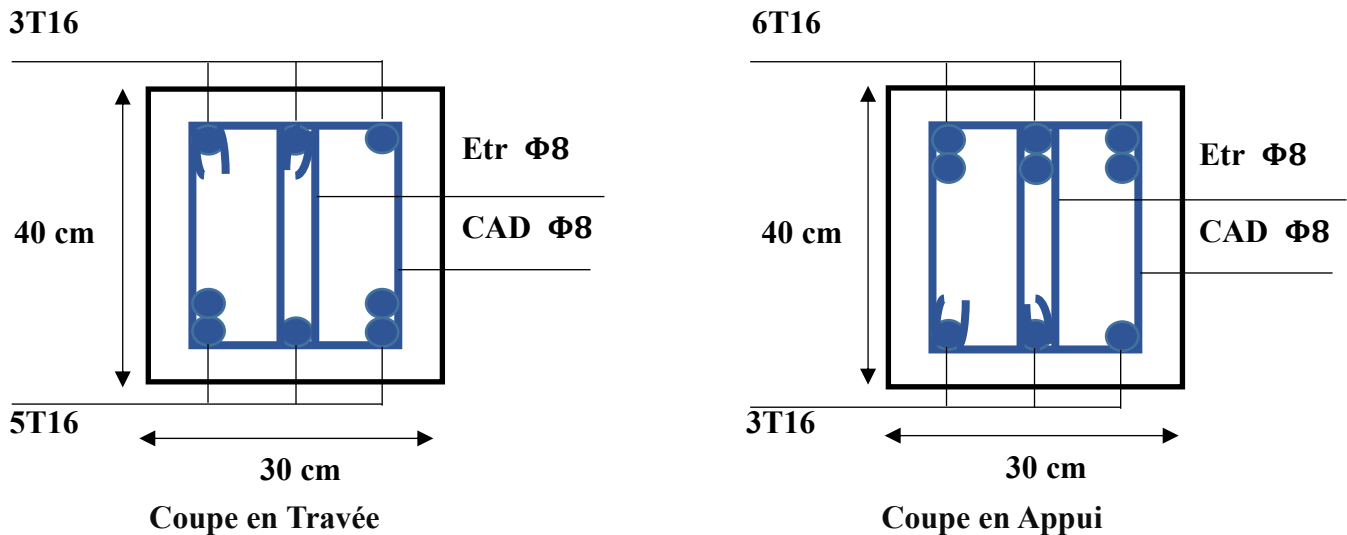


Figure V.2:dispositions du ferrailage longitudinal du poutre principal

V.3.6 CALCUL DES POUTRES SECONDAIRES :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire intermédiaire située au plancher du sous-sol.

V.3.6.1 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

($S = b \times h = (30 \times 30) \text{ m}^2$); ($\sigma_{st} = 347,8 \text{ MPa}$); ($f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$); ($d = 0,9 h = 0,27 \text{ m}$); ($d' = 0,1 h = 0,03 \text{ m}$)

Tableau V. 19: Sollicitations maximales dans la Poutre secondaire du sous-sol

| Sous-sol | ELU | | ELS | | V_{\max} [KN] |
|----------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------|
| | M_{appui} (KN.m) | $M_{\text{travée}}$ (KN.m) | M_{appui} (KN.m) | $M_{\text{travée}}$ (KN.m) | |
| PP (30×30) cm ² | 37,6642 | 15,2827 | 27,4119 | 10,8658 | 79,423 |

- **ELU :**

- ❖ **En appui :**

$$M_{a u} = 0,0376642 \text{ MN.m}$$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{a u}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{37,6642 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,121$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,121})$$

$$\alpha = 0,16$$

- Bras de levier :

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

$$Z = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,16)$$

$$Z = 0,253 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_s = \frac{M_{a u}}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{37,6642 \times 10^{-3}}{0,253 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_s = 4,28 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_s \geq 0,978 \text{ cm}^2 \rightarrow 8,04 \text{ cm}^2 \geq 0,978 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier.}$$

❖ **En travée :**

$$M_{t_u} = 0,0152827 \text{ MN.m}$$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{t_u}}{bd^2f_{bc}} = \frac{15,2827 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0,049$$

$$\mu_R = 0.392$$

$$\mu_u \leq \mu_R$$

Simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049})$$

$$\alpha = 0,063$$

- Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0,27 \times (1 - 0.4 \times 0,063)$$

$$Z = 0,263 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_s = \frac{M_{t_u}}{Z\sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{15,2827 \times 10^{-3}}{0,263 \times \frac{400}{1.15}}$$

$$A_s = 1,67 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_s \geq 0,978 \text{ cm}^2 \rightarrow 6,03 \text{ cm}^2 \geq 0,978 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier.}$$

- **ELS :**

- ❖ **En travée :**

$$M_{ts} = 0,0108658 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{6,03}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 27 \times 6,03}{15 \times 6,03^2}} - 1 \right)$$

$$X = 10,09 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = 30 \times \frac{10,09^3}{3} + 15 \times 6,03 \times (27 - 10,09)^2$$

$$I = 36136,442935 \text{ cm}^4 = 3,61 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,8658 \times 10^{-3} \times 10,09 \times 10^{-2}}{3,61 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 3,04 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 10,8658 \times 10^{-3} \times (0,27 - 10,09 \times 10^{-2})}{3,61 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 76,35 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

Acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67; 201.63) \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

❖ **En appui :**

$$M_{as} = 0,0274119 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{8,04}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 27 \times 8,04}{15 \times 8,04^2}} - 1 \right)$$

$$X = 11,25 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = 30 \times \frac{11,25^3}{3} + 15 \times 8,04 \times (27 - 11,25)^2$$

$$I = 44154,61875 \text{ cm}^4 = 4,42 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{27,4119 \times 10^{-3} \times 11,25 \times 10^{-2}}{4,42 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,98 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 27,4119 \times 10^{-3} (0,27 - 11,25 \times 10^{-2})}{4,42 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 146,52 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifier}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266.67; 201.63) \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifier}$$

- Armatures minimales : d'après RPA99/V2003

$$A_{s \min} = 0,005 \times b \times h$$

$$A_{s \min} = 0,005 \times 30 \times 30$$

$$A_{s \min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{traveé}} + A_{s \text{appui}} = 6,03 + 8,04 = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

- Armatures maximales : d'après RPA99/V2003

Dans la zone courante :

$$A_{s \max} = 0,04 \times b \times h$$

$$A_{s \max} = 0,04 \times 30 \times 30$$

$$A_{s \max} = 36 \text{ cm}^2$$

Dans la zone recouvrement :

$$A_{s \max} = 0,06 \times b \times h$$

$$A_{s \max} = 0,06 \times 30 \times 30$$

$$A_{s \max} = 54 \text{ cm}^2$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

V.3.6.2 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

- Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 79,423 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{79,423 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

➤ Vérification au glissement :

$$T_{u\max} - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0$$

Avec : ($M_u = 37,6642 \text{ KN.m}$ et $T_{u\max} = 79,423 \text{ KN}$)

$$79,423 - \frac{37,6642}{0.9 \times 0,27} \leq 0$$

$$-75,57 \text{ KN} \leq 0 \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,3}{3,4} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,088 > 0,0625 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\text{En travée : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,03 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,27} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0074 < 0,011 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\text{En appui : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{8,04 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,27} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0099 < 0,011 \quad \text{Condition vérifier}$$

V.3.6.3 DETERMINATION DU DIAMETRE DES ARMATURES TRANSVERSALES :

D'après BAEL 91 modifié 99, page 196:

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min(0,86 ; 3 ; 1,6)$$

$$\Phi_t \leq 0,86 \text{ cm}$$

On adopte: **Φ8**

Avec :

Φ_t : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poutre.

- **Calcul d'espacement des cadres** : D'après RPA99 V 2003

Selon RPA99 V2003:

Zone nodale : Zone (I)

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{1\min}; 30 \text{ cm} \right)$$

$$s_t \leq \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm} \right)$$

$$s_t \leq \min (7,5 ; 19,2 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{on prend : } S_t = 5 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

Zone courante : Zone (I)

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } S'_t = 15 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003 page 61, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (Zone I).

$$L_r \geq 40 \times \phi$$

Tableau V. 20:Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

| $\phi(\text{max})[\text{mm}]$ | $L_r(\text{calculé})(\text{mm})$ | $L_r(\text{choix})(\text{mm})$ |
|-------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| $\phi 16$ | 640 | 650 |

Les résultats de ferrailage des poutres est récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 21:Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

| Élément | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | | | |
|---------|-------------------------|------------------|------------------|------------|------------------|------------------|------------------------|----------|-------|--------|
| | A_{min} | Travée | | | Appuis | | | ϕ_t | s_t | s'_t |
| | | A_{sap} | A_{cal} | Choix | A_{sap} | A_{cal} | Choix | | | |
| PP | 6 | 6,182 | 4,08 | 5T16=10,05 | 8,916 | 8,62 | 6T16=12,06 | 8 | 10 | 15 |
| PS | 4,5 | 4,820 | 1,67 | 3T16=6,03 | 7,041 | 4,28 | 4T16=8,04 | 8 | 5 | 15 |

V.3.7 SCHEMA DU FERRAILAGE :

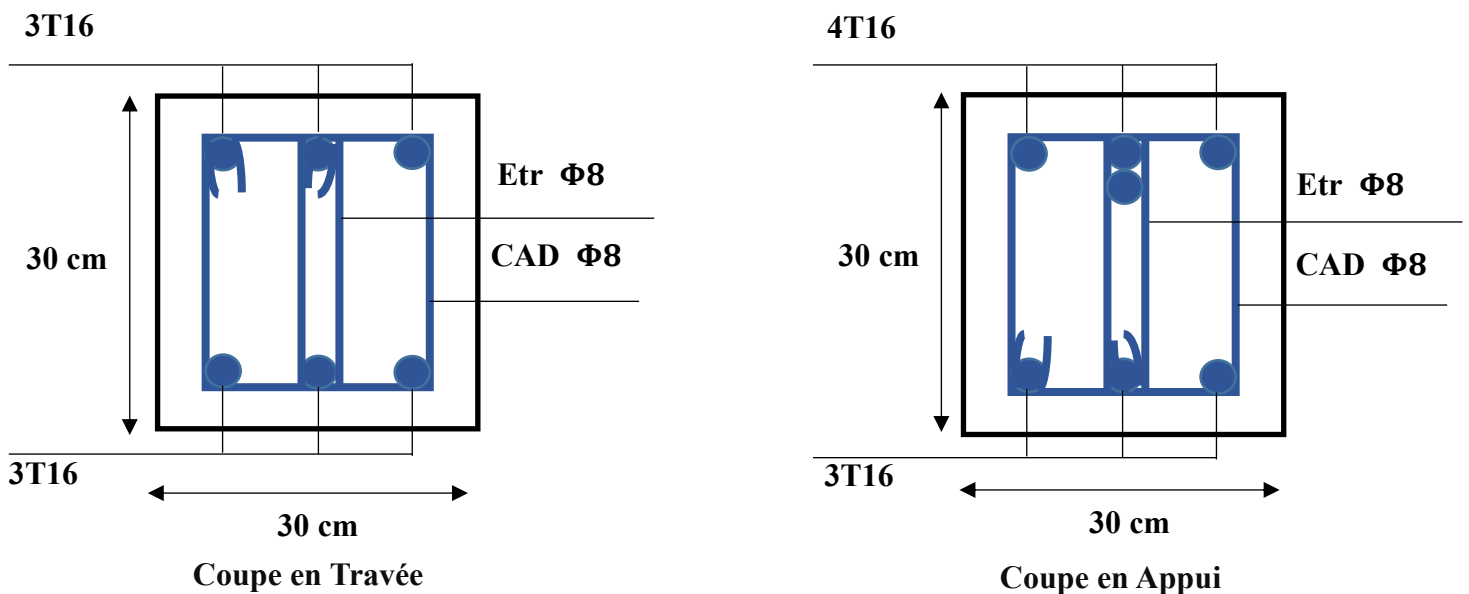


Figure V.3:dispositions du ferrailage longitudinal du poutre secondaire

V.4 LES VOILES :

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan, Les voiles présentent deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui nécessite une disposition des armatures dans les deux directions.

V.4.1 COMBINAISONS DES CHARGES :

V.4.1.1 Selon (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales.

$$1,35G + 1,5Q \rightarrow \text{ELU}$$

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

V.4.1.2 SELON RPA99/VERSION 2003 :

Les combinaisons accidentelles.

$$G + Q \pm E_x$$

$$G + Q \pm E_y$$

$$0,8G \pm E_x$$

$$0,8G \pm E_y$$

V.4.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Tableau V. 22:dimensions des voiles

| Les voiles | L'épaisseur [cm] |
|-----------------|------------------|
| Sous-sol et RDC | 20 |
| Etage courant | 15 |

V.4.3 LES SOLLICITATIONS DES VOILES :

Les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000 :

Tableau V. 23:tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=20$ cm

| Combinaison | N (KN) | M (KN.m) | T _{max} (KN) |
|----------------|----------|----------|-----------------------|
| ELU | -1309,96 | -4,8756 | 17,03 |
| ELS | -959,2 | -3,5177 | 12,3 |
| E _x | -1274,78 | 7,8963 | 18,41 |
| E _y | -1352,76 | -5,9985 | -18,14 |

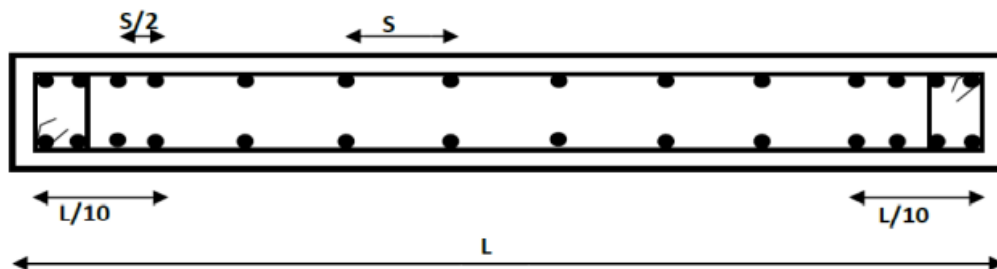
Tableau V. 24: tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=15$ cm

| Combinaison | N (KN) | M (KN.m) | T_{\max} (KN) |
|-------------|---------|----------|-----------------|
| ELU | -243,89 | -7,9986 | 23,59 |
| ELS | -177,35 | -5,8317 | 17,2 |
| E_x | -220,04 | 8,7237 | -25,93 |
| E_y | -208,8 | -8,2276 | 24,19 |

V.4.4 ARMATURES VERTICALES :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure



Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de 1 ml, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- N : L'effort normal appliqué
- M : Moment fléchissant du voile.
- B : Section transversale du voile.
- V : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue 3 cas :

• 1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: 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)

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times L$$

Avec :

L : longueur de la zone comprimée.

e : épaisseur du voile.

• 2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: 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 :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

- Si $A_v < A_{\min} = 0,15\% \times e \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

• 3^{ème} 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.

V.4.5 CALCUL DE L_C ET L_T :

- Section entièrement tendue (SET) : $L_t = L$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $L_c = L$

V.4.6 CALCUL DE L'EFFORT NORMAL ULTIME :

- Section entièrement tendue (SET) : $N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \times e$

V.4.7 CALCUL DES ARMATURES VERTICALES :

- Section entièrement tendue (SET) : $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $A_v = \frac{N_{ul}}{f_e}$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$

V.4.8 ARMATURES HORIZONTALES :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing_1$.

- Remarque : Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suit : $A_{\min} = 0.15 \% (e \times l)$: Dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10 \% (e \times l)$: Dans la zone courante.

V.4.9 ARMATURES TRANSVERSALES :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible. 2)
 - $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \text{ Avec } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.10 VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

D'après RPA99/Version2003 La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \text{ Avec : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} ; \bar{V} = 1,4 \times V$$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$.
- V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

- b_0 : L'épaisseur du voile $\rightarrow b_0 = 0,15 \text{ m}$
- d : Hauteur utile $d = 0,9 h$ et $h = 1 \text{ ml} \rightarrow d = 0,9 \text{ m}$
- h : Hauteur totale de la section brute.

$$\bar{V} = 1,4 \times 23,59 = 33,026 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{33,026 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,9} = 0,245 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

V.4.11 CALCUL DE FERRAILLAGE :

Exemple de calcul :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0.15m×1ml) de la même manière que les poteaux. Et on prend comme un exemple de calcul le voile le plus sollicité (étage courant)

| Combinaison | N (KN) | M (KN.m) | T _{max} (KN) |
|-------------|---------|----------|-----------------------|
| ELU | -243,89 | -7,9986 | 23,59 |

❖ Armatures verticales :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ m}$$

$$I = \frac{a \times L^3}{12} = \frac{0,15 \times 1^3}{12} = 0,0125 \text{ m}^4$$

$$B = a \times L = 0,15 \times 1 = 0,15 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{243,89}{0,15} + \frac{7,9986 \times 0,5}{0,0125} = 1945,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{243,89}{0,15} - \frac{7,9986 \times 0,5}{0,0125} = 1305,99 \text{ KN/m}^2$$

(σ_1 et σ_2) > 0 \rightarrow : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$L_c = L$$

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

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \times e$$

$$N_{ul} = \frac{1945,88 + 1305,99}{2} \times 1 \times 0,15$$

$$N_{ul} = 243,89 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A_v = \frac{243,89 \times 10^{-3} - 0,15 \times 25}{400}$$

$$A_v = -0,00877 \text{ m}^2 < 0$$

Donc : Selon R.P.A 99 (version 2003) on :

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times L$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 0,15 \times 1$$

$$A_{\min} = 0,000225 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures horizontales :**

Selon R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0,15 \% \times b \times a = 0,0015 \times 100 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement :**

D’après l’art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003, l’espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min(1,5 \times a ; 30) \text{ cm}$$

$$S \leq \min(1,5 \times 15 ; 30) \text{ cm}$$

$$S \leq \min(22,5 ; 30) \text{ cm}$$

$$S \leq 22,5 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 15 \text{ cm}$

❖ **Longueur de recouvrement :**

D’après le RPA99 version 2003 page 61, la longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone I).

$$L_r \geq 40 \times \varnothing$$

$$L_r \geq 40 \times 12$$

$$L_r \geq 480 \text{ mm}$$

$$L_r = 500 \text{ mm}$$

Tableau V. 25:Ferraillage verticale et horizontal du voile

| | A_{\min} [cm ²] | Ferraillage vertical | | Ferraillage horizontale | |
|-------------|----------------------------------|---------------------------------|---------------|---------------------------------|---------------|
| | | A choisie [cm ²] | S_t [cm] | A choisie [cm ²] | S_t [cm] |
| Voile 15 cm | 2,25 | 4T12= 4,52 | 15 | 4T12= 4,52 | 15 |

V.4.12 SCHEMA DU FERRAILLAGE :

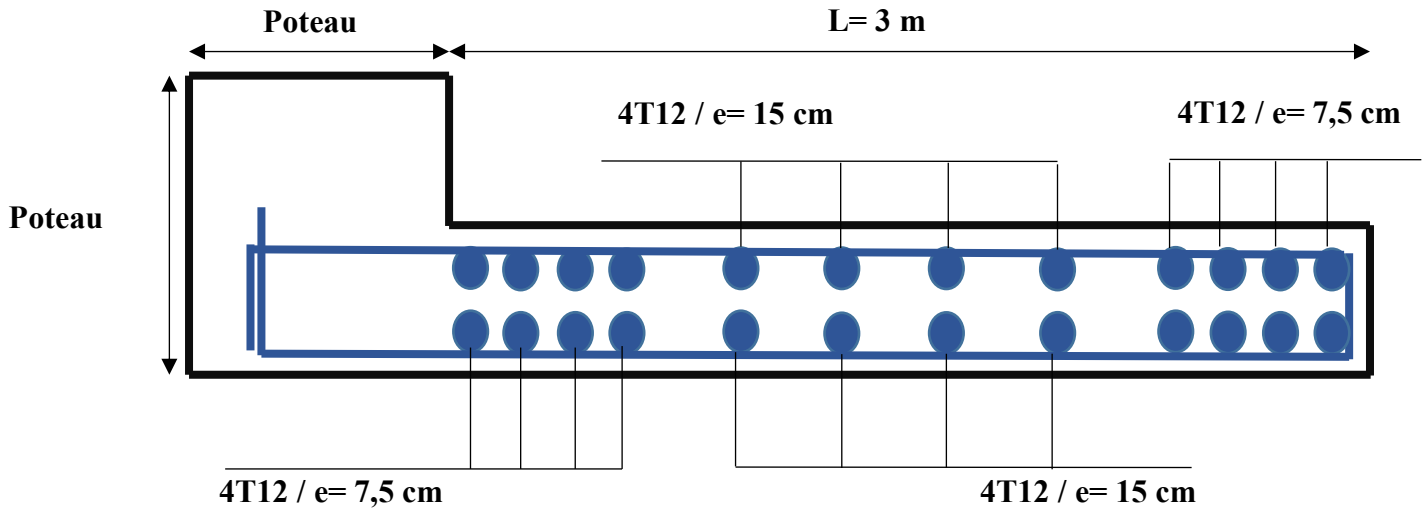


Figure V.4:dispositions du ferrailage longitudinal du voile.

V.5 CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux qui assure le contreventement.

On a calculé les poteaux à la flexion composée .et on a adopté un ferrailage maximale obtenu par un logiciel de calcul SAP et celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimal du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. On a déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par un logiciel SAP.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée grâce au logiciel SAP. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

CHAPITRE VI : ETUDE GEOTECHNIQUE

VI.1 INTRODUCTION :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles de l'ouvrage, car elle doit reprendre les charges de la superstructure et les transmettre au sol de façon à assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage et de limiter les tassements différentiels.

Elles constituent un ensemble rigide capable d'assurer les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure
- Transmettre la totalité des charges apportées par la superstructure au sol d'assise
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

VI.2 QU'EST-CE QU'UNE FONDATION :

La fondation est la partie inférieure d'une structure qui garantit le transfert, en toute sécurité, des charges de la structure au sol.

La fondation doit, dans ce cadre, assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la sollicitation (descente de charge de construction) et la résistance du sol (contrainte admissible).

VI.3 QU'EST-CE QU'UN PROJET DE FONDATION :

Un projet de fondation doit répondre à trois sortes de préoccupations :

- Une bonne reconnaissance du sol support.
- Les tassements doivent être inférieurs aux tassements admissibles définis pour l'ouvrage
- Les contraintes doivent être compatibles avec la résistance à la rupture du sol: C'est le problème de la capacité portante.

VI.4 LE CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS :

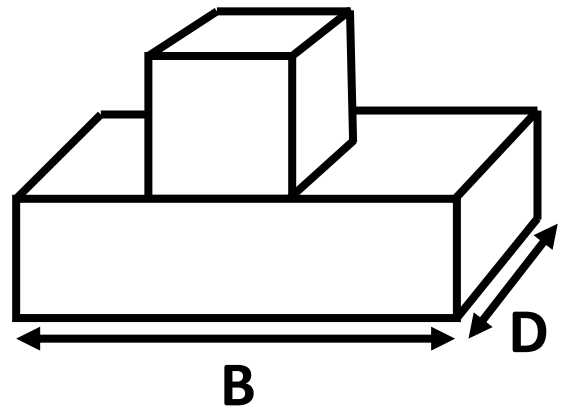
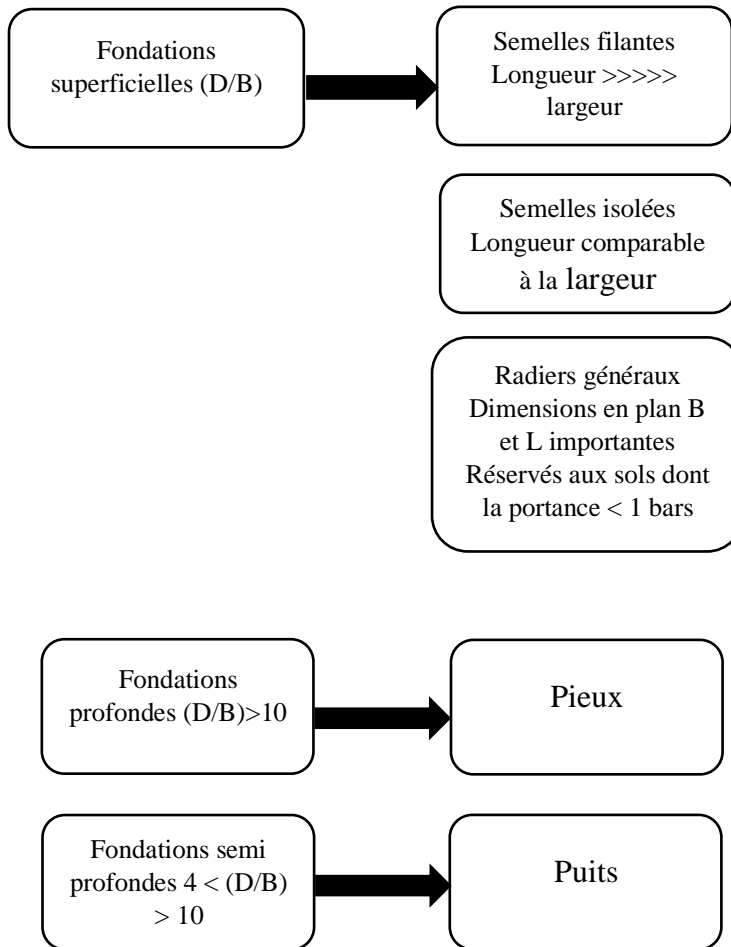
Le choix du type de fondation dépend du :

- Types d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- L'économie dans la réalisation .

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

VI.5 CLASSIFICATION DES FONDATIONS :



Avec :

B : largeur de la fondation

D : l'encastrement profondeur

VI.6 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Critères de choix du type de fondation:

- Nature du sol
- Charges transmises.

Par exemple :

Bon sol se trouvant à une faible profondeur D/B on utilise des fondations superficielles :

- Semelles filantes
- Semelles isolées
- Radiers généraux

VI.7 UTILISATION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES :

VI.7.1 SEMELLES ISOLEES :

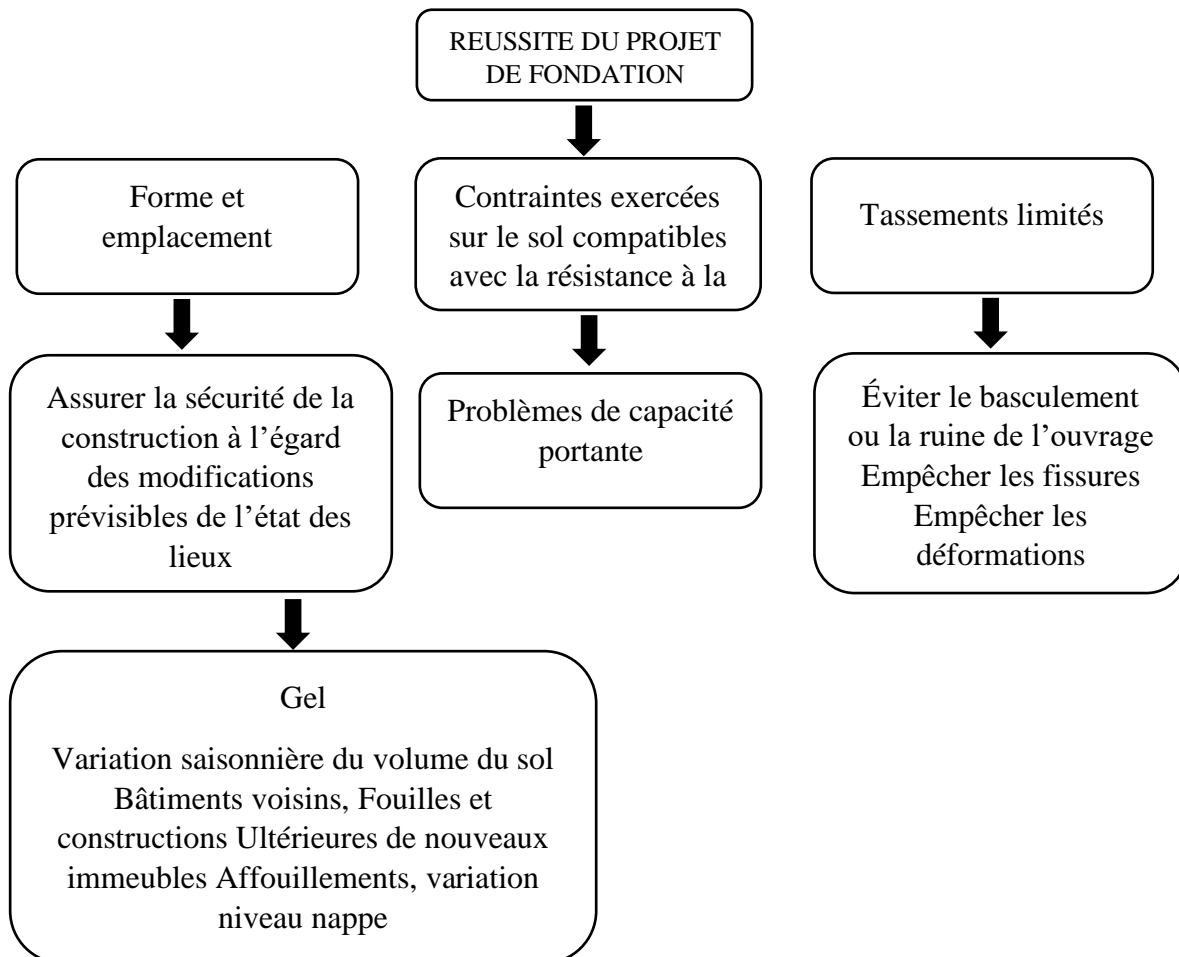
- Sous les poteaux
- La charge transmise et les propriétés mécaniques du sol permettent de n'avoir qu'une emprise limitée sur celui ci

VI.7.2 SEMELLES FILANTES :

- Sous les murs porteurs, voiles ou murs de soutènement

VI.7.3 RADIERS GENERAUX

- Sous les bâtiments, réservoirs, silos
- Résistance du sol faible
- Tassements importants avec semelles isolées
- Charges transmises au sol importantes, semelles rapprochées

VI.8 CARACTERISTIQUES D'UN BON PROJET :**VI.9 CARACTERISTIQUES DU SOL D'ASSISE :**

Afin de mettre en sécurité une fondation, il faut avoir une bonne connaissance des caractéristiques des lieux d'implantation de la construction. Ainsi il est indispensable d'avoir des renseignements précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. D'après les résultats des essais et les caractéristiques donnés par le rapport du sol Le site est considéré rocheux (S1) avec une contrainte admissible du sol 4Kg/cm^2 (voire annexe C).

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on préconise des semelles isolées sous poteaux et semelles filantes sous mur voilé. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.10 ÉTUDES DES SEMELLES ISOLEES ET FILANTES :

Les fondations superficielles sont dimensionnées à ELS, puis en vérifie les combinaisons accidentelles.

VI.10.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES :

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ Et (a = b = 60 cm)

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \sigma_{\text{admissible}}$$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec :

- N_s : Effort normal maximal à ELS
- a ; b : Les dimensions du poteau (a = b = 60 cm)
- $\sigma_{\text{admissible}}$: Contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{admissible}} = 0,4 \text{ MPa}$
- B ; A: Les dimensions de la semelle isolée (a' = b') Semelle carrée.

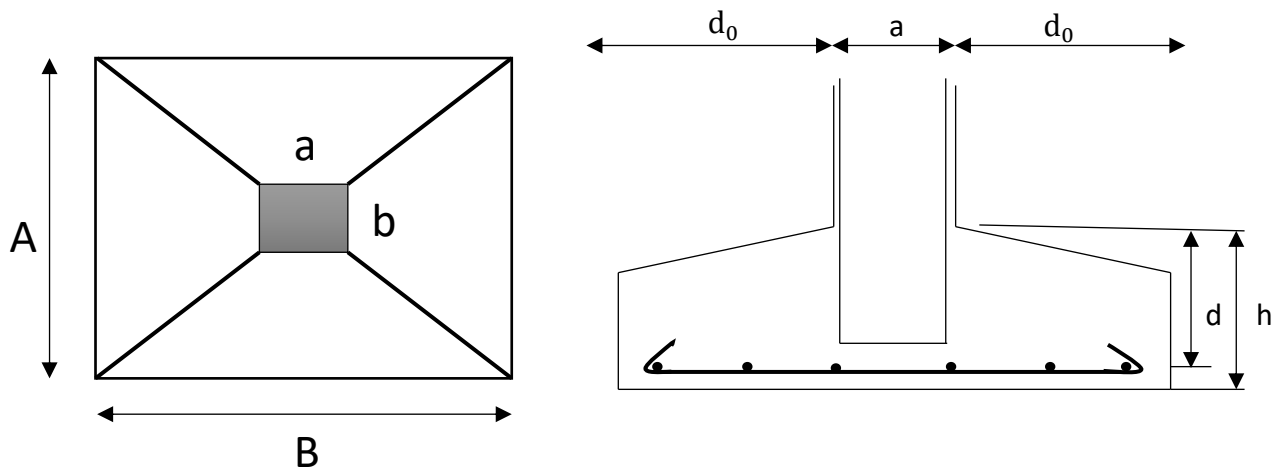


Figure VI.1:semelles isolées sous poteaux

Exemple de calcul :

- Les dimensions de la semelle isolée angle (A ; B) :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \sigma_{\text{admissible}} \rightarrow \frac{0,188668}{A^2} \leq 0,4 \rightarrow A^2 \geq \frac{0,188668}{0,4} \rightarrow A \geq 0,687 \text{ m}$$

On adopté une semelle isolée de **(1,30×1,30) m²**

La validité de la distribution est admise si la hauteur de la semelle vérifie les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2d_0$$

$$\frac{A-a}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2d_0 \rightarrow \frac{0,35}{2} \leq d \leq 2 \times 0,2 \rightarrow 0,175 \leq d \leq 0,7$$

$$\frac{A-a}{4} = \frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a = B - b \rightarrow 0,175 \leq d \leq 0,7$$

On adopte : **d = 0,25 m**

$$h = d + 5 \text{ cm} = 0,25 + 0,05$$

h = 0,3 m

Le tableau VI.1 représente les surfaces des semelles isolées revenants à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

Tableau VI. 1:Dimensions des semelles isolées

| | N_s [KN] | $A \times B$ [m ²] | d [m] | h [m] |
|-----------------------|------------|--------------------------------|-------|-------|
| Semelle angle | 188,668 | 1,30×1,30 | 0,25 | 0,3 |
| Semelle intermédiaire | 1269,692 | 2,00×2,00 | 0,40 | 0,45 |
| Semelle centré | 1798,771 | 2,30×2,30 | 0,5 | 0,55 |

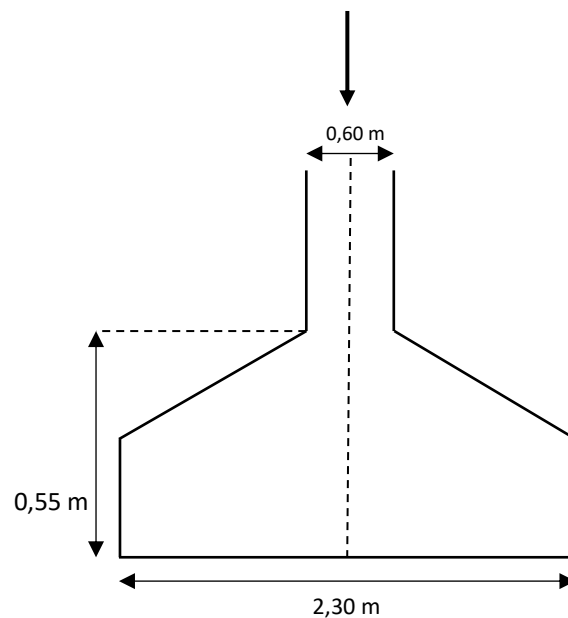


Figure VI.2:dimension de semelle centrée

VI.10.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES :

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{adm}$$

Avec :

- $\sum N_i$: La somme des efforts normaux à ELS de tous les poteaux qui se trouvent dans la ligne considérée.
- B : Largeur de la semelle filante.
- L: Longueur de la file considérée.
- σ_{adm} : Contrainte admissible du sol

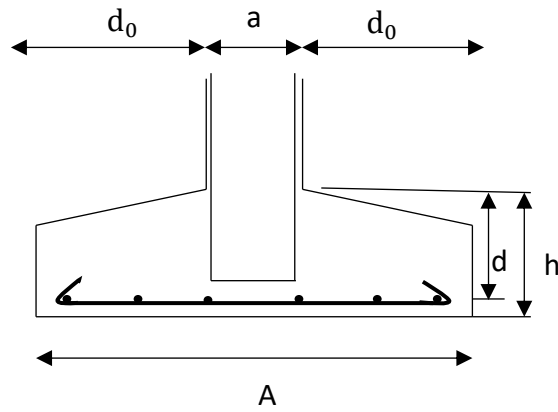


Figure VI.3: dimensions d'une semelle filante

Exemple de calcule :

- Pour L= 9 m :

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 = 835,811 + 1855,457 + 704,108$$

$$N_s = 3395,376 \text{ KN}$$

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{adm} \rightarrow A \geq \frac{3395,376 \times 10^{-3}}{9 \times 0,4} \rightarrow A \geq 0,94 \text{ m}$$

On adopte une semelle filante de (9×1) m²

La hauteur de la semelle faille est au moins égale à :

$$h \geq 2 \times d_0$$

Avec : $d_0 = \frac{A-a}{2}$

Exemple de calcul :

$$d_0 = \frac{A-a}{2} = \frac{1-0,6}{2} = 0,2 \text{ m}$$

$$h \geq 2 \times 0,2 = 0,4 \text{ m}$$

Donc on adopte : h = 0,4 m

Le tableau VI.2 représente les surfaces des semelles filantes revenants à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Tableau VI. 2:Dimensions des semelles filantes

| Semelle | N _s [KN] | M _s [KN. m] | L [m] | A[m] | h[m] | S [m ²] |
|---------|---------------------|------------------------|-------|------|------|---------------------|
| 1 | 3395,376 | 5,6345 | 9 | 1 | 0,4 | 9 |
| 2 | 3340,971 | 5,4751 | 9 | 1 | 0,4 | 9 |
| 3 | 3105,072 | 4,1165 | 3,4 | 2,3 | 1,8 | 7,82 |
| 4 | 3086,701 | 4,7954 | 3,4 | 2,3 | 1,8 | 7,82 |
| 5 | 2678,878 | 1,6192 | 2,85 | 2,4 | 1,8 | 6,84 |
| 6 | 2455,138 | 9,3791 | 2,85 | 2,4 | 1,8 | 6,84 |
| 7 | 2750,105 | 39,7195 | 3,2 | 2,2 | 2,6 | 7,04 |
| 8 | 2208,885 | 10,4394 | 3,2 | 2,2 | 2,6 | 7,04 |
| Σ | | | | | | 61,4 |

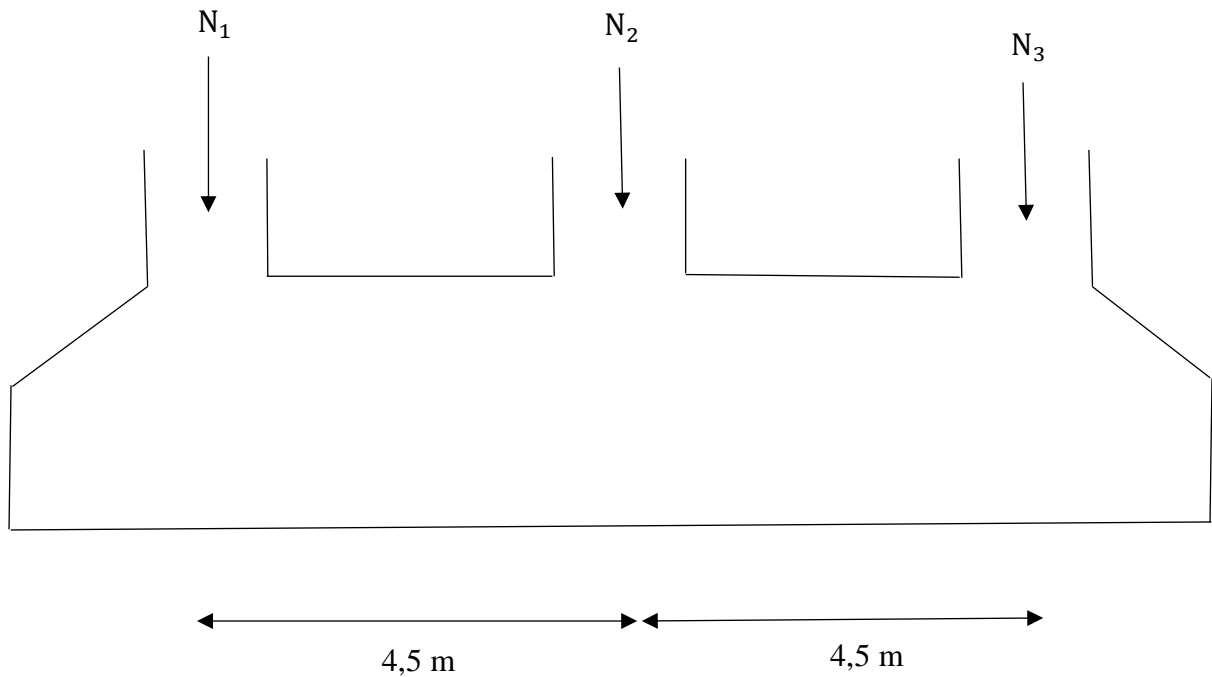


Figure VI.4: Semelle filante

VI.10.3 VERIFICATION DE CHEVAUCHEMENT ENTRE SEMELLES ISOLEES ET FILANTES :

- La surface totale des semelles isolées égales à :

$$S_{\text{semelle isolées}} = (A \times B) \times n = (2,3 \times 2,3) \times 20 + (1,3 \times 1,3) \times 4 + (2 \times 2) \times 16$$

$$S_{\text{semelle isolées}} = \mathbf{176,56 \text{ m}^2}$$

- La surface totale des semelles filantes égales à :

$$S_{\text{semelles filantes}} = \mathbf{61,4 \text{ m}^2}$$

- La surface totale de la structure est de : $S_{\text{bâtiment}} = \mathbf{524,19 \text{ m}^2}$

$$S_{\text{semelles}} = S_{\text{semelle isolées}} + S_{\text{semelles filantes}} = 176,56 + 61,4 = 237,96 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelles}} = 237,96 < 50\% S_{\text{bâtiment}} = 262,095 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale des semelles est inférieure à 50 % de la surface totale de la structure.

Donc le choix des semelles isolées et filantes est satisfait.

VI.10.4 VERIFICATION AU POINÇONNEMENT :

❖ SEMELLES ISOLEES :

D'après le B.A.E.L, La condition de non poinçonnement est vérifiée si:

$$h > \frac{N_R}{0,045 \times \mu_c \times f_{c28}}$$

Avec :

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2 \times h)$$

$$N_R = P_u \times \left[1 - (a + h) \times \frac{b+2 \times h}{a' \times b'} \right]$$

Exemple de calcul :

- Semelle angle :

$$\mu_c = 2 \times (0,60 + 0,60 + 2 \times 0,3) = 3,6 \text{ m}$$

$$N_R = 0,188668 \times \left[1 - (0,60 + 0,3) \times \frac{0,6+2 \times 0,3}{1,3 \times 1,3} \right] = 0,07 \text{ MN}$$

$$h = 0,3 \text{ m} > \frac{0,07}{0,045 \times 3,6 \times 25} = 0,02 \text{ m} \quad \text{Condition vérifier.}$$

Le tableau VI.3 inclus toutes les vérifications de non poinçonnement des semelles isolées :

Tableau VI. 3: vérifications de non poinçonnement des semelles isolées

| | N_s [KN] | A = B [m] | h [m] | a = b [m] | μ_c [m] | N_R [MN] | $\frac{N_R}{0,045 \times \mu_c \times f_{c28}}$ [m] | Vérification |
|-----------------------|---------------|--------------|----------|--------------|----------------|---------------|--|--------------|
| Semelle angle | 188,668 | 1,30 | 0,3 | 0,6 | 3,6 | 0,07 | 0,02 | CV |
| Semelle intermédiaire | 1269,692 | 2,00 | 0,45 | 0,6 | 4,2 | 0,77 | 0,16 | CV |
| Semelle centré | 1798,771 | 2,30 | 0,55 | 0,6 | 4,6 | 1,13 | 0,22 | CV |

❖ **SEMELLE FILANTE :**

D'après le B.A.E.L, La condition de non poinçonnement est vérifiée si:

$$h > \frac{N_R}{0,09 \times f_{c28}}$$

Avec :

$$N_R = P_u \times \left[1 - \frac{a+2 \times h}{a'} \right]$$

Exemple de calcul :

Pour L=9m :

$$N_R = 3395,376 \times \left[1 - \frac{0,6+2 \times 0,4}{1} \right]$$

$$N_R = -1358,15 \text{ KN}$$

$$h > \frac{N_R}{0,09 \times f_{c28}} = \frac{-1358,15 \times 10^{-3}}{0,09 \times 25}$$

$$h = 0,4 \text{ m} > -0,6 \text{ m} \text{ Condition vérifier.}$$

Le tableau VI.4 inclus toutes les vérifications de non poinçonnement des semelles filantes :

Tableau VI. 4: vérifications de non poinçonnement des semelles filantes

| Semelle | N_s [KN] | M_s [KN. m] | L [m] | A [m] | h [m] | N_R [KN] | $\frac{N_R}{0,09 \times f_{c28}}$ [m] | obs |
|---------|---------------|------------------|----------|----------|----------|---------------|--|-----|
| 1 | 3395,376 | 5,6345 | 9 | 1 | 0,4 | -1358,15 | -0,60 | CV |
| 2 | 3340,971 | 5,4751 | 9 | 1 | 0,4 | -1336,39 | -0,59 | CV |
| 3 | 3105,072 | 4,1165 | 3,4 | 2,3 | 1,8 | -2565,06 | -1,14 | CV |
| 4 | 3086,701 | 4,7954 | 3,4 | 2,3 | 1,8 | -2549,88 | -1,13 | CV |
| 5 | 2678,878 | 1,6192 | 2,85 | 2,4 | 1,8 | -2009,16 | -0,89 | CV |
| 6 | 2455,138 | 9,3791 | 2,85 | 2,4 | 1,8 | -1841,35 | -0,82 | CV |
| 7 | 2750,105 | 39,7195 | 3,2 | 2,2 | 2,6 | -4500,17 | -2,00 | CV |
| 8 | 2208,885 | 10,4394 | 3,2 | 2,2 | 2,6 | -3614,54 | -1,61 | CV |

Conclusion : Il y a aucun risque de poinçonnement.

VI.10.5 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL :

➤ Présentation du logiciel SAFE 16.0.1:

SAFE est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et intègrent l'influence des sols, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments interraciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans SAFE pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. SAFE fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

➤ Démarches de modélisation de notre semelle :

Lors de modélisation de notre structure dans SAFE, on a suivi les étapes suivantes :

- Depuis SAP exporter la base de la structure avec le chargement.
- Importer la base sur SAFE.
- Définition du matériau.
- Définition du semelle dans SAFE.
- Modélisation du semelle
- Définition de la raideur moyenne du sol.
- Analyse et exploitation des résultats.

Après une modélisation des semelles avec le logiciel SAFE, on a obtenu les résultats suivants:

❖ SEMELLE ISOLEE :

Les conditions qu'on doit vérifier sont les suivantes: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = Z_{min} \times K$$

- Z_{max} : Déplacement maximal suivant Z.
- Z_{min} : Déplacement minimal suivant Z.
- K: Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol.

$$K = 2 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

Exemple de calcul :

- Semelle angle :

On a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 4 \text{ bars}$$

$$K = 2 \times \overline{\sigma_{sol}} = 2 \times 4 = 8 \text{ bars}$$

$$Z_{max} = 3,76 \text{ mm}$$

$$Z_{min} = 3,74 \text{ mm}$$

$$\sigma_{b1} = 3,76 \times 10^{-3} \times 8 = 0,03 \text{ bars}$$

$$\sigma_{b2} = 3,74 \times 10^{-3} \times 8 = 0,03 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = \frac{3 \times 0,03 + 0,03}{4} = 0,03 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = 0,03 \text{ bars} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 4 \text{ bars} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

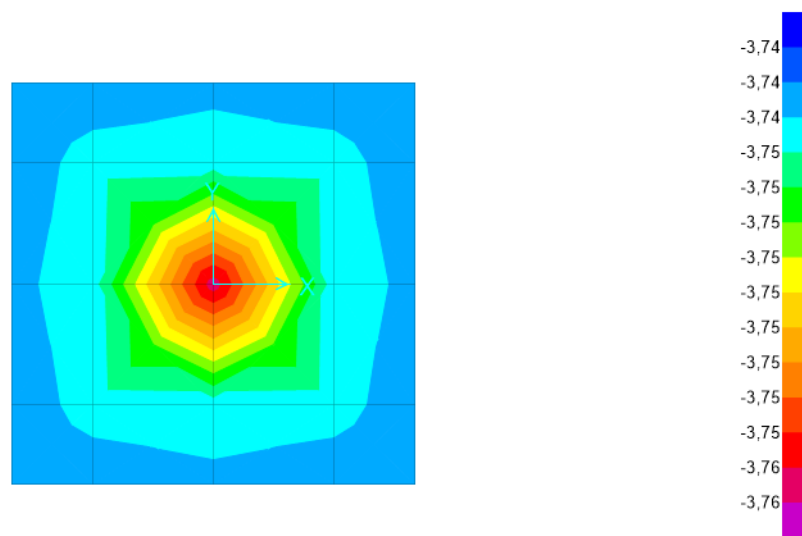


Figure VI.5:Le déplacement max et min du semelle angle isole «SAFE »

Le tableau VI.5 représente les déplacements retirés par logiciel SAF et les vérifications de la contrainte du sol pour les semelles isolées :

Tableau VI. 5: vérifications de la contrainte du sol

| | Z _{max} [mm] | Z _{min} [mm] | $\overline{\sigma}_{sol}$ [bars] | K [bars] | σ_{b1} [bars] | σ_{b2} [bars] | σ_b [bars] | Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{sol}$ |
|-----------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|---|
| Semelle angle | 3,76 | 3,74 | 4 | 8 | 0,03 | 0,03 | 0,03 | CV |
| Semelle intermédiaire | 6,21 | 6,07 | 4 | 8 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | CV |
| Semelle centré | 6,22 | 5,98 | 4 | 8 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | CV |

VI.10.6 VERIFICATION DU TASSEMENT :

Nous avons un manque des données géotechniques, donc on a supposé le tassement admissible ne dépasse pas $\Delta H_{admissible} = 2$ cm.

La valeur du tassement tiré par logicielle SAFE $\rightarrow Z_{max} = 0,622$ cm

On a : $Z_{max} = 0,622$ cm $\leq \Delta H_{admissible} = 2$ cm Condition vérifier

VI.10.7 FERRAILLAGE :

❖ **SEMELLE ISOLEE :**

Exemple de calcul :

- Semelle angle :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{10,7509}{188,668} = 0,06 \text{ m}$$

- Vérification des conditions de stabilité :

$$\frac{b'}{6} = \frac{1,3}{6} = 0,22 \text{ m}$$

$$\frac{b'}{6} > e_0 \Rightarrow \text{Trapézoïdal}$$

- Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{b'}\right) \times \frac{N_s}{a' \times b'}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6 \times 0,06}{1,3}\right) \times \frac{0,188668}{1,3 \times 1,3}$$

$$\sigma_M = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{b'}\right) \times \frac{N_s}{a' \times b'}$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6 \times 0,06}{1,3}\right) \times \frac{0,188668}{1,3 \times 1,3}$$

$$\sigma_m = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3 \times 0,14 + 0,08}{4}$$

$$\sigma_{3/4} = 0,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0,4 \text{ MPa} \text{ Condition vérifier.}$$

- Choix de la méthode de calcul de ferrailage :

$$\frac{b'}{18} = 0,072 > e_0 = 0,06 \Rightarrow \text{Méthode des bielles}$$

- Les armatures ont comme section :

$$A_x = A_y = \frac{N_s \times (1 + 3 \times \frac{e_0}{b'}) \times (a' - a)}{8 \times d_0 \times \sigma_{st}}$$

$$A_x = A_y = \frac{0,188668 \times (1 + 3 \times \frac{0,06}{1,3}) \times (1,3 - 0,6)}{8 \times 0,35 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_x = A_y = 1,53 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,53 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : $A_x = A_y = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

Les barres ainsi déterminées s'étendent dans chaque sens sur toute la dimension de la semelle et sont terminées comme suit :

l_s : Représentant la longueur d'ancrage :

- Si $l_s > \frac{a'}{5}$ toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets
- Si $\frac{a'}{10} < l_s < \frac{a'}{5}$ toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et ne pas comporter de crochets

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \text{ Avec } \tau_s = 0,6(x)^2 f_{tj}$$

$x = 1$ Pour RL et $x = 1,5$ pour HA

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{1,2}{4} \times \frac{400}{2,835} = 42,33 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$l_s = 45 \text{ cm} > \frac{130}{4} = 26 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

- Ancrages courbe :

$$l_2 = l_s - \alpha l_1 - \beta r$$

Avec :

$$r = 5,5\emptyset = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

Pour $\theta(^{\circ}) = 90$

$$\alpha = 1,87$$

$$\beta = 2,19$$

$$l = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$l_2 = 0,45 - 1,87 \times 0,12 - 2,19 \times 0,066 = 0,08106 \text{ m} = 8,106 \text{ cm}$$

$$l = l_2 + r + \frac{\phi}{2} = 8,106 + 6,6 + \frac{1,2}{2} = 15,306 \text{ cm}$$

- Espacement :

$$e = \frac{a'}{\text{nombre de barres}} = \frac{130}{6} = 21,67 \text{ cm}$$

Donc on prend **e = 20 cm**

Le tableau VI.6 inclus les efforts internes et les dimensions des différents types des semelles isolées :

Tableau VI. 6:Récapitulation des dimensions et effort internes des semelles isolées

| | N _s [KN] | M _s [KN. m] | a' = b' [m] | a = b [m] | d ₀ [m] |
|-----------------------|------------------------|---------------------------|----------------|--------------|-----------------------|
| Semelle angle | 188,668 | 10,7509 | 1,3 | 0,6 | 0,35 |
| Semelle intermédiaire | 1269,692 | 10,3565 | 2 | 0,6 | 0,7 |
| Semelle centré | 1798,771 | 1,8976 | 2,3 | 0,6 | 0,85 |

Le tableau VI.6 inclus toutes les vérifications de la charge des semelles isolées :

Tableau VI. 7:Récapitulation de la vérification des charges des semelles isolées

| | e ₀ [m] | $\frac{b'}{6}$ | $\frac{b'}{6} > e_0$ | σ _M [MPa] | σ _m [MPa] | $\frac{\sigma_3}{4}$ [MPa] | $\overline{\sigma_{sol}}$ [MPa] | $\overline{\sigma_{sol}} > \sigma_{3/4}$ |
|-----------------------|-----------------------|----------------|----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|------------------------------------|--|
| Semelle angle | 0,057 | 0,217 | CV | 0,14 | 0,08 | 0,13 | 0,4 | CV |
| Semelle intermédiaire | 0,008 | 0,333 | CV | 0,33 | 0,31 | 0,32 | 0,4 | CV |
| Semelle centré | 0,001 | 0,383 | CV | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,4 | CV |

Le tableau VI.7 Le ferrailage des semelles isolées récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 8:Récapitulation du ferrailage des semelles isolées

| | $\frac{b'}{18}$ [m] | $\frac{b'}{18} > e_0$ | Ax = Ay [cm ²] | | l _s [cm] | $\frac{a'}{5}$ [cm] | l _s > $\frac{a'}{5}$ | Espacement [cm] | |
|-----------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------|------------------------|------------------------|---------------------------------|--------------------|--------|
| | | | Calculé | Adopté | | | | Calculé | Adopté |
| Semelle angle | 0,072 | CV | 1,53 | 6T12=6,79 | 45 | 26 | CV | 21,67 | 20 |
| Semelle intermédiaire | 0,111 | CV | 9,24 | 9T12=10,18 | 45 | 40 | CV | 22,22 | 20 |
| Semelle centré | 0,128 | CV | 12,95 | 12T12=13,57 | 45 | 46 | CNV | 19,17 | 20 |

❖ SEMELLE FILANTE :

Exemple de calcul :

- Semelle 1 :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5,6345}{3395,376} = 0,002 \text{ m}$$

$$\frac{a'}{6} = \frac{1}{6} = 0,167 \text{ m}$$

- $\frac{a'}{6} > e_0 \Rightarrow$ on doit vérifié que $a' \geq (1 + 3 \times \frac{e_0}{a'}) \times \frac{P}{\bar{\sigma}}$

$$a' \geq (1 + 3 \times \frac{0,002}{1}) \times \frac{3395,376 \times 10^{-3}}{\frac{400}{1,15}}$$

$a' = 1 \text{ m} \geq 0,01 \text{ m}$ Condition vérifier.

$$\frac{a'}{24} = \frac{1}{24} = 0,04 \text{ m}$$

- $\frac{a'}{24} > e_0 \Rightarrow$ methode des bielle

- Les armatures perpendiculaires au mur par unité de longueur de semelle sont:

$$A_s = \frac{P_u \times (1 + 3 \times \frac{e_0}{a'}) \times (a' - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{3395,376 \times 10^{-3} \times (1 + 3 \times \frac{0,002}{1}) \times (1 - 0,6)}{8 \times 0,35 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_s = 14,01 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 14,01 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : $A_s = 7T16 = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Les armatures de répartition réparties sur la largeur $b'=1 \text{ ml}$ sont :

$$A_r = A_s \times \frac{a'}{4}$$

$$A_r = 14,07 \times \frac{1}{4}$$

$$A_r = 3,52 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : $A_r = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Les barres ainsi déterminées s'étendent dans chaque sens sur toute la dimension de la semelle et sont terminées comme suit :

l_s : Représentant la longueur d'ancrage :

- Si $l_s > \frac{a'}{4}$ toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets

- Si $\frac{a'}{8} < l_s < \frac{a'}{4}$ toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et ne pas comporter de crochets

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \quad \text{Avec } \tau_s = 0,6(x)^2 f_{tj}$$

$x = 1$ Pour RL et $x = 1,5$ pour HA

$$\tau_s = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$l_s = \frac{1,6}{4} \times \frac{400}{2,835} = 56,44 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$l_s = 55 \text{ cm} > \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

- Ancrages courbe :

$$l_2 = l_s - \alpha l_1 - \beta r$$

Avec :

$$r = 5,5\emptyset = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$$

Pour $\theta(^{\circ}) = 90$

$$\alpha = 1,87$$

$$\beta = 2,19$$

$$l = 10\emptyset = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$$

$$l_2 = 0,55 - 1,87 \times 0,16 - 2,19 \times 0,088 = 0,05808 \text{ m} = 5,808 \text{ cm}$$

$$l = l_2 + r + \frac{\emptyset}{2} = 5,808 + 8,8 + \frac{1,6}{2} = 15,408 \text{ cm}$$

- Espacement :

Pour le calcul des espacements, on peut procéder comme suit :

- On utilise des barres T16 (1 T16 = 2,01 cm²)
- $n = \frac{14,01}{2,01} = 6,97$ barres
- $e = \frac{100}{6,97} = 14,35 \text{ cm}$

Donc on prend : $e = 15 \text{ cm}$

Le tableau VI.5 inclus toutes les vérifications de la charge semelles filantes :

Tableau VI. 9:Récapitulation de la vérification de la charge des semelles filantes

| Semelle | N_s [KN] | M_s [KN. m] | L [m] | a' [m] | h [m] | e_0 [m] | $\frac{a'}{6}$ [m] | $\frac{a'}{6} > e_0$ | $a' \geq (1 + 3 \times \frac{e_0}{a'}) \times \frac{P}{\sigma}$ | OBS |
|---------|---------------|------------------|----------|-------------|----------|--------------|-----------------------|----------------------|---|-----|
| 1 | 3395,376 | 5,6345 | 9 | 1 | 0,4 | 0,002 | 0,167 | CV | 0,01 | CV |
| 2 | 3340,971 | 5,4751 | 9 | 1 | 0,4 | 0,002 | 0,167 | CV | 0,01 | CV |
| 3 | 3105,072 | 4,1165 | 3,4 | 2,3 | 1,8 | 0,001 | 0,383 | CV | 0,01 | CV |
| 4 | 3086,701 | 4,7954 | 3,4 | 2,3 | 1,8 | 0,002 | 0,383 | CV | 0,01 | CV |
| 5 | 2678,878 | 1,6192 | 2,85 | 2,4 | 1,8 | 0,001 | 0,400 | CV | 0,01 | CV |

| | | | | | | | | | | |
|---|----------|---------|------|-----|-----|-------|-------|----|------|----|
| 6 | 2455,138 | 9,3791 | 2,85 | 2,4 | 1,8 | 0,004 | 0,400 | CV | 0,01 | CV |
| 7 | 2750,105 | 39,7195 | 3,2 | 2,2 | 2,6 | 0,014 | 0,367 | CV | 0,01 | CV |
| 8 | 2208,885 | 10,4394 | 3,2 | 2,2 | 2,6 | 0,005 | 0,367 | CV | 0,01 | CV |

Le tableau VI.8 et VI.9 représente le ferrailage longitudinal et les armatures de répartitions des semelles filantes récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 10:Récapitulation du ferrailage des semelles filantes

| Semelle | e ₀ [m] | a' 24 [m] | a' 24 > e ₀ | As [cm ²]/ml | | Ls [cm] | a' 4 [cm] | a' 8 [cm] | Espacement [cm] | |
|---------|-----------------------|-----------------|---------------------------|-----------------------------|------------|------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------|
| | | | | Calculé | Adopté | | | | Calcule | Adopté |
| | | | | 1 | 0,002 | | | | | |
| 2 | 0,002 | 0,042 | CV | 13,79 | 7T16=14,07 | 25 | 25 | 12,5 | 14,58 | 15 |
| 3 | 0,001 | 0,096 | CV | 10,86 | 6T16=12,06 | 57,5 | 57,5 | 28,75 | 18,52 | 20 |
| 4 | 0,002 | 0,096 | CV | 10,80 | 6T16=12,06 | 57,5 | 57,5 | 28,75 | 18,62 | 20 |
| 5 | 0,001 | 0,100 | CV | 9,91 | 5T16=10,05 | 60 | 60 | 30 | 20,28 | 20 |
| 6 | 0,004 | 0,100 | CV | 9,12 | 5T16=10,05 | 60 | 60 | 30 | 22,03 | 20 |
| 7 | 0,014 | 0,092 | CV | 6,32 | 5T16=10,05 | 55 | 55 | 27,5 | 24,39 | 20 |
| 8 | 0,005 | 0,092 | CV | 5,01 | 5T16=10,05 | 55 | 55 | 27,5 | 40,16 | 20 |

Tableau VI. 11:Récapitulation des armatures de répartitions des semelles filantes

| Semelle | Ar [cm ²]/ml | | Espacement [cm] | |
|---------|-----------------------------|-----------|--------------------|--------|
| | Calculé | Adopté | Calcule | Adopté |
| | 1 | 3,52 | | |
| 2 | 3,52 | 4T12=4,52 | 14,58 | 15 |
| 3 | 3,02 | 4T12=4,52 | 18,52 | 20 |
| 4 | 3,02 | 4T12=4,52 | 18,62 | 20 |
| 5 | 2,51 | 4T12=4,52 | 20,28 | 20 |
| 6 | 2,51 | 4T12=4,52 | 22,03 | 20 |
| 7 | 2,51 | 4T12=4,52 | 24,39 | 20 |
| 8 | 2,51 | 4T12=4,52 | 40,16 | 20 |

VI.11 ETUDE DE LA LONGRINE :

VI.11.1 INTRODUCTION :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 V2003, Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

D'après le R.P.A 99 V2003 (article 10.1.b page 94) La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S1) et dans le cas d'un site de catégorie S2 en zone I.

D'après le R.P.A 99 V2003 (article 10.1.e page 94), Dans le cas de structures lourdes (bâtiments élevés) constituées de plusieurs blocs, séparés par des joints, il est recommandé de supprimer les joints au niveau des fondations si le système de fondation et la qualité du sol de fondation demeurent identiques sous les différents blocs. Cette disposition permettra d'avoir un ensemble monolithe constitué soit par un réseau de longrines reliant les semelles des points d'appui, soit par un radier continu, soit en cas de sous- sol par un caisson rigide composé du radier, des voiles périphériques et intermédiaires et des planchers du sous-sol.

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capable de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettant en même temps de résister à un effort de traction f , d'où :

$$f = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

- N : la valeur maximale des charges verticales apportées par les ponts d'appui solidarisés
N=1798,771 [KN]
- α : coefficient en fonction de la zone sismique et du site

D'après le rapport géotechnique qu'on a reçu, notre site est considéré comme un site rocheux (S1) donc $\alpha = 15$

$$f = \frac{1798,771}{15} = 119,91 \geq 20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifier}$$

D'après le R.P.A 99 V2003, Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S1

On choisit une section de **30x30 [cm²]**

VI.11.2 CALCULE DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

$$A_{st} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{119,91 \times 10^{-3}}{348} = 3,44 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99 V2003, la section minimale est de :

$$A_{st \text{ min}} = 0,6\% \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On choisit **6,79 cm² = 6T12**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,30 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 4,725 \text{ cm}^2 \rightarrow 6,79 \text{ cm}^2 \geq 4,725 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier.}$$

VI.11.3 CALCULE DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

- **Espacement des cadres :**

D'après le R.P.A 99 V2003, on a :

$$s_t \leq \min (15\phi_{l \min}; 20 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \min (15 \times 1,2; 20 \text{ cm})$$

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

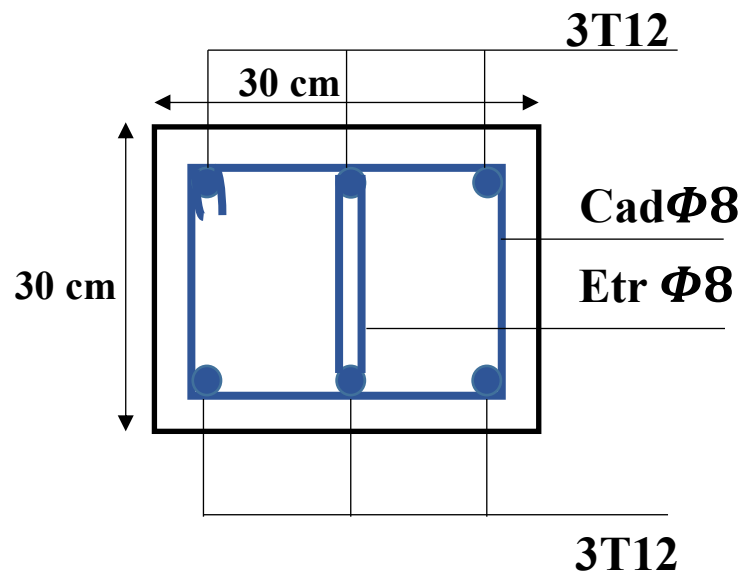


Figure VI.6: Ferrailage de la longrine

VI.12 CONCLUSION :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons opté des semelles isolées sous poteaux et semelle filantes sous murs voiles.

CHAPITRE VII : ETUDE ECONOMIQUE

VII.1 INTRODUCTION :

Le management de projet est une application de connaissances, compétences, outils et techniques dans des activités de projet en vue d'atteindre ou de dépasser les attentes des parties impliquées dans le projet.

Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude technique du bâtiment, mais aussi de faire appel aux notions de management pour définir le délai, le coût global.

Ce chapitre a été mené en effectuant une planification du projet.

VII.2 MANAGEMENT DE PROJET :

VII.2.1 DEFINITION :

Le management de projet (appelé aussi gestion de projet) est une activité permettant à une équipe d'atteindre un objectif professionnel. En parallèle, il se révèle être un mode performant de gestion du changement et de transformation de l'entreprise par les projets. (1)

VII.2.2 LE PROJET :

Le projet est un ensemble d'actions à réaliser pour satisfaire un objectif défini, dans le cadre d'une mission précise, et pour la réalisation desquelles on a identifié non seulement un début, mais aussi une fin.

Le management de projet se définit comme l'activité permettant de faire fonctionner ensemble la conception et l'exécution du projet, pour obtenir le résultat attendu sous les 3 contraintes :

- ✓ **Qualité** : Un projet est de bonne qualité si les attentes du client sont satisfaites.
- ✓ **Délai** : Un projet a toujours un délai, donc il faut respecter celui-ci.
- ✓ **Coût** : Un projet a un coût. Il faut que le chef de projet puisse contrôler en permanence l'évolution des dépenses et contrôler la balance entre les besoins du client et ce qu'il est prêt à payer.

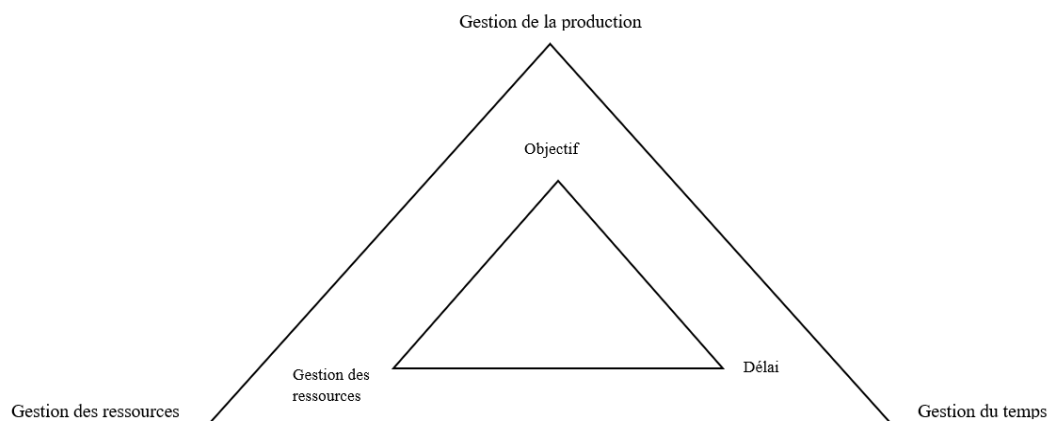


Figure VII.1:Caractéristique d'un projet

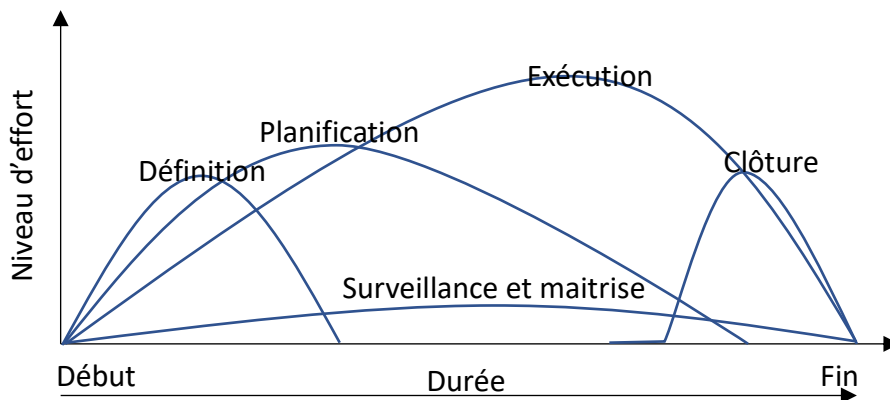
VII.2.3 LE ROLE DU MANAGER :

Ce dernier a une responsabilité non négligeable puisqu'il doit diriger, superviser et contrôler le projet du début à la fin. Voici quelques exemples de ce qu'un gestionnaire de projet doit accomplir :

- Il doit définir le projet, le réduire à un ensemble de tâches à gérer, obtenir des ressources appropriées et construire une équipe pour effectuer le travail.
- Il doit aussi définir l'objectif final du projet et motiver l'équipe de projet afin qu'elle termine le travail à temps.
- Il doit informer régulièrement toutes les parties prenantes des progrès du projet.
- Il doit sans cesse évaluer les risques car, aucun projet ne se déroule jamais tout à fait comme prévu.

VII.3 CYCLE DE VIE D'UN PROJET :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Le nombre de phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application à une autre, d'un domaine d'application à un autre et d'un auteur à un autre. L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise. Ces différences ne limitent en aucune façon la validité ni la pertinence du modèle ci-dessous en quatre phases qu'il est proposé à l'ingénieur de suivre.



| Définition | Planification | Exécutions | Clôture |
|--|--|--|---|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Objectifs 2. Spécifications 3. Taches 4. Responsabilités | <ol style="list-style-type: none"> 1. Calendriers 2. Budget 3. Ressources 4. Risques 5. Affectation personnelle | <ol style="list-style-type: none"> 1. Rapports sur l'état d'avancement des travaux 2. Changements 3. Qualité 4. Prévisions | <ol style="list-style-type: none"> 1. Formation du client 2. Transferts des documents 3. Libération des ressources 4. Libération du personnel 5. Evaluation et leçon a tirer |

Figure VII.2:Cycle de vie du projet.

- **Phase d'identification :**

la demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.

- **Phase de définition :**

le contenu du projet est défini de façon plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée; les échéances, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.

- **Phase de réalisation :**

Le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.

- **Phase de clôture:**

Le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

VII.4 LES ACTEURS DE NOTRE PROJET :

- **Maître d'ouvrage :**

Personne morale ou physique pour le compte de qui sont exécutés les travaux. le maitre de l'ouvrage est responsable de l'ouvrage.

Les missions de maitre d'ouvrage sont :

- Choisir un maitre d'œuvre.
- Choisir une entreprise de réalisation en collaboration avec le maitre d'œuvre.
- Choisir l'organisme de contrôle.
- Choisir l'organisme chargé d'étude de sol.

- **Le maître d'œuvre :**

Personne physique ou morale qui pour sa compétence, est chargée par le maitre de l'ouvrage de diriger l'exécution du marché et de proposer la réception et le règlement des travaux.

Les missions de maitre d'ouvre sont :

- Réaliser le dossier d'exécution d'un projet.
- Suivi de projet.

- **Le contrôleur :**

Personne physique ou morale choisi par le maitre d'ouvrage pour exercer l'examen de la conception et de l'exécution des ouvrages réalisés en vue de contribuer à la prévention des aléas techniques.

Les missions d'organisme de contrôle d'étude et réalisation :

- approbation du dossier exécution du projet.

- contrôler les différentes phases d'exécution du projet
- **L'entreprise :**

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître d'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

- Effectue les travaux prévus dans le contrat.
- Réalisation du projet suivant les règles de l'act.

VII.5 FACTEURS POUR LA QUALITE D'UN PROJET :

1. Performance et spécifications (contenu)

- Que veut le client ? les attentes du client doivent être attendues ou dépassées
- Quelles sont les exigences (normes, cahier de charges, documents techniques réglementaires, etc.)

2. Coûts et budget

- Etude faisabilité économique
- Budgétisation
- Fiabilité des estimations des coût
- Maitrise des coûts

3. Temps et planning

- Estimation des délais et planification
- Maitrise des délais

VII.6 DIAGRAMME DE GANTT :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (taches) qui constituent un projet.

Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplie pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes taches à envisager.
- La date de début et de fin de chaque tache.
- La durée escomptée de chaque tache.
- Le chevauchement éventuel des taches, et leur durée.
- La date de début et de fin du projet dans son ensemble.

VII.7 LES ETAPES DU DIAGRAMME DE GANTT :

VII.7.1 DEFINIR LES TACHES DU PROJET :

- **Estimer la durée des tâches :**

Le temps prévu pour chaque intervention est une donnée importante pour la planification. On choisit l'unité la plus pertinente: heure, jour, semaine, suivant le projet et conservez la même référence pour l'ensemble du tableau.

Identifier les interactions entre chaque activité

Certaines tâches ne peuvent être menées qu'après la fin ou le début d'une autre. Par ailleurs, d'autres sont traitables en parallèle.

Il convient donc d'identifier les dépendances. Il s'agit de la phase d'ordonnancement.

VII.7.2 TYPES DE DEPENDANCE :

Affecter les liaisons :

- Fin à fin (FF)
- Fin à début (FD)
- Début à fin (DF)
- Début à début (DD)

Affecter les ressources :

Définir les ressources aussi bien humaines que matérielles affectées à chaque tâche. Cette donnée est utile lorsqu'il est nécessaire d'effectuer un suivi précis de l'allocation des ressources.

VII.8 LES RESSOURCE :

VII.8.1 LES RESSOURCES HUMAINES :

Le nombre de groupe affecté au présent projet est de 8 :

- **Groupe ingénieurs :** qui s'occupe de toutes les tâches de l'étude et de suivi dans le projet.
- **Groupe coffreurs :** qui s'occupe de toutes les tâches de coffrage dans le projet.
- **Groupe ferrailleurs :** qui s'occupe de toutes les tâches de ferrailage dans le projet.
- **Groupe maçons :** qui s'occupe de toutes les tâches de bétonnage dans le projet.
- **Groupe électriciens :** qui s'occupe de toutes les tâches d'électricités dans le projet.
- **Groupe menuisiers :** qui s'occupe de toutes les tâches de menuiserie dans le projet.
- **Groupe enduit :** qui s'occupe de toutes les tâches d'enduit dans le projet.
- **Groupe gardiens :** c'est le groupe qui s'occupe de la surveillance du projet. Chaque groupe est constitué d'un certain nombre d'individus (chef de groupe et manœuvres).

VII.8.2.LES RESSOURCES MATERIELLES ET MATERIAUX :**Tableau VII.1 : Ressources matériels et matériaux**

| Ressources matériels | | Ressources matériaux | |
|----------------------|---------------------------------------|--|---------------------------|
| Une grue | Une cabine de chantier | Hourdi | Brique simple |
| Une bétonnière | Une cintreuse pour les barres d'acier | Bois ou métalliques pour coffrage | Enduit en ciment |
| Une pelleteuse | Un échafaudage métallique | Fer pour ferrailage | Tôle ondulée (Zinc) |
| Un malaxeur béton | Une pompe à béton | File d'électricités (1.5 ; 2.5 et 6 mm). | Treillis soudé pour dalle |
| Panneau d'affichage | Projecteurs électriques | Béton | |

VII.9 LIAISONS ENTRE LES TACHES DU PROJET :

Liaisons entre les tâches du planning consiste à établir des liaisons ou relations ou relations d'ordre entre les tâches. Chaque tâche a besoin de données d'entrée pour être exécutée. Ces données d'entrée sont élaborées lors de tâche précédente.

VII.9.1 TYPE DE LIAISONS :

Les types de liaison entre les tâches d'un projet sont :

VII.9.1.1 SEQUENTIEL :

- **Liaison Fin-Début** : la tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.
- **Liaison Début-Fin** : la tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche Don't elle dépend (A) n'a pas commencer.

VII.9.1.2 SIMULTANE :

- **Liaison Début-Début** : la tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche Don't elle dépend (A) n'a pas commencé.
- **Liaison Fin-Fin** : la tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche Don't elle dépend (A) n'a pas terminé.

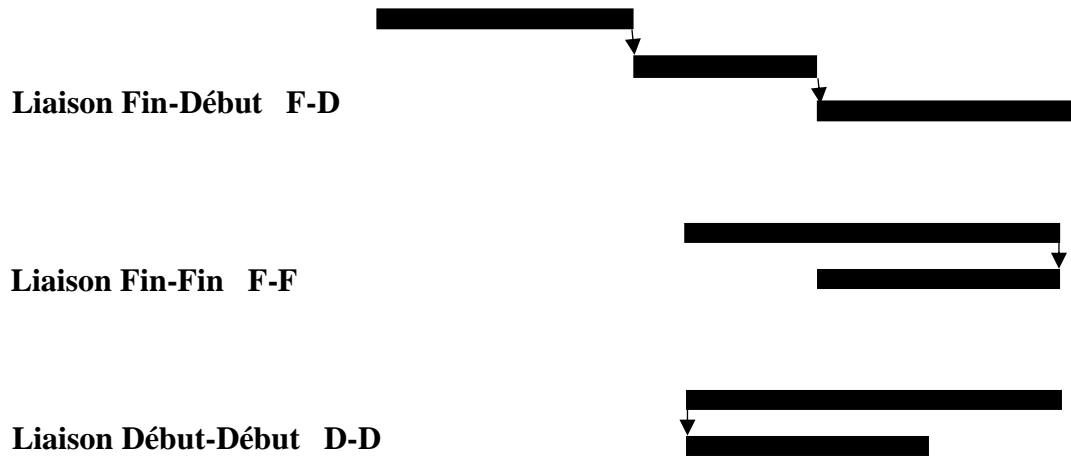


Figure VII.3:types de liaisons entre deux tâches

VII.9.2 MAITRISE DES COUTS ET DELAIS :

Le maitrise des délais et coûts sera efficaces si les techniques de gestion de projets ont été efficacement mise en place ; à s'avoir :

- Estimation détaillée du calendrier et des coûts de chaque lot de travaux du projet
- Élaboration d'un planning correspondant aux objectifs principaux
- Elaboration d'un organigramme des tâches, tout en définissant les responsabilités
- Elaborer des jalons de contrôle périodique pour voir l'avancement des travaux
- Ajuster les modifications apportées et faire une estimation des délais les plus probables et en particulier le délai final de projet
- Faire des suivis de compatibilité détaillée, toute en les comparant avec les prévisions initiales

VII.10 DEFINITION DE MS PROJECT :

Microsoft projet (ou MS Project ou MSP) est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il nous permet de planifier notre projet et pouvoir le piloter, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données par suite. Nous avons fixé comme objectifs, de définir le délai et le cout. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons procéder comme suit :

- Préparation du WBS (Works Breakdown Structures) du projet.
- Identification de no ressources.
- Identifier les taches et affecter des durées aux taches.
- Élaborer un diagramme de Gantt.

VII.10.1 CREATION D'UN PROJET SUR MICROSOFT PROJECT :

Pour créer et gérer un projet sur **Microsoft Project** il faut suivre des étapes :

- Définir le calendrier global en prenant en considération tous les jours de repos ainsi que les jours fériés durant toute la période de réalisation du projet .
- Définir les tâches.
- Organiser l'enchaînement des tâches.
- Définir les ressources.
- Attribuer les ressources aux tâches.
- Démarrer le projet [Outils –Suivi –Mettre à jour le projet].
- Informer les acteurs.
- Introduire les états d'avancement.
- Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
- Clôturer le projet.

VII.11 QUANTITES DE MATIERES A METTRE EN ŒUVRE :

Le métré c'est un document administratif établi par le métreur sur des feuilles spéciales pour but d'évaluer les ouvrages en partant de leur mesure. Le métré est composé de calculs de surfaces et de volumes qui permettent de déterminer les cas suivants :

Avant, pendant et après l'exécution des travaux

VII.12 DEFINITION DU L'AVANT METRE :

Si le métré est calculé avant le début des travaux sur chantier c'est- à- dire. S'il est calculé entièrement sur des plans, il porte le nom AVANT – METRE C'est le détail analytique des ouvrages permettant l'établissement du devis quantitatif. Il est réalisé sur une trame ou « minute » (feuille de métré) et doit comporter :

- la description des ouvrages et de leur mise en œuvre,
- le détail précis des calculs de leurs quantités
- des croquis (croquis minute) améliorant la compréhension technique
- des indications dimensionnelles.

VII.13 METREUR :

Métreur est un métier du bâtiment. Il s'agit d'une personne responsable de l'établissement ou de la vérification des avant-métrés et des métrés d'un projet de construction. Le métreur intervient aussi bien en maîtrise d'ouvrage, en maîtrise d'œuvre ou au sein d'un cabinet d'économistes. Le métreur doit :

- quantifier et qualifier les matériaux nécessaires.
- Effectuer des mesures du terrain pour identifier la nivelé du sol.
- définir le devis.
- réaliser les pièces écrites (devis descriptif, cahier des clauses techniques particulières, etc.) et éventuellement les pièces graphiques (plans).

- réaliser le dossier de consultation des entreprises (DCE).
- suivre et réorganiser (si nécessaire) le calendrier de construction.

Un métreur doit donc avoir une connaissance solide des techniques de construction et des coûts associées à ces techniques. Il peut être intégré à la maîtrise d'œuvre quand il est acteur de la conception jusqu'à la réception des travaux.

VII.14 LES ACTES DU METRE ET DE L'AVANT-METRE :

Se sont des actes de Mètre établis préalablement aux travaux Ils se détaillent, soit :

- Entièrement, sur plans pour des travaux neufs
- A la fois, sur plans et après relevé sur place, pour des travaux d'aménagement ou de transformation.
- Entièrement, d'après relevé sur place pour les travaux de réparation.

VII.15 LES DEVIS QUANTITATIFS :

Donnant le détail et le résumé complet des quantités d'ouvrages nécessaires à l'exécution du travail projeté sans application de valeur à ces quantités.

VII.16 LES DEVIS ESTIMATIFS :

- Le devis estimatif technique :

Il est réalisé dans l'entreprise par le métreur et comprend tous les détails du quantitatif. Un récapitulatif final est réalisé pour totaliser de devis.

- Le devis estimatif commercial (pour le client) :

Il doit faire apparaître la description des ouvrages élémentaires, la quantité correspondante, le prix de vente unitaire, le montant partiel et le montant total des travaux

VII.17 LES PRESCRIPTIONS D'UN PROJET :

Ces prescriptions sont classées par lot :

- Lot gros œuvres.
- Lot installation de chantier
- Lot terrassement
- Lot infrastructure
- Lot superstructure
- Lot assainissement
- Lot plomberie
- Lot menuiserie

VII.18 LES FACTEURS INFLUANT SUR LA QUALITE DES ESTIMATIONS :

- Planification et qualité des objectifs
- Facteur humain

- Structure et organisation du projet
- Facteurs extérieurs au projet
- Gonflement des estimations

VII.19 EXEMPLE DE CALCULE DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :

VII.19.1 INSTALLATION DE CHANTIER :

• **Le panneau du chantier :**

Le panneau sera une plaque de (3mx2m) portée sur deux tubes d'acier de 5m de longueur, ancré de 0.80 m dans le sol et qui contient des informations sur le maitre de l’ouvrage, le maitre de l’œuvre ,le type de projet, les délais de réalisation

• **Les baraques de chantier :**

Pour assurer le bon déroulement des travaux des baraques de chantier devra être installées derrière le projet, loin de l’assiette des travaux. Ce sont des constructions légères préfabriquées dont l'unité de base est de (4mx2m) qui peuvent être collées les unes aux autres selon le besoin.

Exemple des baraques :

- un bureau de chantier: 12 m²1 unité.
- un local d'échantillon : 8m²1 unité.
- une salle de réunion : 16 m²1 unité.
- vestiaires et WC : 16 m²8 unités.
- un réfectoire : 24m²1 unité.

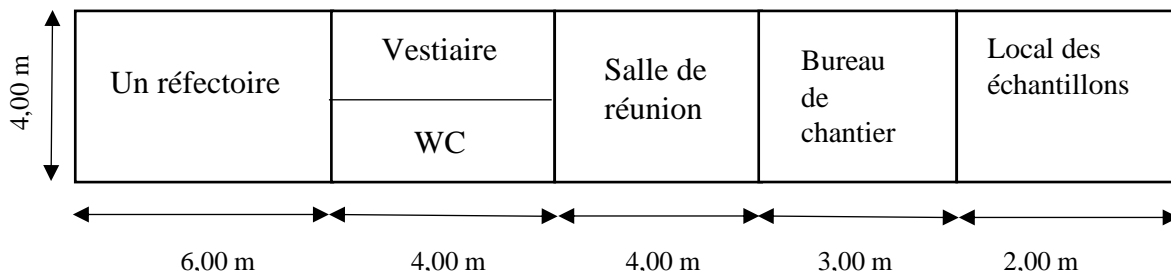


Figure VII.4:Exemple des baraques.

- **Le nettoyage :**

Le nettoyage de l’assiette du projet permet de débiter les travaux. Son coût est forfaitaire et selon les cas il peut coûter 10 000 DA comme il peut être multiplié par 10.

- **Le matériel de chantier :**

- **Une grue fixe posée sur rails relié par une grue mobile** Si on veut construire tous les blocs en parallèle nous aurons besoin de plusieurs grues installées à deux mètres environ du bloc à réaliser. Le choix de leur type et de leur nombre se fait selon la longueur et la disposition des blocs.
- **Les camions poids lourds et poids léger :** le camion 10 t, 6t
- **Matériel de terrassement :** niveleuse, pelle hydraulique, chargeurs

Ainsi que d'autres matériels pour la confection du béton et la préparation de ferrailage.

- **La clôture :**

Une clôture provisoire va définir les limites de notre chantier. Elle doit être réalisée à partir des panneaux métalliques de (4m x 2,5m). Elles sont portées par deux tubes en aciers posés sur deux masses en béton.

VII.19.2 TERRASSEMENT :

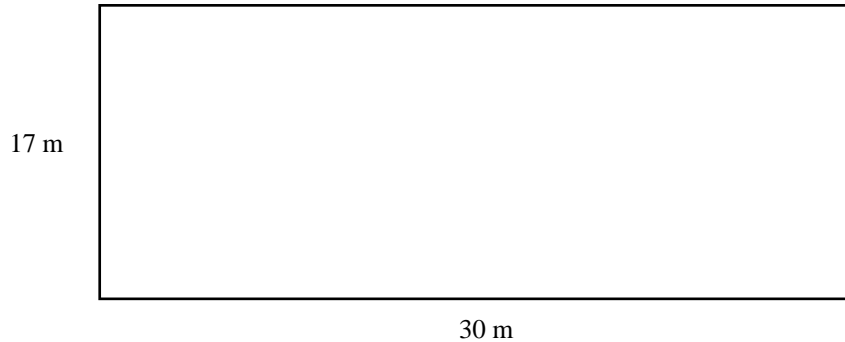


Figure VII.5: La zone de terrassement générale.

- Décapage de la Terre végétale :

$$V = 30 \times 17 \times 0,3 = 153 \text{ m}^3$$

VII.19.2.1 TERRASSEMENT EN GRANDE MASSE :

- Déblais

$$\text{Pour une semelle } [(2,30+2,30) \times 2] \times 0,8 \times 2,30 = 16,928 \text{ m}^3$$

$$\text{Totale } 16,928 \times 54 \text{ semelles} = 914,112 \text{ m}^3$$

- Remblais

$$[(2,30+2,30) \times 2] \times 1 \times 2,30 = 21,16 \text{ m}^3$$

VII.19.3 INFRASTRUCTURE ET LA SUPERSTRUCTURE :

VII.19.3.1 FONDATION :

- Béton

Semelle isolée

$$(2,30 \times 2,30) \times 0,8 = 4,232 \text{ m}^3$$

Béton de propreté :

$$(2,30 \times 2,30) \times 0,1 = 0,46 \text{ m}^3$$

Volume de béton nette de semelle :

$$4,232 - 0,46 = 3,772 \text{ m}^3$$

- **Acier :**

Semelle (ration = 50 Kg/m³)

Acier semelle = ration × volume béton = 50 × 3,772 = 188,6 Kg

- **Récapitulation :**

Acier totale de semelle : 188,6 Kg

Béton totale de semelle : 4,232 m³

Béton de propreté : 0,46 m³

VII.19.4 LES PLANCHERS :

- **Niveau ±0,00 m**

Béton

- Dalle

$$V_{\text{dalle}} = 30 \times 17 \times 0,14 = 71,4 \text{ m}^3$$

- Poutre secondaire

$$V_{\text{PS}} = [(4 \times 30) + (2 \times 6,7) + (9,3 \times 2)] \times 0,3 \times 0,3 = 13,68 \text{ m}^3$$

- Poutre principale

$$V_{\text{PP}} = (17 \times 10) \times 0,3 \times 0,4 = 20,4 \text{ m}^3$$

Acier :

- Dalle 120 Kg/m³

$$\text{Acier dalle} = (71,4 - 33,639) \times 120 = 4531,32 \text{ Kg}$$

- Poutre 150 Kg/m³

$$(20,4 + 13,68) \times 150 = 5112 \text{ Kg}$$

- Coffrage

$$\text{Surface du coffrage} = \text{volume du béton} / \text{épaisseur} = 71,4 / 0,14 = 510 \text{ m}^2$$

- **Niveau ±4,08 m (RDC)**

Béton

- Dalle

$$V_{\text{dalle}} = [(30 \times 17) - (2,4 \times 4 \times 2 + 9,3 \times 2 + 2 \times 6,85)] \times 0,14 = 62,3448 \text{ m}^3$$

- Poutre secondaire

$$V_{\text{PS}} = [(3 \times 30) + (2 \times 6,7) + (9,3 \times 2) + (2 \times 6,85)] \times 0,3 \times 0,3 = 12,212 \text{ m}^3$$

- Poutre principale

$$V_{\text{PP}} = [(17 \times 6) + (13 \times 4)] \times 0,3 \times 0,4 = 18,48 \text{ m}^3$$

Acier :

- Dalle 120 Kg/m³

$$\text{Acier dalle} = (62,3448 - 30,693) \times 120 = 3798,216 \text{ Kg}$$

- Poutre 150 Kg/m³

$$(12,213 + 18,48) \times 150 = 4603,95 \text{ Kg}$$

- Coffrage

$$\text{Surface du coffrage} = \text{volume du béton} / \text{épaisseur} = 62,3448 / 0,14 = 445,32 \text{ m}^2$$

- **Du 1^{er} étage au 9^{ème}**

Béton

- Dalle

$$V_{\text{dalle}} = [(30 \times 17) - (2,4 \times 4 \times 4 + 9,3 \times 4 + 2,3 \times 3,6 + 0,9 \times 3,6 + 9,3 \times 3,1)] \times 0,14 = 55,167 \text{ m}^3$$

- Poutre secondaire

$$V_{\text{PS}} = [(2 \times 30) + (2 \times 6,7) + (9,3 \times 2) + (4 \times 6,85)] \times 0,3 \times 0,3 = 10,746 \text{ m}^3$$

- Poutre principale

$$V_{\text{PP}} = [(17 \times 6) + (9 \times 4)] \times 0,3 \times 0,4 = 16,56 \text{ m}^3$$

Acier :

- Dalle 120 Kg/m³

$$\text{Acier dalle} = [55,167 - (16,56 + 10,746)] \times 120 = 3343,32 \text{ Kg}$$

- Poutre 150 Kg/m³

$$(16,56 + 10,746) \times 150 = 4095,9 \text{ Kg}$$

- Coffrage

$$\text{Surface du coffrage} = \text{volume du béton} / \text{épaisseur} = 55,167 / 0,14 = 394,05 \text{ m}^2$$

VII.19.5 POTEAUX :

- **Sous-sol 0,6×0,6×3,06**

$$\text{Béton} = 0,60 \times 0,60 \times 3,06 \times 54 = 59,4864 \text{ m}^3$$

$$\text{Acier} = 180 \times 59,4864 = 10707,552 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Coffrage} = 59,4864 / 0,6 = 99,144 \text{ m}^2$$

- **RDC 0,60×0,60×4,08**

$$\text{Béton} = 0,60 \times 0,60 \times 4,08 \times 50 = 73,44 \text{ m}^3$$

$$\text{Acier} = 180 \times 73,44 = 13219,2 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Coffrage} = 73,44 / 0,6 = 122,4 \text{ m}^2$$

- **1^{er} étage 0,55×0,55×3,06**

$$\text{Béton} = 0,55 \times 0,55 \times 3,06 \times 50 = 46,2825 \text{ m}^3$$

$$\text{Acier} = 180 \times 46,2825 = 8330,85 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Coffrage} = 46,2825 / 0,55 = 84,15 \text{ m}^2$$

- **2^{ème} étage 0,55×0,55×3,06**

$$\text{Béton} = 0,55 \times 0,55 \times 3,06 \times 46 = 42,5799 \text{ m}^3$$

$$\text{Acier} = 180 \times 42,5799 = 7664,382 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Coffrage} = 42,5799 / 0,55 = 77,418 \text{ m}^2$$

- **3^{ème} et 4^{ème} étage 0,50×0,50×3,06**

$$\text{Béton} = 0,50 \times 0,50 \times 3,06 \times 46 = 35,19 \text{ m}^3$$

$$\text{Acier} = 180 \times 35,19 = 6334,2 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Coffrage} = 35,19 / 0,55 = 70,38 \text{ m}^2$$

- **5^{ème} et 6^{ème} étage 0,45×0,45×3,06**

$$\text{Béton} = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 46 = 28,5039 \text{ m}^3$$

$$\text{Acier} = 180 \times 28,5039 = 5130,702 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Coffrage} = 28,5039 / 0,55 = 63,342 \text{ m}^2$$

- **7^{ème} et 8^{ème} étage 0,40×0,40×3,06**

$$\text{Béton} = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 46 = 22,5216 \text{ m}^3$$

$$\text{Acier} = 180 \times 22,5216 = 4053,888 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Coffrage} = 22,5216 / 0,55 = 56,304 \text{ m}^2$$

- **9^{ème} étage 0,35×0,35×3,06**

$$\text{Béton} = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 46 = 17,2431 \text{ m}^3$$

$$\text{Acier} = 180 \times 17,2431 = 3103,758 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Coffrage} = 17,2431 / 0,55 = 49,266 \text{ m}^2$$

VII.19.6 LES VOILES :**VII.19.6.1 VOILES DE RDC (4,08 M)**

- Béton

$$[(4 \times 3) + (2 \times 2) + (2 \times 2,5) + (2 \times 2)] \times 4,08 \times 0,2 = 20,4 \text{ m}^3$$

- Acier 180 Kg/m³

$$180 \times 20,4 = 3672 \text{ Kg}$$

- Coffrage

$$20,4 / 0,2 = 102 \text{ m}^2$$

VII.19.6.2 VOILES DE SOUS-SOLE ET LES AUTRES ETAGES (3,06 M)

- Béton

$$[(4 \times 3) + (2 \times 2) + (2 \times 2,5) + (2 \times 2)] \times 3,08 \times 0,2 = 15,3 \text{ m}^3$$

- Acier 180 Kg/m³

$$180 \times 15,3 = 2754 \text{ Kg}$$

- Coffrage

$$15,3 / 0,2 = 76,5 \text{ m}^2$$

VII.20 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :**Tableau VII.2: Devis quantitatif et estimatif**

| N° | Désignation des Ouvrages | U | Quantité | Prix U | Montant |
|---------------------------------|---|----------------|----------|-----------|----------------------|
| 1- Travaux Préliminaires | | | | | |
| 1-1 | Installation et repli du chantier | / | 1 | / | 12 313 845.00 |
| Total 01 | | | | | 12 313 845.00 |
| 2- Infrastructures | | | | | |
| 2-1 Terrassement | | | | | |
| 2-1-1 | Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiments | m ³ | 153.00 | 300.00 | 45 900.00 |
| 2-1-2 | Fouilles tous types dans un terrain rocheux | m ³ | 1561.00 | 1 000.00 | 1 561 000.00 |
| 2-1-3 | Fouilles les semelles isolés | m ³ | 140.00 | 1 000.00 | 915 000.00 |
| 2-1-4 | Fouilles les semelles failent | m ³ | 45.00 | 1 000.00 | 45 000.00 |
| 2-1-5 | Remblais des vides des fouilles en terre (TUFE, STERILE) | m ³ | 102.00 | 800.00 | 81 600.00 |
| Sous Total 01 | | | | | 2 648 500.00 |
| 2-2 Béton armé en Fondation : | | | | | |
| 2-2-1 | Béton de propreté dosé à 200 kg / m ³ ép =10 cm sous semelles | m ³ | 15.00 | 8 000.00 | 120 000.00 |
| 2-2-2 | Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour semelles isolées y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage. | m ³ | 92.00 | 30 000.00 | 2 760 000.00 |

| | | | | | |
|---|---|----------------|--------|-----------|---------------------|
| 2-2-3 | Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour semelles failent y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage. | m ³ | 50.00 | 30 000.00 | 1 500 000.00 |
| 2-2-4 | Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour avant poteaux y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage. | m ³ | 5.00 | 30 000.00 | 150 000.00 |
| 2-2-5 | Béton armé dosé à 350kg/M ³ pour dalle pleine et escalier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage. | m ³ | 4.10 | 32 000.00 | 131 200.00 |
| 2-2-6 | Hérisson nage sous dalle flottante en pierre sèche ép=0.15m y compris compactage et arrosage et toutes sujétions. | m ² | 340.00 | 1 000.00 | 340 000.00 |
| 2-2-7 | Dallage solidaire en Béton légèrement armée dosé à 350kg/M ³ coulée sur hérisson nage ep=10cm y/c, armature et armature en treillis soudé avec isolation en film polyane et toutes sujétions d'exécution | m ² | 100.00 | 1 400.00 | 140 000.00 |
| Sous Total 02 | | | | | 5 141 200.00 |
| Total 02 | | | | | 7 789 700.00 |
| 3- Superstructures | | | | | |
| 3-1 Béton armé en Élévation | | | | | |
| Béton armé dosé à 350kg/m ³ y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration, Exécution des éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution. Pour : | | | | | |
| 3-1-1 | Poteaux | m ³ | 412.00 | 34 000.00 | 14 008 000.00 |
| 3-1-2 | Poutres, Chainages | m ³ | 311.00 | 33 000.00 | 10 263 000.00 |
| 3-1-3 | Escalier, paillasse et poutres palière | m ³ | 17.00 | 33 000.00 | 561 000.00 |
| 3-1-4 | Mur voile | m ³ | 190.00 | 35 000.00 | 6 650 000.00 |
| 3-1-5 | Linteau, Appuis de baies, Bandeaux de rive, Corniche et élément décoratifs tous types | m ³ | 33.00 | 20 000.00 | 660 000.00 |
| 3-1-6 | Dalle pleine | m ³ | 17.00 | 32 000.00 | 544 000.00 |
| 3-1-7 | Acrotère | m ³ | 15.80 | 28 000.00 | 442 400.00 |
| 3-1-8 | Plancher en corps creux de 16+5 cm, y compris dalle de compression de 5cm, poutrelle en béton armé dosé à 350kg/m ³ , hourdis et treillis soudés de 15x15 fit 4 y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, | m ² | 630.00 | 3 400.00 | 2 142 000.00 |

| | | | | | |
|---------------------------------------|--|----------------|----------|-----------|----------------------|
| | vibration et toutes sujétions d'exécution. | | | | |
| Sous total 01 | | | | | 10 999 400.00 |
| 3-2 Maçonnerie intérieur et Extérieur | | | | | |
| 3-2-1 | Mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 15 & 10 cm au mortier de ciment avec une lame d'air de 05cm y. Compris toutes sujétions d'exécution. | m ² | 1 400.00 | 2 300.00 | 3 220 000.00 |
| 3-2-2 | Mur intérieur de 10 cm en briques creuses au mortier de ciment y. Compris toutes sujétions d'exécution. | m ² | 530.00 | 1 100.00 | 583 000.00 |
| 3-2-3 | Enduits extérieurs monocouche appliqué avec machine a projection sur maçonnerie ou béton épaisseur 2 cm y. Compris rebouchages des trous, préparation du support et toutes sujétions d'exécution. | m ² | 1 850.00 | 2 500.00 | 4 625 000.00 |
| 3-2-4 | Enduits intérieurs sur mur (exécuter avec arrêtes) lisse au mortier de ciment en trois couches y. Compris toutes sujétions d'exécution. | m ² | 1 780.00 | 850.00 | 1 513 000.00 |
| 3-2-5 | Enduits intérieurs sous plafond lisse au mortier de ciment en trois couches y. Compris toutes sujétions d'exécution. | m ² | 900.00 | 900.00 | 810 000.00 |
| 3-2-6 | Enduits intérieurs en plâtre sur mur appliqué avec machine a projection ep 02 cm y. Compris toutes sujétions d'exécution. | m ² | 1 020.00 | 900.00 | 918 000.00 |
| 3-2-7 | Enduits intérieurs en plâtre sous plafond appliqué avec machine a projection ep 02 cm y. Compris toutes sujétions d'exécution. | m ² | 650.00 | 1 000.00 | 650 000.00 |
| 3-2-8 | Exécutions d'un potager de cuisine (DIM=0,6x3,3x0,90m) en deux parties avec paillasse en béton armée dosé à 350kg/m ³ revêtu d'une plaque de marbre (Ep= 2cm) de DIM=0,65x3,30m jambage en briques avec réservation d'évier à deux bac y. Compris toutes sujétions d'exécution. | U | 24.00 | 50 000.00 | 500 000.00 |

| | | | | | |
|--|---|----------------|----------|------------|----------------------|
| 3-2-9 | Fourniture et pose d'un kit complet de potager de cuisine en MDF linéaire totale de 3,40 m compose de meuble bas, meuble haut, meuble colonne four 2 portes de 65cm, y, compris plaque chauffante a gaz, four a gaz de marque CE réputé, levier cuisine un bac avec mélangeur et siphon, plan de travail en marbre et toutes sujétions de pose de fixation et de bonne exécution. | U | 2.00 | 200 000.00 | 400 000.00 |
| 3-2-10 | F & P de grille d'aération complète pour ventilation de la cuisine en PVC y. Compris fourreau en PVC, réglage et toutes sujétions d'exécution. | U | 12.00 | 1 500.00 | 18 000.00 |
| 3-2-11 | Fourniture et pose de couvre joint extérieure en PVC de 20 cm suivant le choix du maître d'œuvre et toutes sujétion de bonne exécution, | ml | 165.00 | 1 100.00 | 181 500.00 |
| Sous Total 02 | | | | | 13 418 500.00 |
| 3-3 Revêtement des Sols, Murs & faux-plafond | | | | | |
| 3-3-1 | Faïences des cuisines et SDB-WC | m ² | 3 000.00 | 2 200.00 | 6 600 000.00 |
| 3-3-2 | Dalle de sol en céramique. | m ² | 5 000.00 | 2 700.00 | 13 500 000.00 |
| 3-3-3 | Plinthe. | m ² | 9 000.00 | 250.00 | 2 250 000.00 |
| 3-3-4 | Marches / contre marches | m ² | 265.00 | 2 200.00 | 583 000.00 |
| 3-3-5 | F/Plafond en BA13 | m ² | 5 610.00 | 1 500.00 | 8 415 000.00 |
| Sous Total 03 | | | | | 31 348 000.00 |
| 3-4 Assainissement Int | | | | | |
| 3-4-1 | Exécution de Regard de chute en B.A dosé à 350kg/M ³ y compris fouilles, parois, enduit Etanche, radier, remblai et dalle de couverture en B.A dosé à 350kg/M ³ et toutes sujétions | | | | |

| | | | | | |
|---------------------------|--|----|--------|-----------|-------------------|
| 3-4-1-1 | 60x60 | U | 8.00 | 12 000.00 | 96 000.00 |
| 3-4-1-2 | 80x80 | U | 6.00 | 15 000.00 | 90 000.00 |
| 3-4-2 | F&P de buses en PVC PN 04 Ø160 p.c. Fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution | ml | 15.00 | 1 500.00 | 22 500.00 |
| 3-4-3 | F&P de buses en PVC PN 04 Ø250 y compris fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution | ml | 55.00 | 2 500.00 | 137 500.00 |
| 3-4-4 | F&P de buses en PVC PN 04 Ø315 y compris fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution | ml | 25.00 | 3 000.00 | 75 000.00 |
| Sous Total 04 | | | | | 421 000.00 |
| 3-5 Évacuation intérieure | | | | | |
| 3-5-1 | F&P de tuyauterie en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 110 mm pour des EU y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre | ml | 54.00 | 650.00 | 35 100.00 |
| 3-5-2 | F&P de tuyauterie en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 100 mm pour des EP et EV y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre | ml | 162.00 | 650.00 | 105 300.00 |
| 3-5-3 | F&P de conduite de raccordement en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 63 mm y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre | ml | 120.00 | 400.00 | 48 000.00 |
| 3-5-4 | F&P de conduite de raccordement en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 40 mm y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre | ml | 48.00 | 300.00 | 14 400.00 |
| 3-5-5 | F&P de siphon de sol complet avec grille en PVC (01°choix de couleur gris) (Ø = 40mm) de dim = 15x15cm | U | 20.00 | 1 500.00 | 30 000.00 |
| 3-5-6 | F&P de siphon de sol complet avec grille chromé (Ø = 40mm) de dim = 10x10cm | U | 28.00 | 1 800.00 | 50 400.00 |
| Sous Total 05 | | | | | 283 200.00 |
| 3-6 Étanchéité | | | | | |
| 3-6-1 | Forme de pente en béton dosé 250kg/m3 y. Compris 2 films polyane, polystyrène ép = 4cm et réglage et toutes sujétions d'exécution | m² | 318.00 | 1 800.00 | 572 400.00 |

| | | | | | |
|----------------------|---|----------------|--------|-----------|----------------------|
| 3-6-2 | F & P Etanchéité sous carrelage en 1x36s y / c couche d'imprégnation a séchage rapide,2 couches d'EAC et un relevé sur mur de 30 cm d'hauteur | m ² | 98.00 | 800.00 | 78 400.00 |
| 3-6-3 | F/P Etanchéité multi couche 3x36s y / c papier KRAFT, couche d'imprégnation a séchage rapide,4 couches d'EAC y. Compris toutes sujétions d'exécution. | m ² | 318.00 | 1 800.00 | 572 400.00 |
| 3-6-4 | F/P Relevé d'étanchéité en palaxalumin H = 60cm y compris couche d'imprégnation a séchage rapide et toutes sujétions d'exécution. | ml | 135.00 | 1 200.00 | 162 000.00 |
| 3-6-5 | F et P de gravillon roulé 15/20 sur ep de 5cm pour protection d'étanchéité | m ² | 318.00 | 300.00 | 95 400.00 |
| 3-6-6 | F et P de gargouille en plombe lamine y compris crapaudine, mise en œuvre et toutes sujétions d'exécution. | U | 6.00 | 1 500.00 | 9 000.00 |
| Sous Total 06 | | | | | 1 489 600.00 |
| Total 03 | | | | | 57 959 700.00 |
| 4- Menuiserie | | | | | |
| 4-1 Menuiserie bois | | | | | |
| 4-1-1 | F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantail type P1 de dim 0,94 x 2,17m pour chambre y. Compris cadre de Dim 7/7 cm, baguette de cadrillage, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions | U | 28.00 | 25 000.00 | 700 000.00 |
| 4-1-2 | F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantail avec Oculus type P1 de dim 0,94 x 2,17m pour cuisine y. Compris cadre de Dim 7/7cm, baguette de cadrillage, chambranle, quincaillerie, deux grilles de ventilation en PVC et toutes sujétions. | U | 12.00 | 25 000.00 | 300 000.00 |
| 4-1-3 | F&P de Portesen bois Stratifier de qualité à 02 vantaux avec Oculus à carreaux type P3 de dim 1,20 x 2,17m pour séjour y. Compris cadre de Dim 7/7 cm, baguette de cadrillage, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions. | U | 12.00 | 45 000.00 | 540 000.00 |

| | | | | | |
|---------------------------|--|---|-------|------------|---------------------|
| 4-1-4 | F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantail avec Oculus type P4 de dim 0,74 x 2,17m pour SDB et WC y. Compris cadre de Dim 7/7cm, baguette de cadrillage chambranle, quincaillerie, deux grilles de ventilation en PVC et toutes sujétions. | U | 27.00 | 25 000.00 | 675 000.00 |
| 4-1-5 | F&P de Portes en bois pour placard de chambres à 02 vantaux type PP1 de dim 1,10 x 2,40m y. Compris cadre de Dim 7/7cm, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions. | U | 1.00 | 12 000.00 | 12 000.00 |
| 4-1-6 | F&P de Portes en bois pour placard de chambres à 02 vantaux type PP1 de dim 0,95 x 2,40m y. Compris cadre de Dim 7/7cm, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions. | U | 2.00 | 11 000.00 | 22 000.00 |
| 4-1-7 | F&P de Portes isoplane pour gaine technique (Gaz, Eau, Tel & Electricité) à 01 vantail type PT de dim 0,5 x 2,00m y. Compris cadre de Dim 7/7cm, chambranle, quincaillerie, deux grilles de ventilation en PVC et toutes sujétions. | U | 15.00 | 5 000.00 | 75 000.00 |
| Sous Total 01 | | | | | 2 324 000.00 |
| 4-2 Menuiserie métallique | | | | | |
| 4-2-1 | F&P de porte métallique d'accès au bloc à 02 vantaux avec grille d'aération type PM1 de Dim 1,40x2,40 m y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions | U | 1.00 | 50 000.00 | 50 000.00 |
| 4-2-2 | F&P de Rideaux métallique Automatique perforé Dim 2,50x2,50 m y compris Raille cadre, moteur, tôle perforé teinté commande a distance et clé de déverrouillage, et tous accessoires de 1er choix, et toute suggestion de pose. Quincaillerie 1er choix | U | 10.00 | 100 000.00 | 1 000 000.00 |
| 4-2-3 | F&P de porte d'accès au logement à 01 vantail en acier double parois galvanisé avec oculus ouvrant de dim 1,00x2,15 m y compris cadre de 10 cm, quincaillerie et toutes sujétions | U | 12.00 | 48 000.00 | 576 000.00 |

| | | | | | |
|---|---|----|-------|-----------|---------------------|
| 4-2-4 | F&P de porte métallique 1,20x2,80 types SONALGAZ pour armoire électrique générale située au RDC y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution, | U | 1.00 | 17 000.00 | 17 000.00 |
| 4-2-5 | F&P de Trappes d'accès terrasse Dim : 0,80x0,80 m y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution, | U | 1.00 | 10 000.00 | 10 000.00 |
| 4-2-6 | F&P de garde de corps pour séchoir sur un hauteur = 65 en Tube rond (Ø60mm) y, compris quincaillerie et toutes sujétions d'exécution, | ml | 71.00 | 4 000.00 | 284 000.00 |
| 4-2-7 | F&P de garde-corps pour escalier sur un hauteur = 95 cm et main courante en Tube noir Ø40mm y compris quincaillerie et toutes sujétions d'exécution, | ml | 52.00 | 5 000.00 | 260 000.00 |
| Sous Total 02 | | | | | 2 197 000.00 |
| 4-3 Menuiserie aluminium | | | | | |
| 4-3-1 | F&P de fenêtre en ALU coulissante composé de : | U | 4.00 | 30 000.00 | 120 000.00 |
| | - dimension 120*100 Type FA1 | | | | |
| | - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage | | | | |
| | - prés cadre | | | | |
| | - volet roulant manuel | | | | |
| | - profilé de couleur blanche | | | | |
| Y compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution | | | | | |
| 4-3-2 | F&P de fenêtre en ALU ouvrante a la française composée de : | U | 36.00 | 35 000.00 | 1 260 000.00 |
| | - dimension 120*140 Type FA 2 | | | | |
| | - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage | | | | |
| | - prés cadre | | | | |
| | - volet roulant manuel | | | | |
| | - profilé de couleur blanche | | | | |
| Y compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution | | | | | |
| 4-3-3 | F&P de fenêtre en ALU ouvrante a la française composée de : | U | 4.00 | 34 000.00 | 136 000.00 |
| | - dimension 100*140 Type FA 3 | | | | |
| | - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage | | | | |

| | | | | | |
|-------|---|---|-------|-----------|--------------|
| | - prés cadre | | | | |
| | - volet roulant manuel | | | | |
| | - profilé de couleur blanche | | | | |
| | Y compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution | | | | |
| 4-3-4 | F&P de fenêtre en ALU ouvrante a la française composée de : | U | 4.00 | 30 000.00 | 120 000.00 |
| | - dimension 80*140 Type FA 4 | | | | |
| | - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage | | | | |
| | - prés cadre | | | | |
| | - volet roulant manuel | | | | |
| | - profilé de couleur blanche | | | | |
| | Y compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution | | | | |
| 4-3-5 | F&P de fenêtre vasistate en ALU pour SDB composé de : | U | 30.00 | 5 500.00 | 165 000.00 |
| | - dimension 50*60 Type CH1 | | | | |
| | - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage | | | | |
| | - prés cadre | | | | |
| | - profilé de couleur blanche | | | | |
| | Y compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution | | | | |
| 4-3-6 | F&P de porte fenêtre en ALU a deux vantaux ouvrants a la française composée de | U | 16.00 | 65 000.00 | 1 040 000.00 |
| | Dimension 1,20*2,20 types PFA1 | | | | |
| | - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage | | | | |
| | - prés cadre | | | | |
| | - volet roulant manuel | | | | |
| | - profilé de couleur blanche | | | | |
| | Y compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution | | | | |
| 4-3-7 | F&P de porte fenêtre en ALU a simples vantaux ouvrants a la française composée de : | U | 8.00 | 45 000.00 | 360 000.00 |
| | Dimension 0,85*2,20 types PFA2 | | | | |
| | - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage | | | | |
| | - prés cadre | | | | |
| | - volet roulant manuel | | | | |
| | - profilé de couleur blanche | | | | |

| | | | | | |
|--|--|---|----------|-----------|---------------------|
| | Y compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution | | | | |
| 4-3-8 | Fourniture et pose de portes vitrine en alu de Dimension 2,50x2,50m type PV, simple vitrage 5mm minimum, Vitre teintée et stop sol, Couleur du profile selon choix de l'architecte, y compris prés cadre quincailleries, Et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 10.00 | 40 000.00 | 400 000.00 |
| Sous Total 03 | | | | | 3 601 000.00 |
| Total 04 | | | | | 8 122 000.00 |
| 5- Electricité | | | | | |
| 5-1 | Interrupteur et gaine | U | 800.00 | 900.00 | 720 000.00 |
| 5-2 | Prises de courant | U | 700.00 | 300.00 | 210 000.00 |
| 5-3 | Spots lumineux | U | 1000.00 | 500.00 | 500 000.00 |
| 5-4 | Disjoncteurs | U | 70.00 | 2 500.00 | 175 000.00 |
| 5-5 | Boîtes de dérivation | U | 300.00 | 2 000.00 | 600 000.00 |
| 5-6 | Sonneries d'interphone | U | 36.00 | 4 000.00 | 144 000.00 |
| 5-7 | Câblerie 2*4 mm ² | U | 1 000.00 | 350.00 | 350 000.00 |
| Total 05 | | | | | 2 699 000.00 |
| 6- Plomberie sanitaire, AEP & GAZ | | | | | |
| 6-1 AEP | | | | | |
| 6-1-1 | F&P de siège à la turque encastré en porcelaine vitrifiée y. Compris, siphon d'évacuation, branchement a la descente et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 14.00 | 8 000.00 | 112 000.00 |
| 6-1-2 | F&P de lavabo en porcelaine vitrifiée complet (2 pièces) y compris siphon complet à culotte démontable Ø = 33/42, mélangeur complet avec 2 tuyaux flexible, Kit complet (Glace + port serviette + port savon) et étagère, branchement a la descente et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 14.00 | 20 000.00 | 280 000.00 |
| 6-1-3 | F&P d'évier de cuisine en inox à un bac y, compris siphon complet, PVC Ø 40mm, branchement a la descente et toutes sujétions | U | 12.00 | 12 000.00 | 144 000.00 |

| | | | | | |
|---------|--|----|--------|-----------|------------|
| 6-1-4 | F&P de Baignoire en acier vitrifiée de dim = 1,50x0,7 m y compris murette en briques avec trappe de nettoyage, siphon complet Ø 40mm, branchement a la descente et toutes sujétions | U | 12.00 | 14 000.00 | 168 000.00 |
| 6-1-5 | F&P Tube acier galvanisé y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | | | | |
| 6-1-5-1 | - Ø 15/21 | ml | 110.00 | 400.00 | 44 000.00 |
| 6-1-5-2 | - Ø 40/49 | ml | 30.00 | 800.00 | 24 000.00 |
| 6-1-6 | F&P de tube en multicouche PN = 1 MPA pour alimentation en eau chaud et eau froid y compris percement, coude, filetage, fixation, tee, raccords, support, raccordements, réduction, colliers, appliques attaches tube, fourreaux en plastique à la rencontre des murs et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | | | | |
| 6-1-6-1 | Ø 16 type B Tmax = 95C° | ml | 560.00 | 450.00 | 252 000.00 |
| 6-1-6-2 | Ø 20 type B Tmax = 95C° | ml | 180.00 | 550.00 | 99 000.00 |
| 6-1-7 | F&P de vanne d'arrêt général Ø 40/49 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 1.00 | 2 500.00 | 2 500.00 |
| 6-1-8 | F&P de Robinet de barrage pour compteur Ø 15/21 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 12.00 | 1 500.00 | 18 000.00 |
| 6-1-9 | F&P de vanne d'arrêt pour logement Ø 15/21 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 12.00 | 1 500.00 | 18 000.00 |
| 6-1-10 | F&P de Robinet de puisage Ø 15/21 pour séchoir y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 12.00 | 1 100.00 | 13 200.00 |
| 6-1-11 | F&P de Robinet de puisage type douchette pour WC y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 14.00 | 1 300.00 | 18 200.00 |
| 6-1-12 | F&P de Robinet de puisage type machine a lavé y compris toutes | U | 12.00 | 1 100.00 | 13 200.00 |

| | | | | | |
|-----------------------|--|----|--------|----------|---------------------|
| | sujections de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | | | | |
| 6-1-13 | F&P de mélangeur pour évier de cuisine y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 12.00 | 4 000.00 | 48 000.00 |
| 6-1-14 | F&P de mélangeur pour baignoire complet y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 12.00 | 5 000.00 | 60 000.00 |
| 6-1-15 | F&P de mélangeur pour salle de bain complet y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 2.00 | 4 000.00 | 8 000.00 |
| Sous Total 01 | | | | | 1 322 100.00 |
| 6-2 GAZ | | | | | |
| 6-2-1 | F&P de tuyauterie en cuivre qualité GAZ y. Compris pièces tous types, raccords de branchement, colliers, fourreaux, soudure et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | | | | |
| 6-2-1-1 | - Ø 14/16 | MI | 72.00 | 700.00 | 50 400.00 |
| 6-2-1-2 | - Ø 16/18 | MI | 100.00 | 750.00 | 75 000.00 |
| 6-2-1-3 | - Ø 20/22 | MI | 110.00 | 1 000.00 | 110 000.00 |
| 6-2-1-4 | - Ø 26/28 | MI | 30.00 | 1 400.00 | 42 000.00 |
| 6-2-2 | F&P de robinet de Barrage pour compteur agréé par SONELGAZ y. Compris raccords de branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 12.00 | 2 000.00 | 24 000.00 |
| 6-2-3 | F&P de robinet de Barrage pour Appartement agréé par SONELGAZ de Ø 20/22 y. Compris raccords de branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 12.00 | 2 000.00 | 24 000.00 |
| 6-2-4 | F&P de robinet d'arrêt agréé par SONELGAZ de Ø 14/16 y. Compris raccords de branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 48.00 | 800.00 | 38 400.00 |
| Sous Total 02 | | | | | 363 800.00 |
| 6-3 Chauffage central | | | | | |

| | | | | | |
|----------------------|---|----|----------|-----------|---------------------|
| 6-3-1 | F&P de Chaudière mural 30000 W y compris, support, raccordements, branchement et toutes sujétions de pose de fixation, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 2.00 | 12 000.00 | 24 000.00 |
| 6-3-2 | F&P de Chaudière mural 24000 W y compris, support, raccordements, branchement et toutes sujétions de pose de fixation, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 10.00 | 90 000.00 | 900 000.00 |
| 6-3-3 | F&P de tube en multicouche PN = 1 MPA y compris percement, coude, filetage, fixation, tee, raccords, support, raccordements, réduction, colliers, appliques attaches tube, fourreaux en plastique à la rencontre des murs et toutes sujétions de pose de fixation, de mise en œuvre et de bonne exécution. | | | | |
| 6-3-3-1 | Ø 16 type B Tmax = 95C° | MI | 1 250.00 | 180.00 | 225 000.00 |
| 6-3-3-2 | Ø 20 type B Tmax = 95C° | MI | 345.00 | 200.00 | 69 000.00 |
| 6-3-4 | Fourniture et pose de radiateurs de chauffage central a panneaux double de 1er choix hauteur 600 mm y compris vannes accessoires et toutes sujétions de pose de fixation et de bonne exécution. | | | | |
| 6-3-4-1 | a- long 800 mm 24 elts | U | 42.00 | 13 000.00 | 546 000.00 |
| 6-3-4-2 | b- long 1200 mm 36 elts | U | 12.00 | 16 000.00 | 192 000.00 |
| 6-3-5 | Fourniture et pose de Radiateur sèche-serviettes tubulaire en tôle d'acier finition blanc, pour salle de bain, dans les installations d'eau chaude jusqu'à 8 bars et 110°C, gamme basique, de 500x800 mm de 1er choix y compris vannes accessoires et toutes sujétions de pose de fixation, de mise en œuvre et de bonne exécution. | U | 14.00 | 13 000.00 | 182 000.00 |
| Sous Total 03 | | | | | 2 138 000.00 |
| Total 06 | | | | | 3 823 900.00 |
| 7- Peinture | | | | | |

| | | | | | |
|------|---|----------------|----------|----------|------------|
| 7-1 | Peinture monocouche (semi-épais - classe D3) appliqué sur enduit fini Poché ou pommelé selon le choix de l'architecte. Épaisseur 03 mm y compris réparation du support et toute sujétion de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution. | m ² | 20.00 | 800.00 | 16 000.00 |
| 7-2 | F&P Peinture vinylique intérieur en 2 couches de toutes couleurs, couche d'impression, et toutes sujétions d'exécution | | | | |
| 7-3 | Sur mur | m ² | 2 920.00 | 200.00 | 584 000.00 |
| 7-4 | Sous plafond | m ² | 1 110.00 | 250.00 | 277 500.00 |
| 7-5 | F&P Peinture laquée intérieur en 2 couches de toutes couleurs y compris enduit, couche d'impression et toutes sujétions | | | | |
| 7-6 | Sur mur | m ² | 880.00 | 350.00 | 308 000.00 |
| 7-7 | Sous plafond | m ² | 370.00 | 400.00 | 148 000.00 |
| 7-8 | F&P Peinture à huile sur menuiserie métallique en 2 couches y. Compris peinture anti rouille à 2 couches ainsi que toutes sujétions d'exécution. | m ² | 370.00 | 350.00 | 129 500.00 |
| 7-9 | F&P Peinture à l'huile sur menuiserie bois en 2 couches y. Compris l'huile de lin ainsi que toutes sujétions d'exécution. | m ² | 380.00 | 350.00 | 133 000.00 |
| 7-10 | F&P de verre simple de 4 mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution. | m ² | 10.00 | 2 500.00 | 25 000.00 |
| 7-11 | F&P de verre martelé de 6mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution. | m ² | 7.00 | 3 000.00 | 21 000.00 |

| | | | | | |
|-------------------------------|--|----------------|-------|-----------------------|---------------------|
| 7-12 | F&P de verre armé de 6mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution. | m ² | 6.00 | 4 000.00 | 24 000.00 |
| 7-13 | Fourniture et pose de brique en verre (Nevada) 20x20cm hourdée au mortier de ciment blanc y compris fourniture et pose et toutes sujétions de bonne exécution, | u | 80.00 | 400.00 | 32 000.00 |
| Total 07 | | | | | 1 698 000.00 |
| Montant Total en H. T | | | | 94 406 145.00 | |
| T.V.A 9 % | | | | 8 496 553.05 | |
| Montant Total en T.T.C | | | | 102 902 698.05 | |

VII.21 ESTIMATION DES COUTS ET TACHES :

L'estimation du cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tache aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche. Après l'introduction de toutes les informations (les taches avec leur durée) sur logiciel MS Project 2010 on obtient les résultats suivants (**voir annexe D**) :

La durée du projet est de **519 jours** de travail.

Le début du projet est prévu le : **01/01/2022**

La fin du projet est prévu le : **27/12/2023**

VII.21 PLANIFICATION :

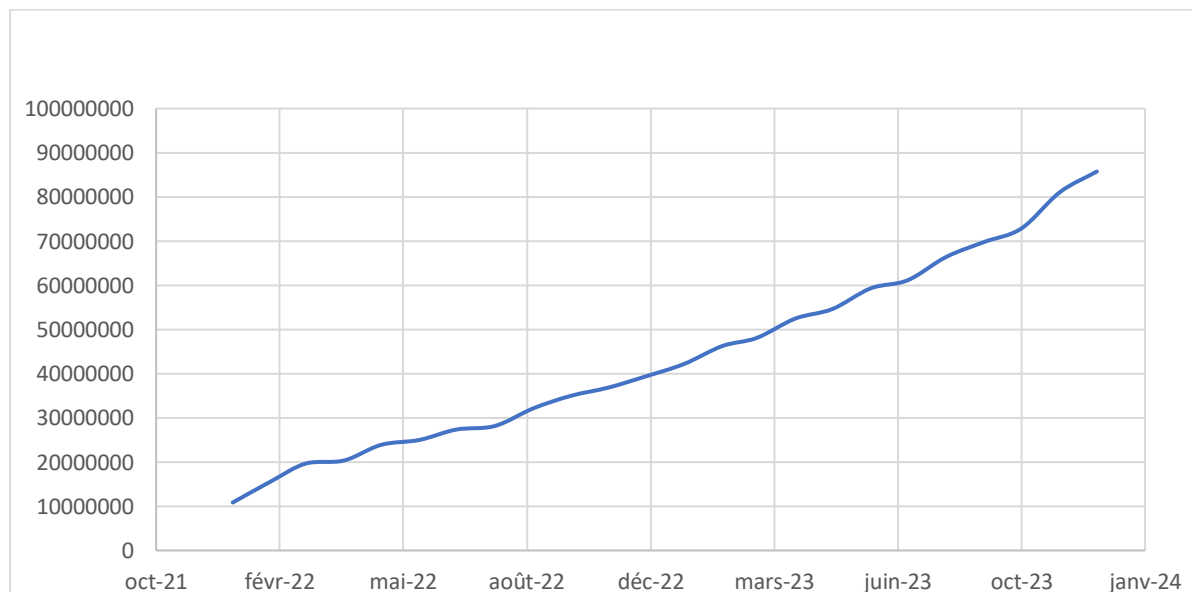


Figure VII. 6: Courbe financière

VII.21 CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons constaté que la planification du projet par le diagramme de Gantt permet de rendre un projet plus simple et plus clair à travers la (WBS) et facilite le suivi du projet au fur et à mesure de son avancement. L'estimation du coût global de notre projet est calculée suivant un devis estimatif et quantitatif.

le cout de revient du projet qui est **102 902 698.05** da et la durée de ce projet qui est 43 mois.

Enfin, la bonne gestion permettra le bon déroulement de projet et assurera le bon pilotage

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus en se basant sur les documents techniques et réglementaires, en appliquant les méthodes de calcul récentes et mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments. Lors de cette étude nous avons utilisé les hypothèses suivant des règlements tels que RPA, CBA, BAEL.

L'objectif principale de notre étude est de réduire les risques sismiques a un niveau minimal, a fin de trouvé une bonne disposition des éléments de contreventements est aussi le bon dimensionnement résistant et économique à l'aide de logiciel SAP 2000.

Un prédimensionnement bien fait de convenir les hypothèses et de savoir que ce sont des dimensions fiables, ensuite le ferrailage des éléments secondaires et de contreventements qui nous a accompli les reconnaissances théoriques et pratique.

Cette étude nous a permis aussi d'exploiter et de connaitre les logiciels de calcul et de conceptions utilisés en génie civil tel que SAP2000 ; SAFE2016 ; Auto CAD, MS Project, cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure par des logiciels « SAP, SAFE».

Alors que les résultats de l'étude dynamiques montrent la nécessité d'avoir une disposition particulière des voiles en vue d'augmenter la rigidité de la structure vis-à-vis aux efforts sismiques. Ce qui justifier les exigences données par RPA99 révisé en 2003. La disposition de ces voiles permet de limiter la torsion engendrée par l'effort du séisme dans la structure et donc assurer la stabilité de l'ouvrage.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

on a constaté que la résistance est l'un des facteurs très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout on respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

En fin, l'étude managériale de projet nous a permis de faire une planification qui nous a conduit à atteindre les objectifs de délais, et de couts préétablis.

Pour terminer, nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Merci à tous...

Et Bonne Chance à tous les Prochains Ingénieurs En Génie Civil.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

[DTR B.C. 2.2], Charges permanentes et charge d'exploitation. Algérie : Ministère de l'urbanisme et de la construction, 1988.

[DTR B C 2.48], Règles parasismiques algériennes RPA 99 / Version 2003. Algérie : Ministère de l'habitat, 2003.

[D.T.R. –B.C 2-41], Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93. Algérie : Ministère de l'habitat, 1993.

[DTU] associés, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91, deuxième édition, Algérie : Ministère de l'habitat, 2000

[1] Mme benachenhou K.A ep HAKIKI & ALLAL Mohammed Amine Cours de « projet professionnel et gestion de l'entreprise ».

[2] Mme ROUISSAT née SMAIL Nadia , Fondations superficielles

[3] HASSAINE Nassreddine & HOUTI Farid Brahim ,Cours béton armé L3 + formulaires

[4] Dr. BERRADIA Mohammed ,Cours Master 2 « projet structures en béton armé »

[5] CHERIFI FATIHA Maître de conférences à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Cours Master1 « Calcul des semelles de fondations en béton armé (cours et applications)»

[6] Cherait Yacine ,Conception des bâtiments en zone sismique .

[7] Cherait Yacine ,Calcul des ouvrages en béton armé .

[8] Therry Gidel ,Management de projet approfondisse Tom 1 et 2.

- Étude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial « SS+RDC+09 étages » en Béton Armé « BESSAID Mohammed Ibrahim & CHAKOURI Benamar » Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

-Étude technique d'un bâtiment R+9 a Birkhadem Alger « BAHLOULI Feth-allah Zakaria & ACHEK Alaa addine » Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

-Étude technico-économique d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation en béton armé « GOURARI Chahrazed &DEKMOUS Ibtissam » Université Aboubakr Belkaïd– Tlemcen –

Logiciels :

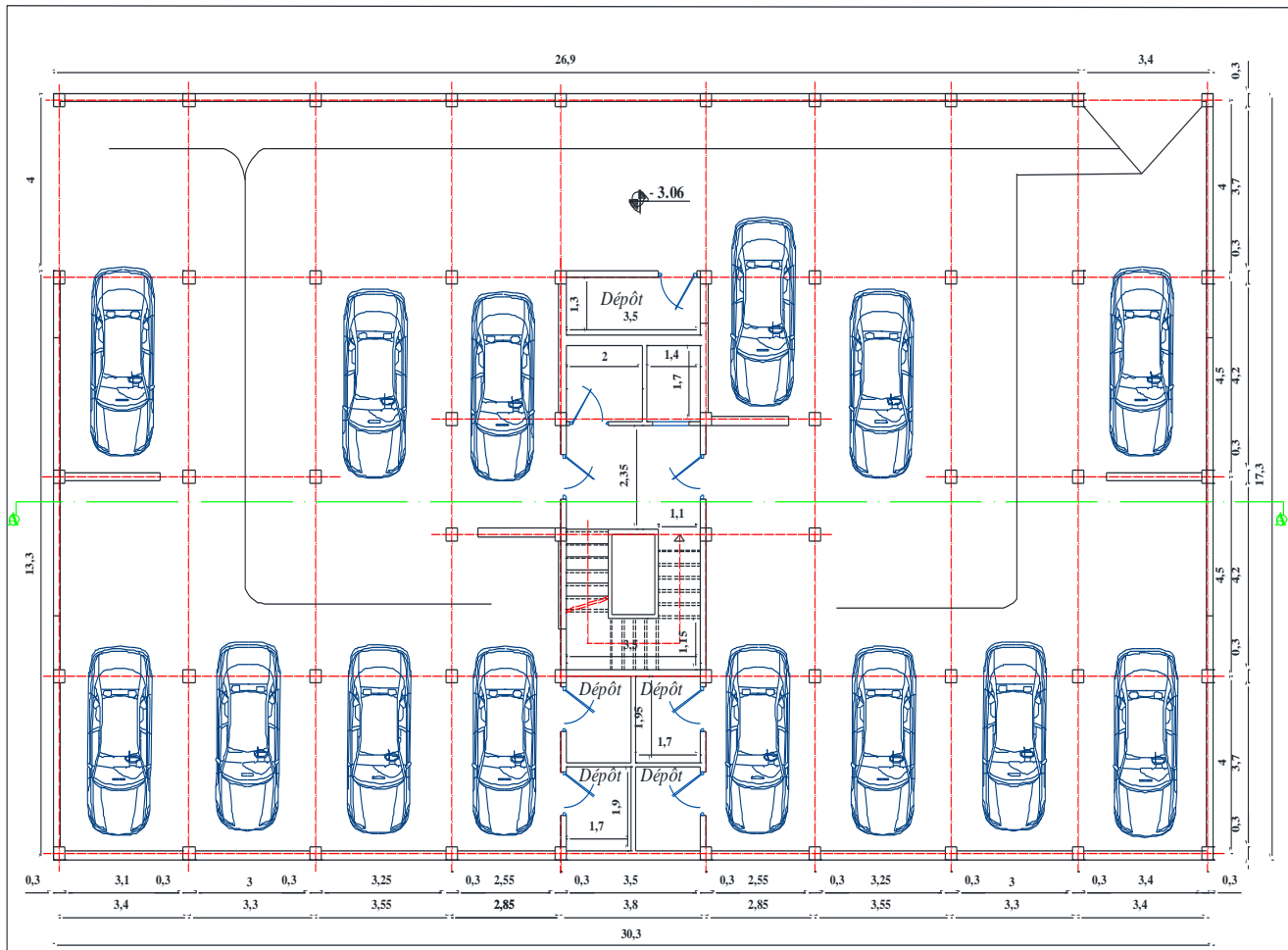
- SAP2000 V14.2.4
- Word
- Microsoft Excel 2002
- Microsoft MS-Project 2013
- Auto desk AUTOCAD 2013
- SAFE V16

- Google earth

ANNEXES

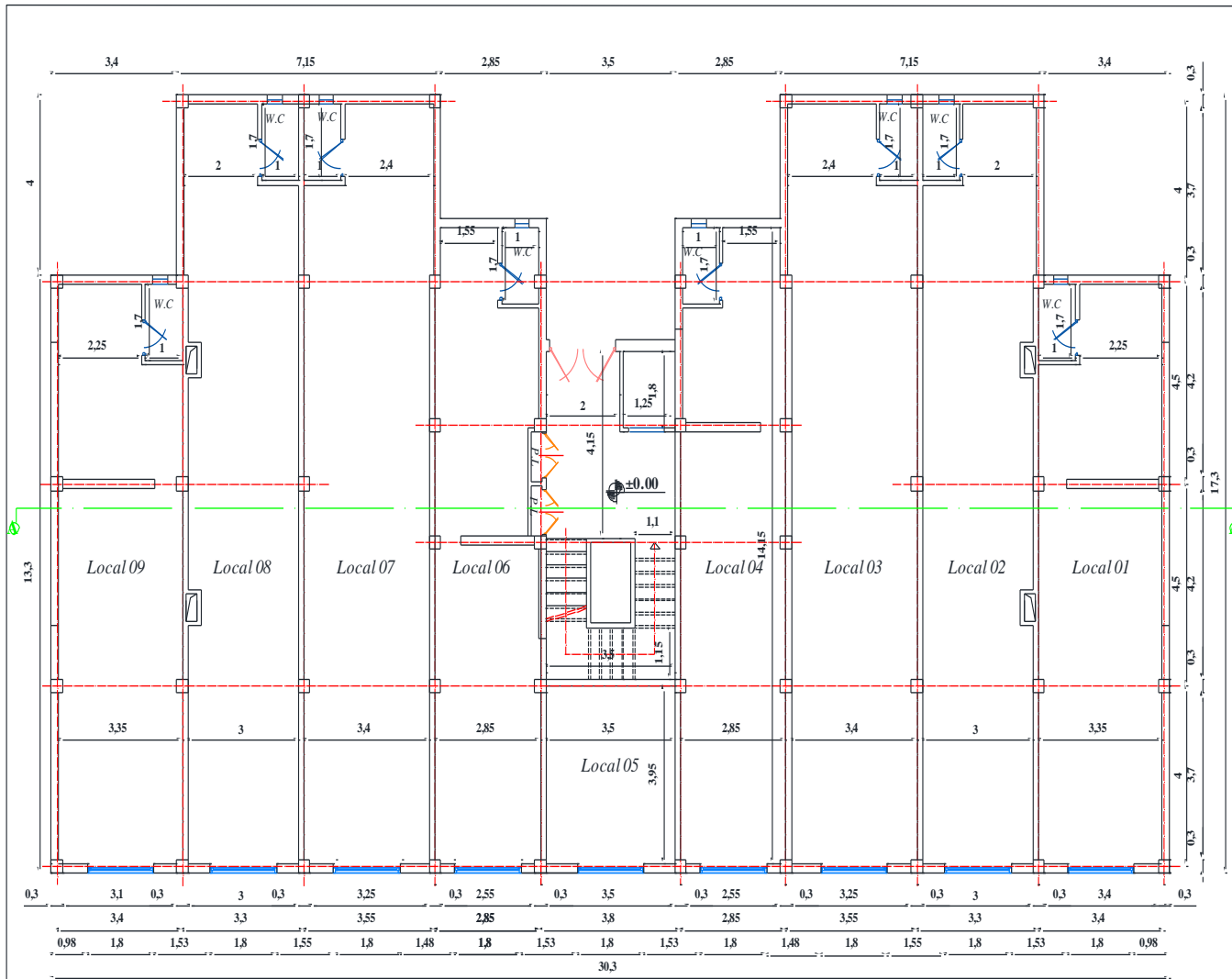
Annexe A

Les plans architecturaux



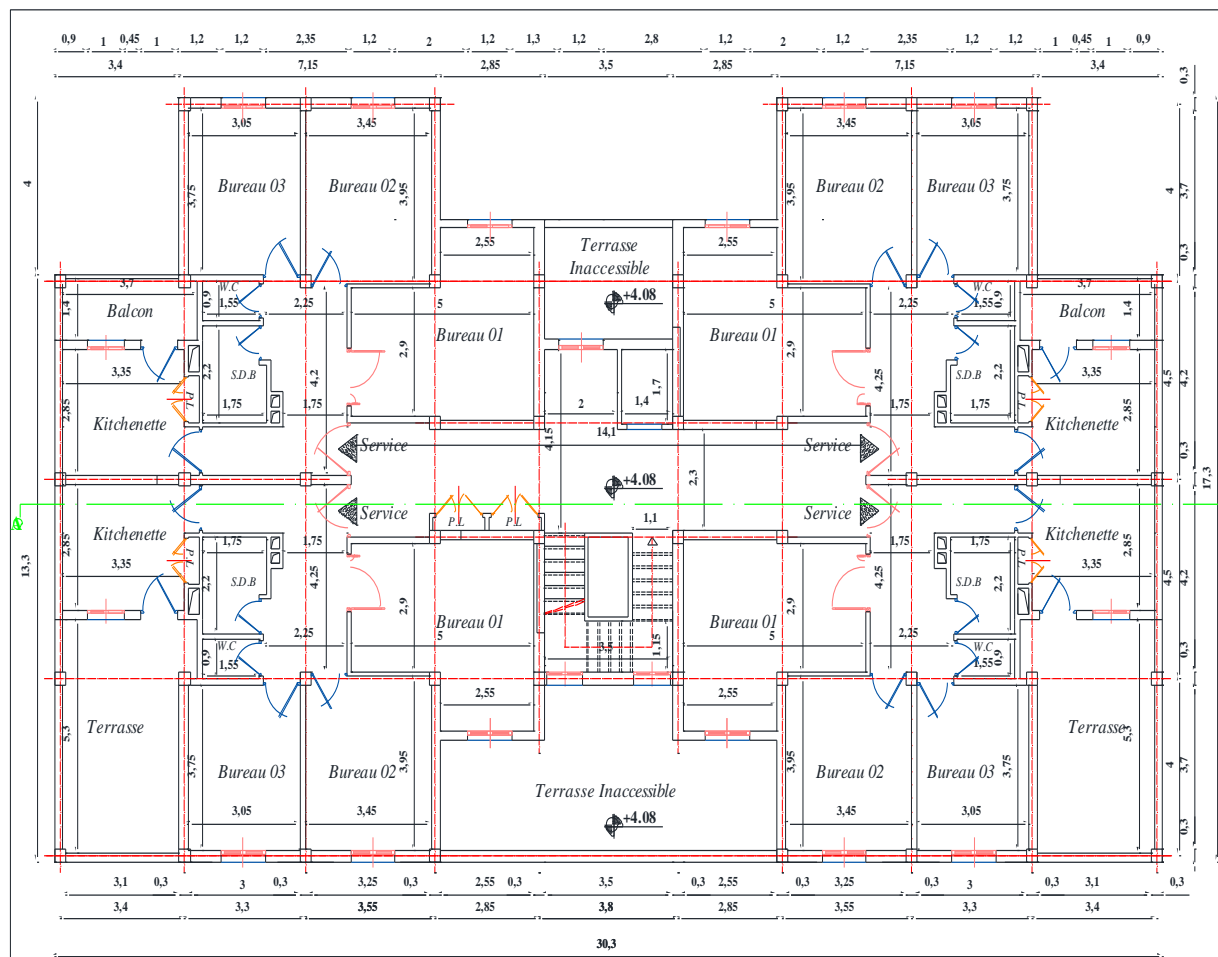
PLAN DU SOUS-SOL

| | |
|---|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| B.E.T / BOUHADBAALI | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME | |
| 05.Rue Ighbal A11 cité gais legis Tel & Fax: (01) 540542 | |
| ORAN et 071 284403 | |
| Projet: Réalisation de 160 Logis LPA BOUDLEDA + services/communes et parking au sous-sol | |
| PROMOTEUR: EURL BOUZOUR | WILAYA DE : TLEMCEN DAIRA DE : TLEMCEN COMMUNE DE : TLEMCEN DATE : Janvier 2014 |
| PLAN : BLOC - D- - Vue en plan du Sous-Sol | ECHELLE: 1/50 |
| VIS A ARCHITECTE: VIS A INGENIEUR: MODIFIERIE: | |
| N° Plancher: | |



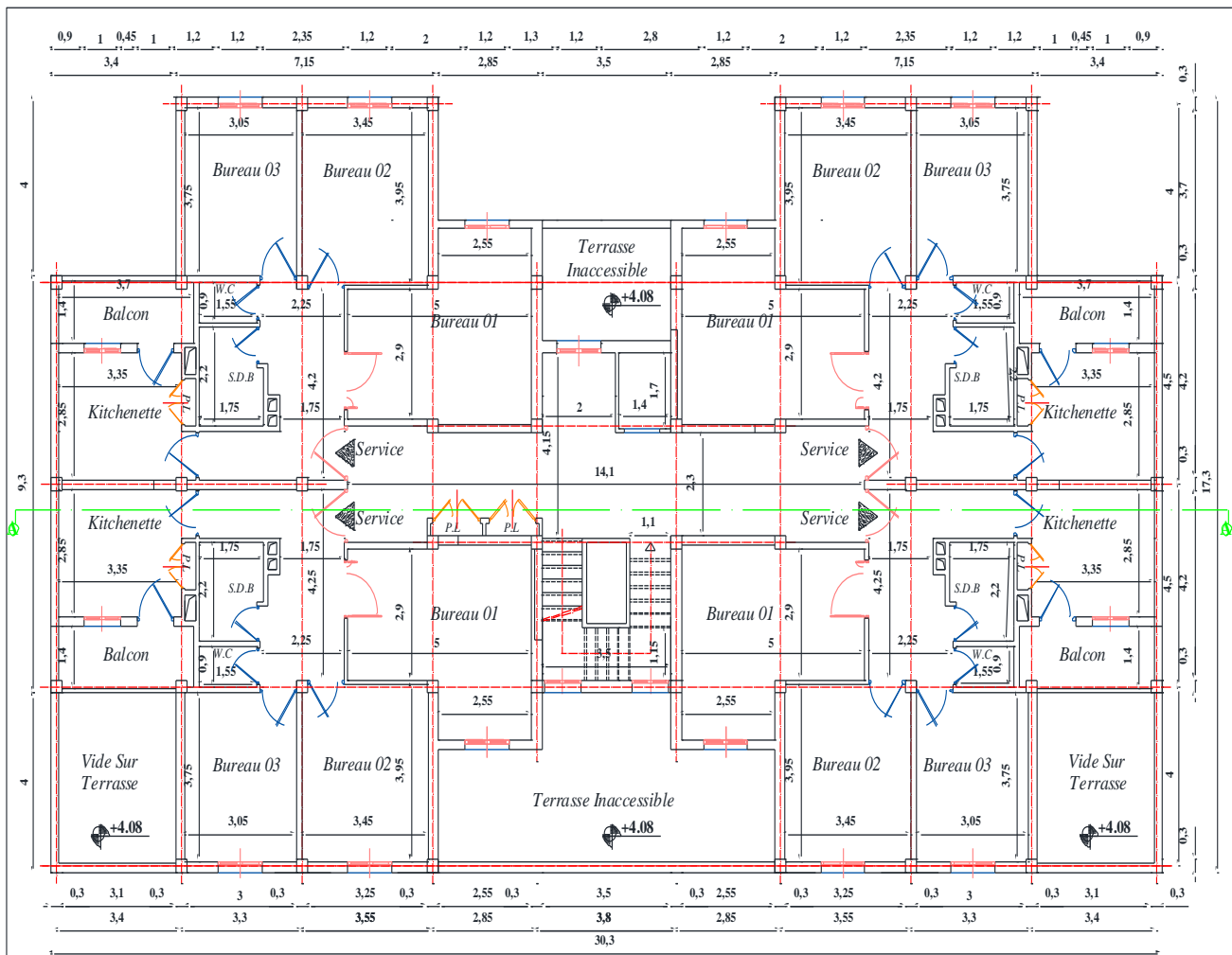
PLAN DU R.D.C

| | | |
|--|--|--------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE B.E.T / BOUHADBA ALI BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME 05.Rue Iqbal Ali, cité gais logis Tél & Fax : 041 54 05 42 ORAN et 071 28 44 03 | | |
| Projet : Réalisation de 160 Logts LPA BOUDJIDA+services+communs et parking au sous-sol | | |
| PROMOTEUR: EURL BOUZOUR | WILAYA DE : TLEMCEN DAIRA DE : TLEMCEN COMMUNE DE : TLEMCEN DATE : Janvier 2014 ECHELLE: | |
| PLAN : BLOC -D- - Vue en plan RDC | | |
| V I S A ARCHITECTE: | | 1/50 |
| V I S A INGENIEUR: | | MODIFIER LE: |
| N° Planche: | | |



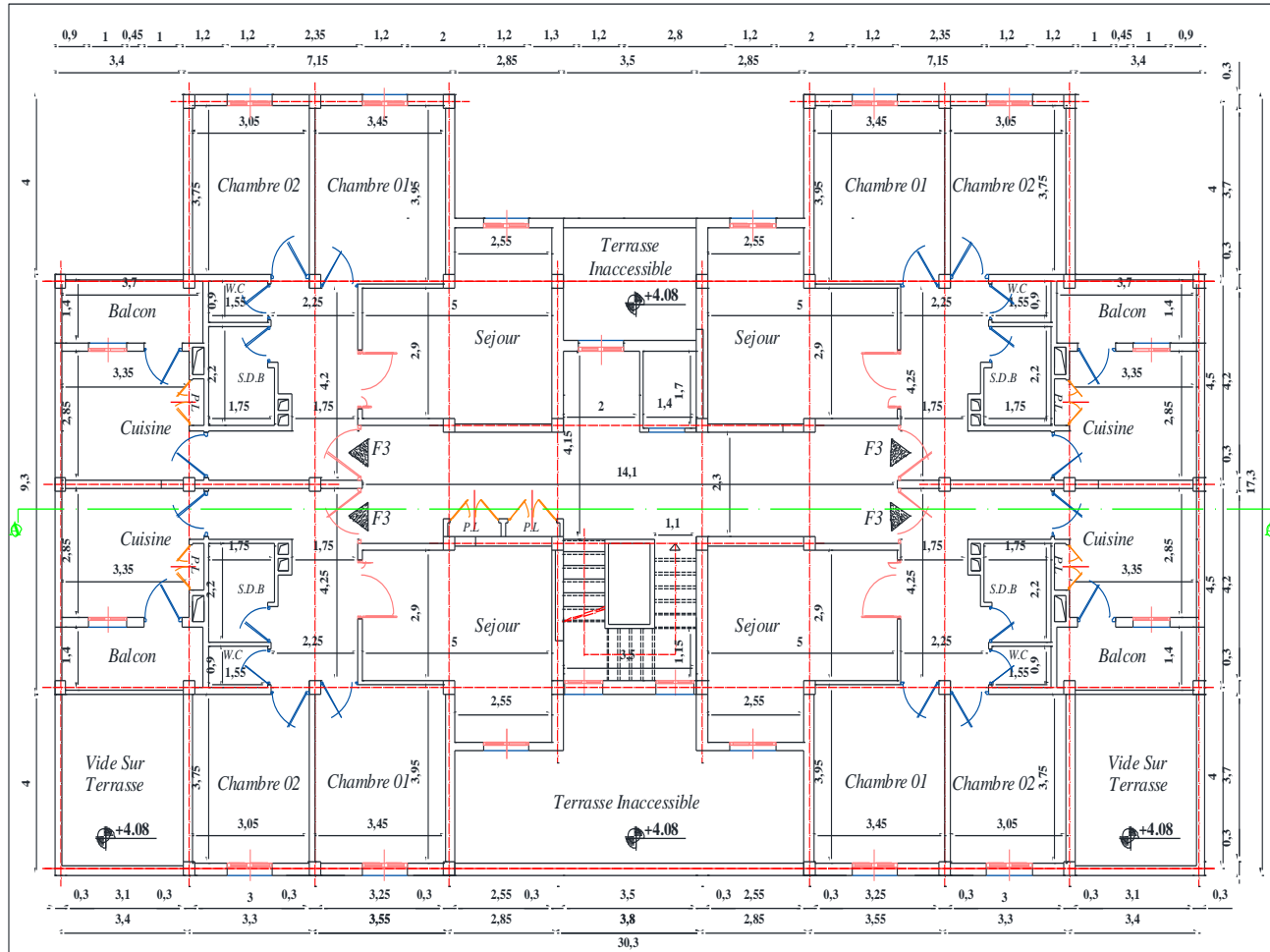
PLAN DU 1er ETAGE

| | |
|---|----------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| B.E.T / BOUHADBAALI | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME | |
| 05 Rue Iqbal Ali cité gais logis ORAN | |
| Tel & Fax: 041 540542 et 01 24408 | |
| Projet: Réalisation de 160 Logts LPA BOUDLEDA + services + commerces et parking au sous-sol | |
| PROMOTEUR: | WILAYA DE : TLEMSEN |
| EURL BOUZOUR | DAIRA DE : TLEMSEN |
| | COMMUNE DE : TLEMSEN |
| | DATE : Janvier 2014 |
| PLAN : | ECHELLE : |
| BLOC - D : | 1/50 |
| Vue en plan d'alignement | |
| V I S A ARCHITECTE : | V I S A INGENIEURE : |
| | MODIFIEE : |
| | N° Plancher : |



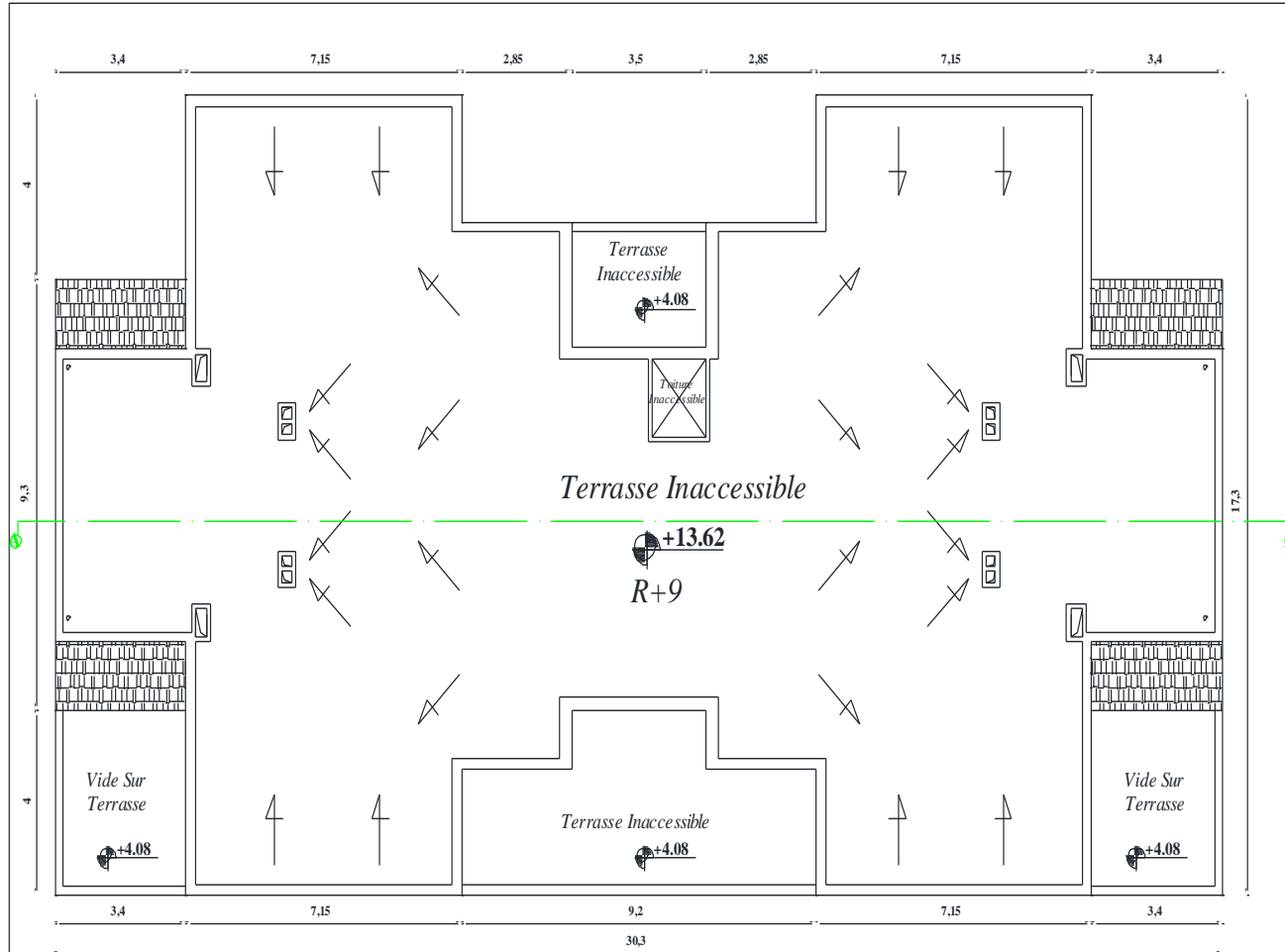
PLAN DU 2^{ème}, 3^{ème} ETAGES

| | | |
|--|------------------|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | | |
| B.E.T / BOUHADRAALI | | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME | | |
| 05.Rue Ighbal Ali cité gaislogis | | Tel & Fax: 041 540542 |
| ORAN | | et 071 284408 |
| Projet: Réalisation de 160 Logis LPA BOUJILIDA - services-commerces et parking associé-éd | | |
| PROMOTEUR: EURL BOUZOUR | | WILAYA DE : TLEMCEN DAIRA DE : TLEMCEN COMMUNE DE : TLEMCEN DATE : Janvier 2014 |
| PLAN : | | ECHELLE : |
| BLOC - D - Vue en plan de 2ème, 3ème Etages | | 1/50 |
| VIS A ARCHITECTE | VIS A INGENIEURE | MODIFIER LE: |
| | | N° Plancher: |



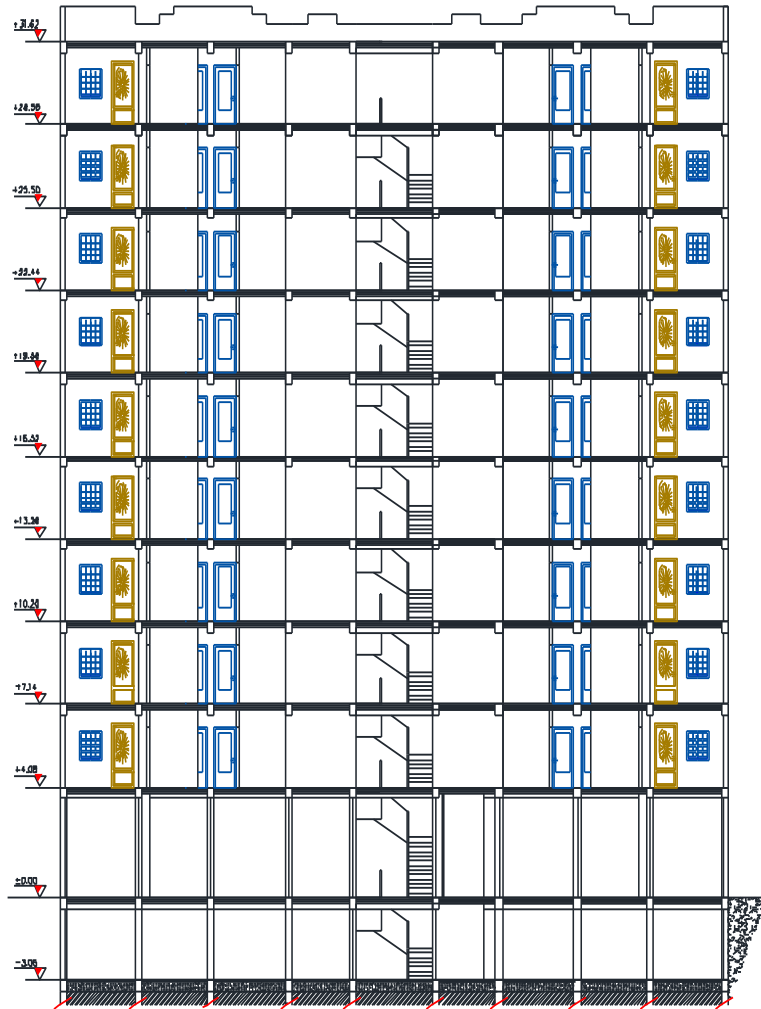
**PLAN DU 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème},
8^{ème}, 9^{ème} ETAGES**

| | |
|--|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| B.E.T / BOUHADBAALI | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME 05.Rue Iqbal Ali cité gais logis Tél&Fax:041540542 ORAN et 071284403 | |
| Projet: Réalisation de 160 Logts LPA BOUHLIDA - services-commerces et parking assésal | |
| PROMOTEUR: EURL BOUZOUR | WILAYA DE : TLEMCEN DAIRA DE : TLEMCEN COMMUNE DE : TLEMCEN DATE : Juinier 2014 |
| PLAN : BLOC - D - - Vue en plan de 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} Etages | ECHELLE : 1/50 |
| V I S A ARCHITECTE | V I S A INGENIEUR |
| MODIFIER LE: | |
| N° Plancher: | |



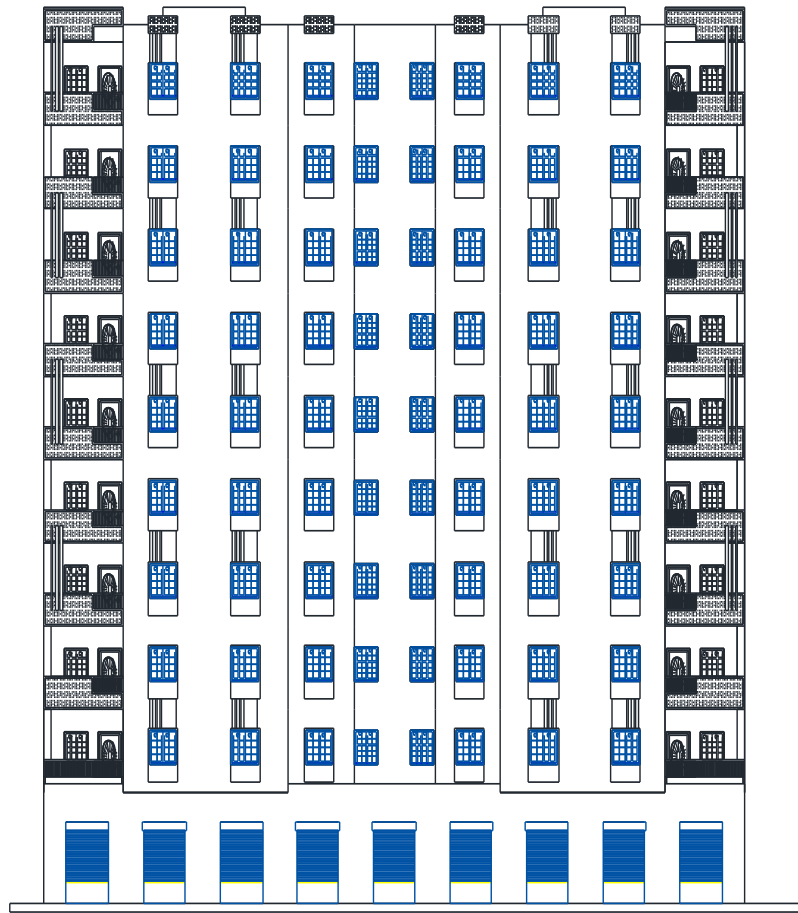
PLAN DE LA TOITURE

| | |
|--|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| B.E.T / BOUHAIWAALI | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME | |
| 05.Rue Iqbal Ali cité gais logis Tél&Fax:041540542 | |
| ORAN e:071284403 | |
| Projet: Réalisation de 160 Logis LPABOLJELIDA-services/commerces et parking au sous-sol | |
| PROMOTEUR: EUR L BOUZOUR | WILAYA DE :TLEMCEN DAIRA DE :TLEMCEN COMMUNE DE :TLEMCEN DATE :Jan/ér 2014 |
| PLAN : | ECHELLE: |
| BLOC -D- - Vue en plan de la Toiture | 1/50 |
| V I S A ARCHITECTE | V I S A INGENIEUR |
| | MODIFIER LE: |
| | N° Plancher: |



PLAN DE LA COUPE A-A

| | | |
|--|----------------------|---------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | | |
| B.E.T / BOUHADBAALI | | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME 05.Rue legbal Ali cité gais logis ORAN | | |
| Td&Fax:041 540542 a071 284403 | | |
| Projet: Réalisation de 160 Logts LPA BOUDILIDA+services+communs et parking sous-sol | | |
| PROMOTEUR: EURL BOUZOUR | WILAYA DE : TLEMCEM | |
| | DAIRA DE : TLEMCEM | |
| | COMMUNE DE : TLEMCEM | |
| | DATE : Janvier 2014 | |
| PLAN : | ECHELLE: | |
| BLOC - D- Vue en plan de La Coupe A-A | 1/50 | |
| V I S A ARCHITECTE: | V I S A INGÉNIEUR: | MODIFIER LE : |
| | | N° Plancher: |



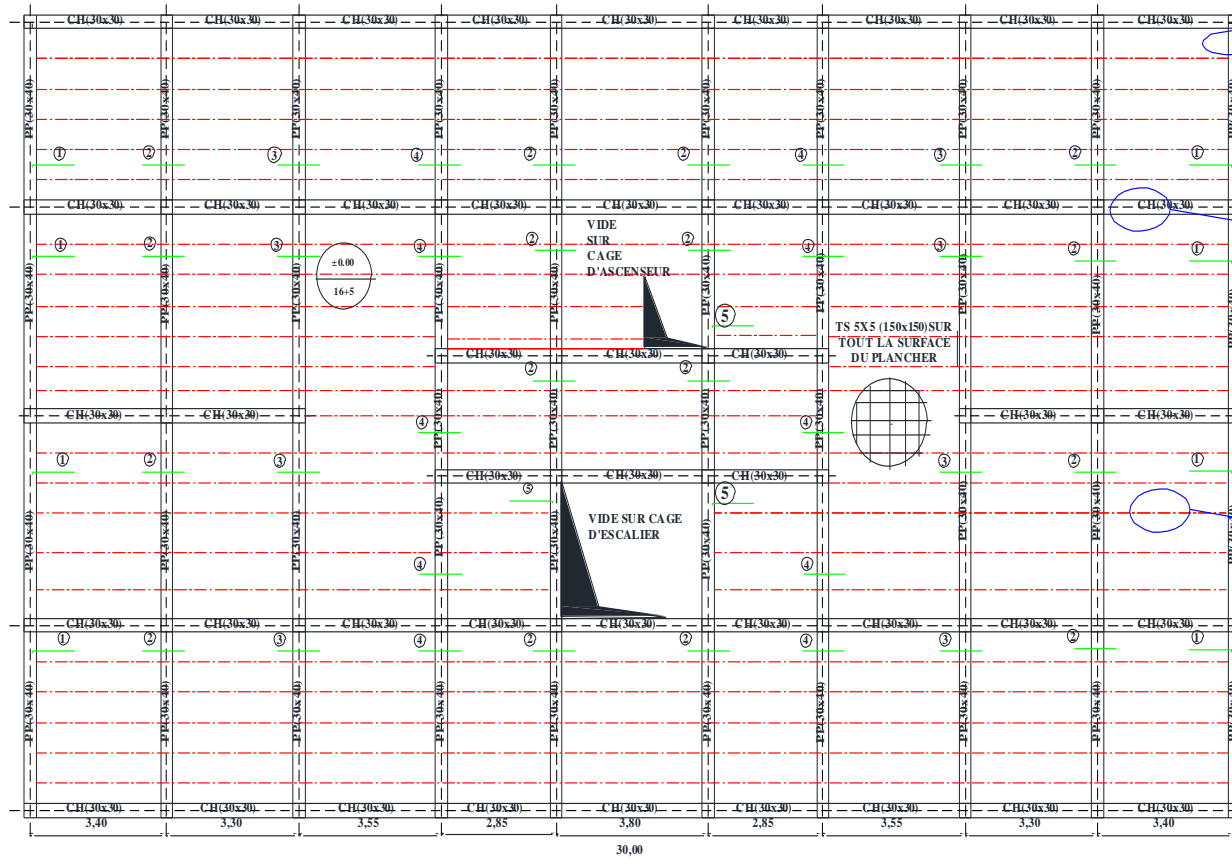
FAÇADE PRINCIPALE

| | | |
|---|------------------|----------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | | |
| B.E.T / BOUHADBA ALI | | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME | | |
| 05, Rue Iqbal Ali cité gais logis | | Tel&fax :041 5405 42 |
| ORAN | | et071 28 44 03 |
| Projet: Réalisation de 160 Logts LPABOUDILDA +services communs et parking au sous-sol | | |
| PROMOTEUR: | | WILAYA DE : TLEMCEN |
| EURL BOUZOUR | | DAIRA DE : TLEMCEN |
| | | COMMUNE DE : TLEMCEN |
| | | DATE : Janvier 2014 |
| PLAN : | | ECHELLE: |
| BLOC - D- | | 1/50 |
| Vue en plan de Façade Principale | | |
| VIS A ARCHITECTE: | VIS A INGENIEUR: | MODIFIER LE: |
| | | N° Plancher: |

| Tableau de surfaces F3 – A et C 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages | |
|--|---------------------------|
| Désignation | Surface [m ²] |
| Hall | 11,05 |
| Cuisine | 10,36 |
| Bureau 1 | 18,18 |
| Bureau 2 | 13,54 |
| Bureau 3 | 11,65 |
| Séchoir | 5,22 |
| SDB | 3,80 |
| WC | 1,50 |
| Surface totale | 75,30 m ² |
| Tableau de surfaces F3 – B et D 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages | |
| Désignation | Surface [m ²] |
| Hall | 11,05 |
| Cuisine | 10,36 |
| Bureau 1 | 18,18 |
| Bureau 2 | 13,54 |
| Bureau 3 | 11,65 |
| Terrasse accessible | 19,14 |
| SDB | 5,22 |
| WC | 3,80 |
| Surface totale | 92,94 m ² |
| Tableau de surfaces F3 – A, B, C, D 4^{er}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{er}, 8^{ème} et 9^{ème} étages | |
| Désignation | Surface [m ²] |
| Hall | 11,05 |
| Cuisine | 10,36 |
| Chambre 1 | 18,18 |
| Chambre 2 | 13,54 |
| Séjour | 11,65 |
| Séchoir | 5,22 |
| SDB | 3,80 |
| WC | 1,50 |
| Surface totale | 75,30 m ² |

Annexe B

Les plans de génie civil



Poutre Principale

Poutre Secondaire

Poutrelle

| Reperes | Ferrillages | Longueur | Schema |
|---------|-------------|----------|--------|
| ① | T12 | 100 | |
| ② | T12 | 185 | |
| ③ | T12 | 190 | |
| ④ | T12 | 180 | |
| ⑤ | T12 | 85 | |

PLAN DU COFFRAGE DE PLANCHER " SOUS-SOL "

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

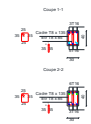
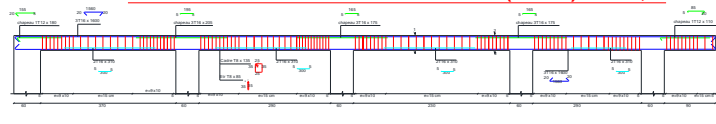
B.E.T / BOUHADBA ALI

BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME
05.Rue Iqbal Ali cié gais logis Tél & fax: 041 54 05 42
ORAN et 071 28 44 03

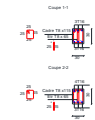
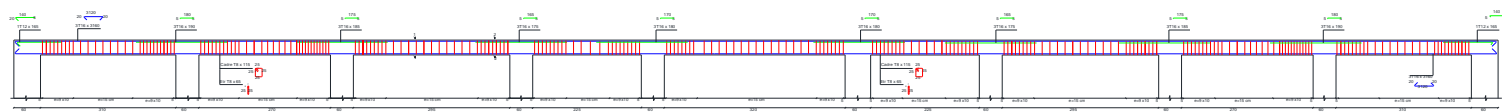
Projet : Réalisation de 160 Logis LPA BOUJLIDA -services-entrees et parking au sous-sol

| | |
|---|------------------------|
| PROMOTEUR: EURLBOUZOUR | W.L.A.Y.A DE : TLEMCEN |
| | D.A.R.A DE : TLEMCEN |
| | COMMUNE DE : TLEMCEN |
| PLAN : | E.CHELLE : |
| BLOC - D - Plan Coffrage du Plancher De SOUS-SOL | 1/50 |
| V.I.S.A ARCHITECTE : | V.I.S.A INGENIEURE : |
| MODIFIER LE : | |
| N° Plancher : | |

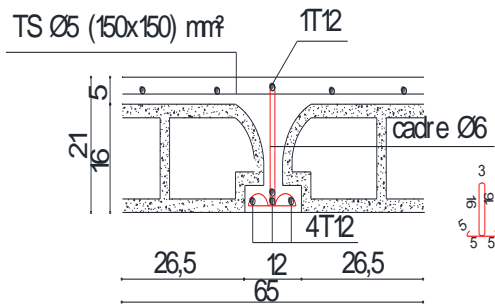
FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALS (30 x 40) Niv=±0,00



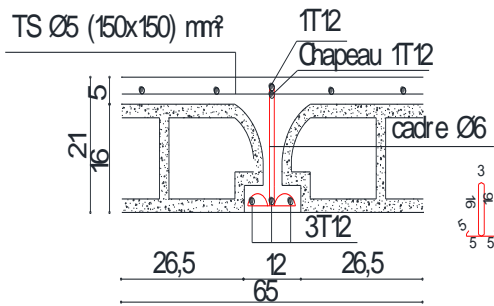
FERRAILAGE DES CHAINAGES (30 x 30) Niv=±0,00



| REPERAUX ALGÈRENSIS DÉPARTEMENT DES PONTONS | |
|---|--|
| B.T.T. - BUREAU D'ÉTUDES | |
| PROJET : ... | |
| CLIENT : ... | |
| DATE : ... | |
| ÉCHELLE : ... | |
| AUTORISÉ : ... | |
| DATE : ... | |
| PROJÉTÉ : ... | |
| VÉRIFIÉ : ... | |
| APProuvé : ... | |
| DATE : ... | |



En Travée



En Appui

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

B.E.T / BOUHADBA ALI

BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME
 05.Rue legbal Ali cité gais logis Tel &Fax : 041 54 05 42
 ORAN et 071 28 44 03

Projet : Réalisation de 160 Logts LPA BOUDJLIDA +services+commerces
 et parking au sous-sol

PROMOTEUR:

EURL BOUZOUR

WILAYA DE : TLEMCCEN

DAIRA DE : TLEMCCEN

COMMUNE DE : TLEMCCEN

DATE : Janvier 2014

PLAN :

ECHELLE :

BLOC - D -

- Ferrailage des Poutrelles

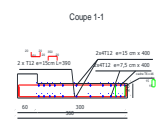
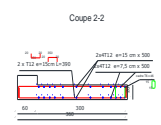
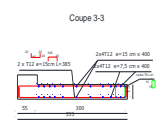
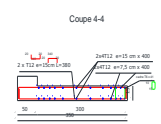
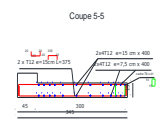
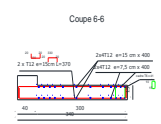
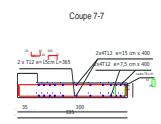
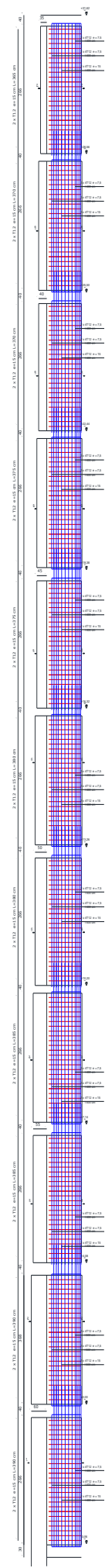
1/50

V I S A ARCHITECTE:

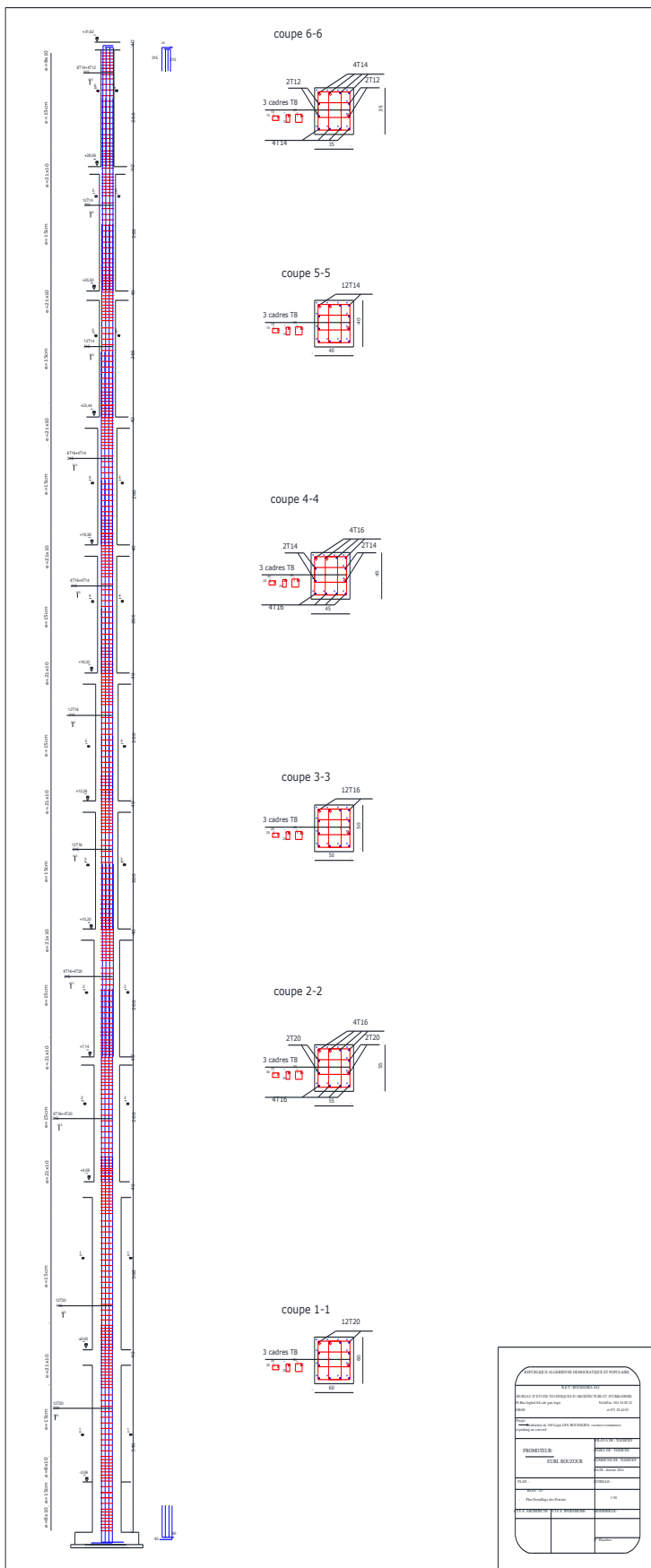
V I S A INGENIEURE:

MODIFIER LE :

N° Plancher:



| | |
|--|---------------------------------|
| PROJETO DE FUNDAMENTOS DE CONCRETO ARMADO PARA LA OBRA DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE 12 PISOS EN EL CARRILLO DE LA ZONA INDUSTRIAL DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ. | |
| PROYECTANTE INGENIERO CIVIL | CLIENTE EMPRESA constructora |
| ESCALA 1:50 | FECHA 2024 |
| AUTORIZADO INGENIERO CIVIL | OBSERVACIONES VERIFICADO POR |
| PROYECTO Nº 123456789 | HOJA Nº 1 DE 1 |



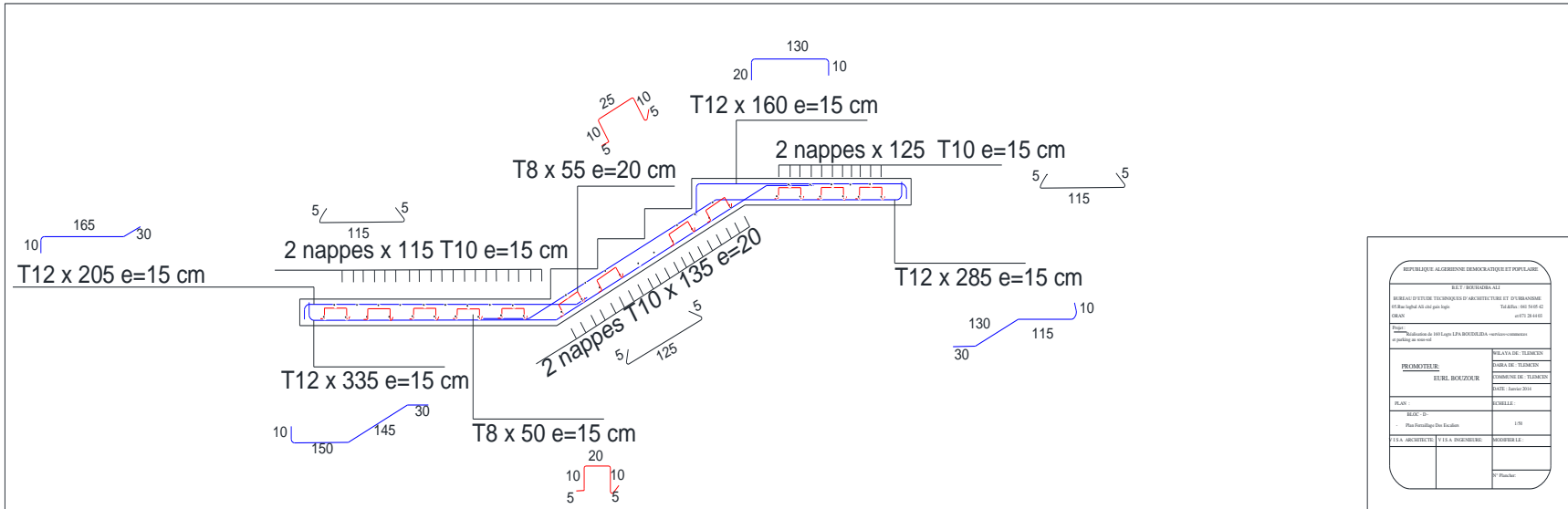
PROJET: BÂTIMENTS DE LA COMMUNE DE THIAIS

DATE: 2011

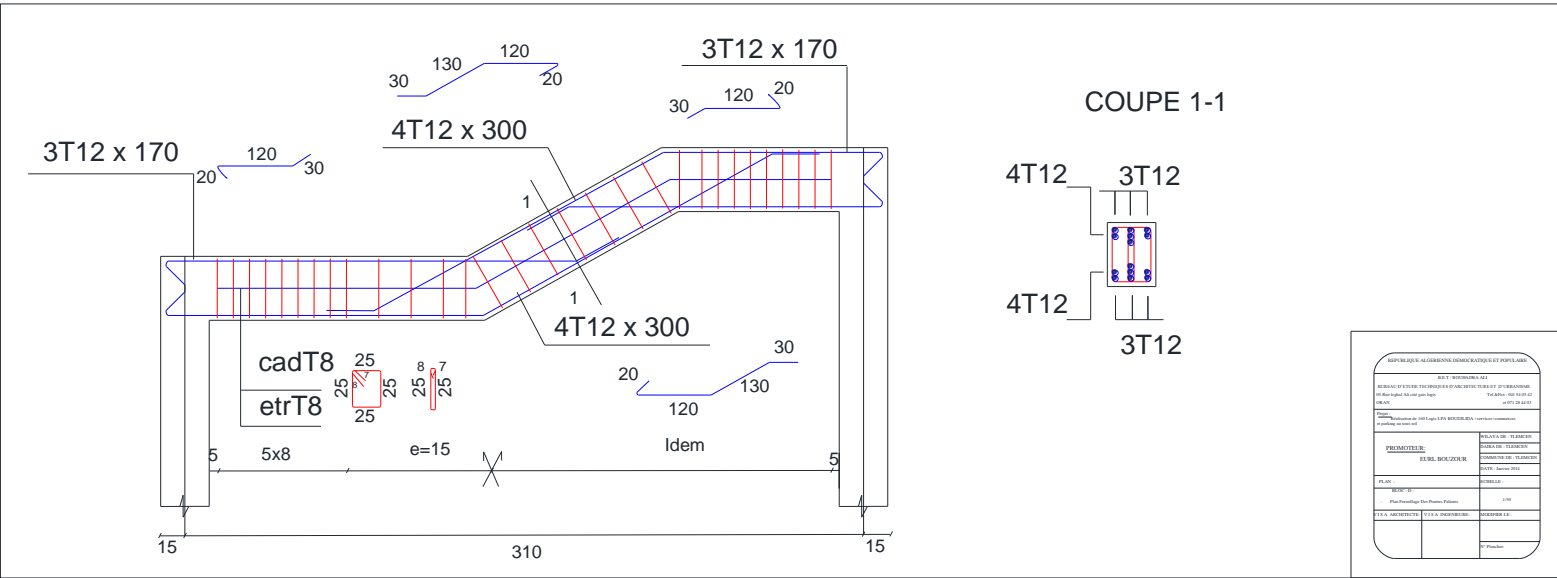
PROJETÉ PAR: M. H. M. M. M. M.

APPROUVÉ PAR: M. H. M. M. M. M.

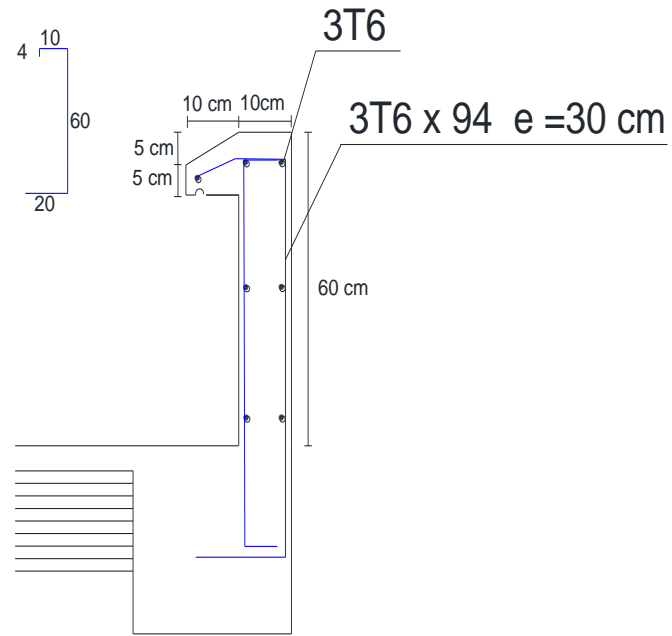
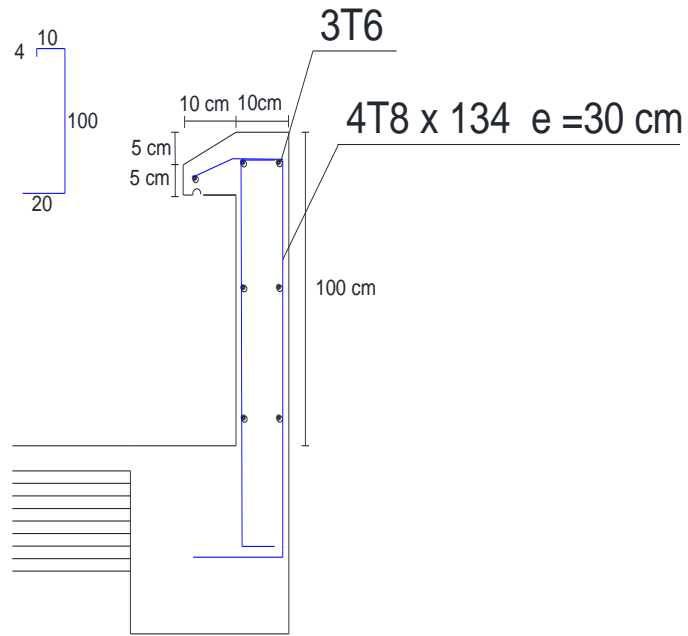
| PROJETÉ PAR: | DATE: |
|----------------|-------|
| M. H. M. M. M. | 2011 |
| M. H. M. M. M. | 2011 |
| M. H. M. M. M. | 2011 |
| M. H. M. M. M. | 2011 |



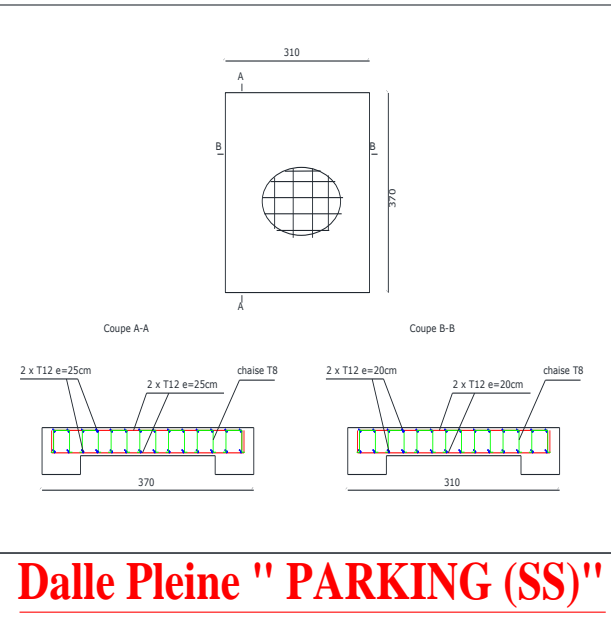
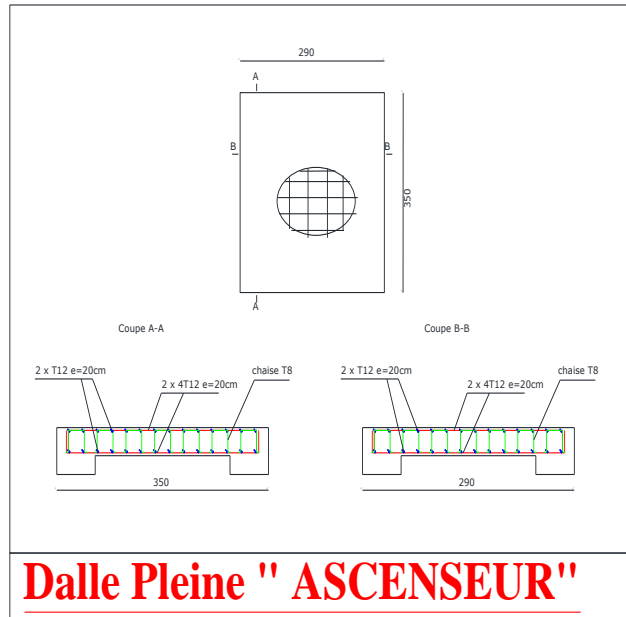
| | |
|---|-----------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| R.E.T. BOUGRAOUBI | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME | |
| BOUGRAOUBI - ALGER | |
| PROJET : Construction de 01 Loge LPA BOUGRAOUBI - version - command | |
| # plan de plan de 01/01 | |
| PROJETANT : | BOUGRAOUBI |
| ELABORATEUR : | BOUGRAOUBI |
| DATE : | Janvier 2014 |
| PLAN : | BEHELLE |
| RELEVÉ : | |
| Plan (échelle) : (ou feuille) : | 1/50 |
| ETA ARCHITECTURE : | ETA ARCHITECTURE BOUGRAOUBI |
| | N° Planche |



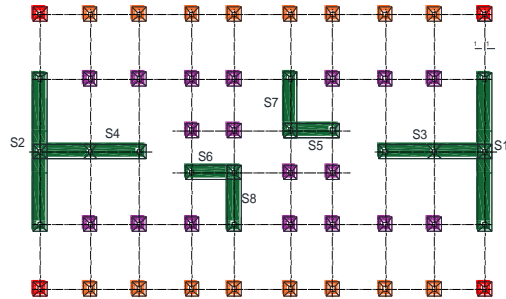
| | |
|--|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| ROYAUME ALGERIEN | |
| MINISTERE DE L'ENERGIE, DE L'ELECTRICITE ET DE L'INDUSTRIE | |
| DEPARTEMENT DE L'ENERGIE, DE L'ELECTRICITE ET DE L'INDUSTRIE | |
| BUREAU CENTRAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES | |
| ALGER, LE 10 OCTOBRE 1972 | |
| N° 1000 | |
| PROJET: ... | |
| OBJET: ... | |
| REALISE PAR: ... | |
| DATE: ... | |
| EVALUE PAR: ... | |
| DATE: ... | |
| APPROUVE PAR: ... | |
| DATE: ... | |
| N° Plan: ... | |
| EVALUE PAR: ... | |
| DATE: ... | |
| APPROUVE PAR: ... | |
| DATE: ... | |
| N° Plan: ... | |



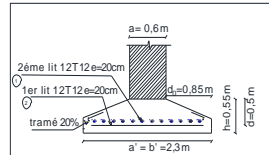
| | | |
|---|-----------------------|---------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | | |
| B.E.T / BOUHADRA ALI | | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME 45, Rue Ighal Ali côté gain logs ORAN Tel & Fax : 041 54 05 42 et 071 28 44 03 | | |
| Projet : Réalisation de 160 Logis LPA BOUDJELIDA «services» commerces et parking au sous-sol | | |
| PROMOTEUR: | WILAYA DE : TLEMCCEN | |
| EURL BOUZOUR | DAIRA DE : TLEMCCEN | |
| | COMMUNE DE : TLEMCCEN | |
| | DATE : Janvier 2014 | |
| PLAN : | ECHELLE : | |
| BLDC : D : | 1/50 | |
| - Plan Ferrailage des Acrotères | | |
| VIS A ARCHITECTE | VIS A INGENIEURE: | MODIFIER LE : |
| | | N° Plancher: |



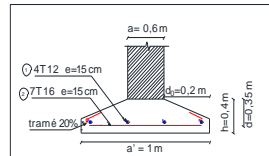
| | |
|--|----------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE | |
| B.E.T / BOUADBA ALI | |
| BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME | |
| 05.Rue Ighbal Ali cité gain logis Algérie | |
| Tel & Fax : 041 54 05 42 | |
| URBAN et 071 28 44 03 | |
| Projet : Réalisation de 160 Logis LPA BOUJILDA - services commerciaux et parking au sous-sol | |
| PROMOTEUR: | WILAYA DE : TLEMSEN |
| EURL BOUZOUR | DAIRA DE : TLEMSEN |
| | COMMUNE DE : TLEMSEN |
| | DATE : Janvier 2014 |
| PLAN : | ECHELLE : |
| BLEK : D | 1/20 |
| - Plan Ferraillage Des Dalles Plaines | |
| VISA ARCHITECTE : | VISA INGENIEUR : |
| | MOOPIER LE : |
| | N° Plancher : |



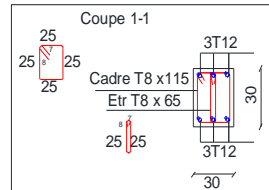
- Semelles Filantes
- Semelles Isolées Centrés
- Semelles Isolées Angles
- Semelles Isolées Inter-médiaires



Ferraillage De Semelle Isolée Centrée



Ferraillage De Semelle Filante " S1 "



Ferraillage De La Longrine

| | a (m) | a'=b' (m) | h (m) | d (m) | d ₀ (m) | Fer \varnothing | Fer \varnothing | e (cm) | |
|-----------------------|-------|-----------|-------|-------|--------------------|-------------------|-------------------|--------|-------|
| | | | | | | | | Fer + | Fer - |
| Semelle angle | 0,6 | 1,3 | 0,3 | 0,25 | 0,35 | 6T12 | 6T12 | 20 | 20 |
| Semelle intermédiaire | 0,6 | 2 | 0,45 | 0,40 | 0,7 | 9T12 | 9T12 | 20 | 20 |
| Semelle centre | 0,6 | 2,3 | 0,55 | 0,5 | 0,85 | 12T12 | 12T12 | 20 | 20 |

| Semelles | a (m) | L (m) | a' (m) | h (m) | d (m) | d ₀ (m) | Fer \varnothing | Fer \varnothing | e (cm) | |
|----------|-------|-------|--------|-------|-------|--------------------|-------------------|-------------------|--------|-------|
| | | | | | | | | | Fer + | Fer - |
| S1 | 0,6 | 9 | 1 | 0,4 | 0,35 | 0,2 | 4T12 | 7T16 | 15 | 15 |
| S2 | 0,6 | 9 | 1 | 0,4 | 0,35 | 0,2 | 4T12 | 7T16 | 15 | 15 |
| S3 | 0,6 | 3,4 | 2,3 | 1,8 | 1,75 | 0,85 | 4T12 | 6T16 | 20 | 20 |
| S4 | 0,6 | 3,4 | 2,3 | 1,8 | 1,75 | 0,85 | 4T12 | 6T16 | 20 | 20 |
| S5 | 0,6 | 2,85 | 2,4 | 1,8 | 1,75 | 0,9 | 4T12 | 5T16 | 20 | 20 |
| S6 | 0,6 | 2,85 | 2,4 | 1,8 | 1,75 | 0,9 | 4T12 | 5T16 | 20 | 20 |
| S7 | 0,6 | 3,2 | 2,2 | 2,6 | 2,55 | 0,8 | 4T12 | 5T16 | 20 | 20 |
| S8 | 0,6 | 3,2 | 2,2 | 2,6 | 2,55 | 0,8 | 4T12 | 5T16 | 20 | 20 |

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

B.E.T / BOUHADBAALI

BUREAU D'ETUDE TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME
 05.Rue legal Alti cité gais logis Tel & Fax: 041 54 05 42
 ORAN et 071 28 44 03

Projet: Réalisation de 160 Logts LPA BOUDILIDA +services+commerces et parking au sous-sol

| | |
|---|-----------------------|
| PROMOTEUR: EURL BOUZOUR | WILAYA DE : TLEMCCEN |
| | DAIRA DE : TLEMCCEN |
| | COMMUNE DE : TLEMCCEN |
| | DATE : Janvier 2014 |
| PLAN : | ECHELLE: |
| BLOC - D- - Plan De Coffrage et Ferraillage Des Semelles - Plan De Ferraillage De La Longrine | 1/50 |
| V I S A ARCHITECTE: | V I S A INGENIEUR: |
| | |
| | N° Plancher: |

Annexe C

Formulaires

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

| ϕ [mm] | Poids au ml [Kg] | SECTIONS EN CENTIMETRES CARRES | | | | | | | | | | |
|----------------|---------------------|---|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|
| | | <small>nbre</small> <small>Périmètre</small> | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 5 | 0,154 | 1,6 | 0,20 | 0,39 | 0,59 | 0,79 | 0,98 | 1,18 | 1,37 | 1,57 | 1,77 | 1,96 |
| 6 | 0,222 | 1,9 | 0,28 | 0,57 | 0,85 | 1,13 | 1,41 | 1,70 | 1,98 | 2,26 | 2,54 | 2,83 |
| 8 | 0,392 | 2,5 | 0,50 | 1,01 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,02 | 3,52 | 4,02 | 4,52 | 5,03 |
| 10 | 0,613 | 3,1 | 0,79 | 1,57 | 2,36 | 3,14 | 3,39 | 4,71 | 5,50 | 6,26 | 7,07 | 7,85 |
| 12 | 0,882 | 3,8 | 1,13 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,79 | 7,92 | 9,03 | 10,18 | 11,31 |
| 14 | 1,201 | 4,4 | 1,54 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,70 | 9,24 | 10,78 | 12,32 | 13,85 | 15,39 |
| 16 | 1,568 | 5,0 | 2,01 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,10 | 20,11 |
| 20 | 2,450 | 6,3 | 3,14 | 6,28 | 9,42 | 12,57 | 15,70 | 18,85 | 21,99 | 25,13 | 28,27 | 31,42 |
| 25 | 3,826 | 7,8 | 4,91 | 9,82 | 14,73 | 19,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,18 | 49,09 |
| 32 | 6,273 | 10,0 | 8,04 | 16,08 | 24,13 | 32,17 | 40,21 | 48,25 | 56,30 | 64,34 | 72,39 | 80,42 |
| 40 | 9,802 | 12,6 | 12,57 | 25,13 | 37,70 | 50,27 | 62,83 | 75,36 | 87,96 | 100,53 | 113,10 | 125,66 |

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU $\nu = 0$ | | ELU $\nu = 0,2$ | |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
| | 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 |

Table de PIGEAUD

M_1 et M_2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

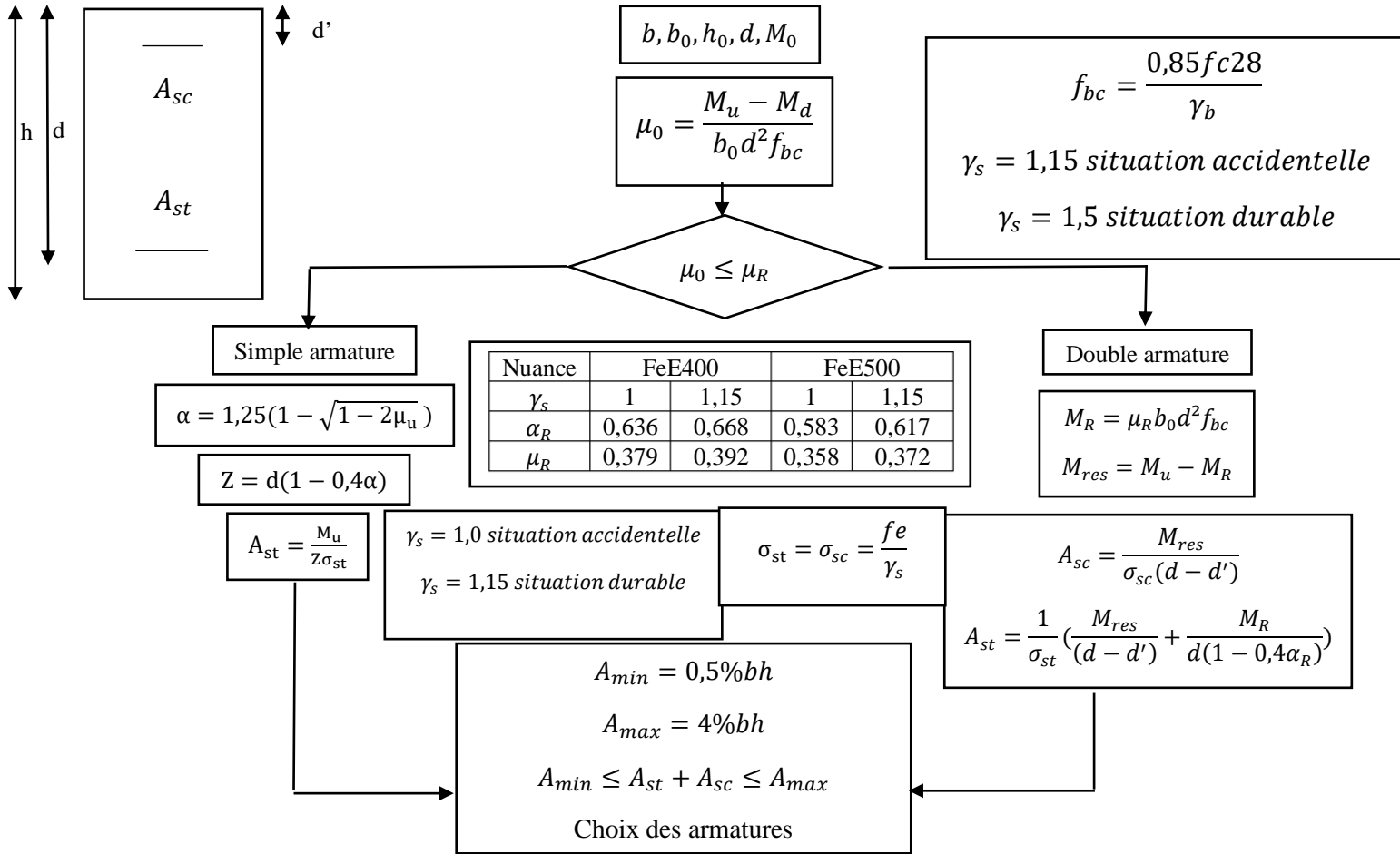
$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$

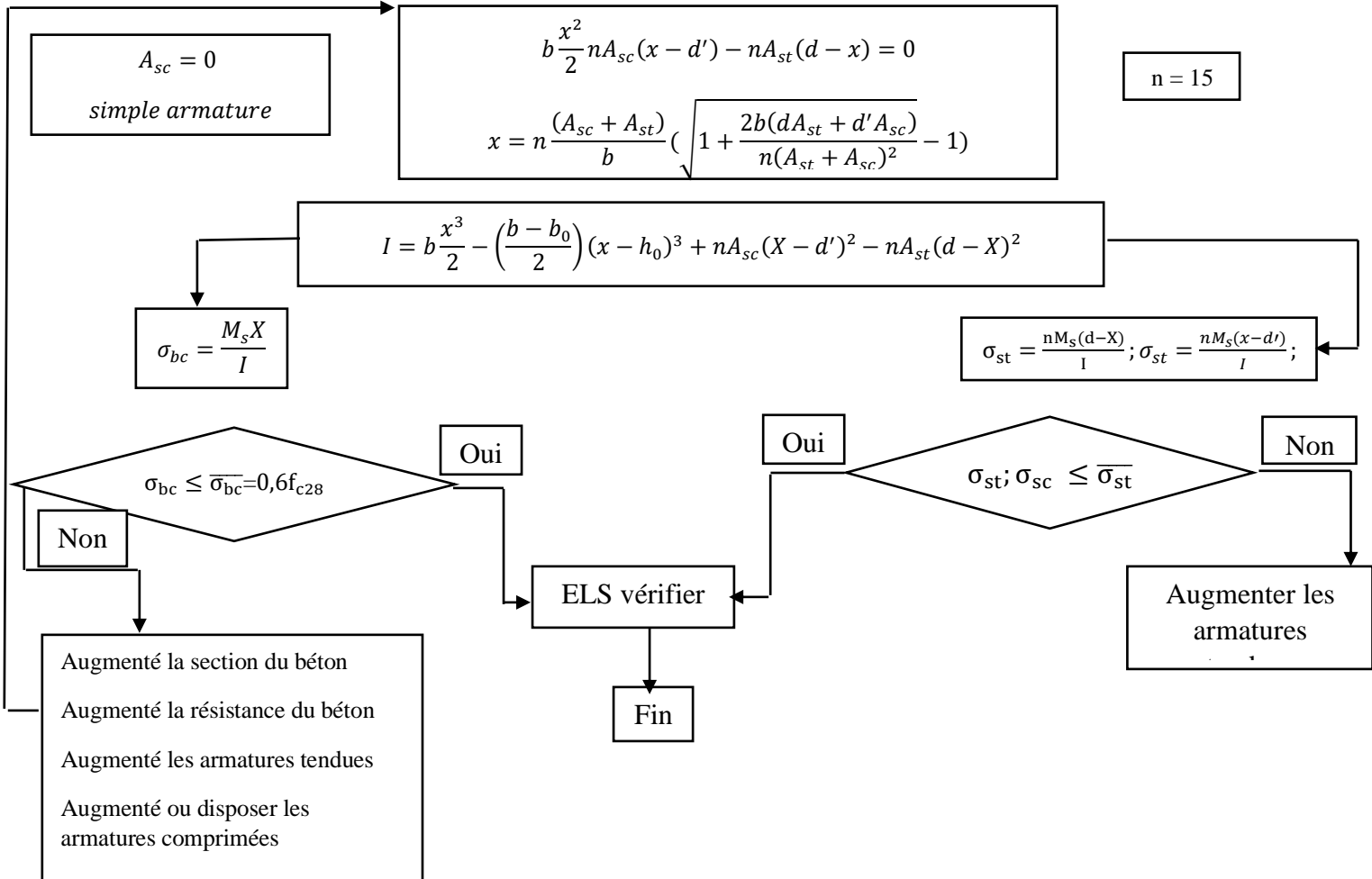
| | | u/lx v/ly | 0.0 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 |
|-----------------------------------|------------|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Valeur de M_1 | 0.0 | / | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 | 0.067 |
| | 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 M_2 | 0.0 | / | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.081 |
| | 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 |

Flexion simple : Section rectangulaire et section en T

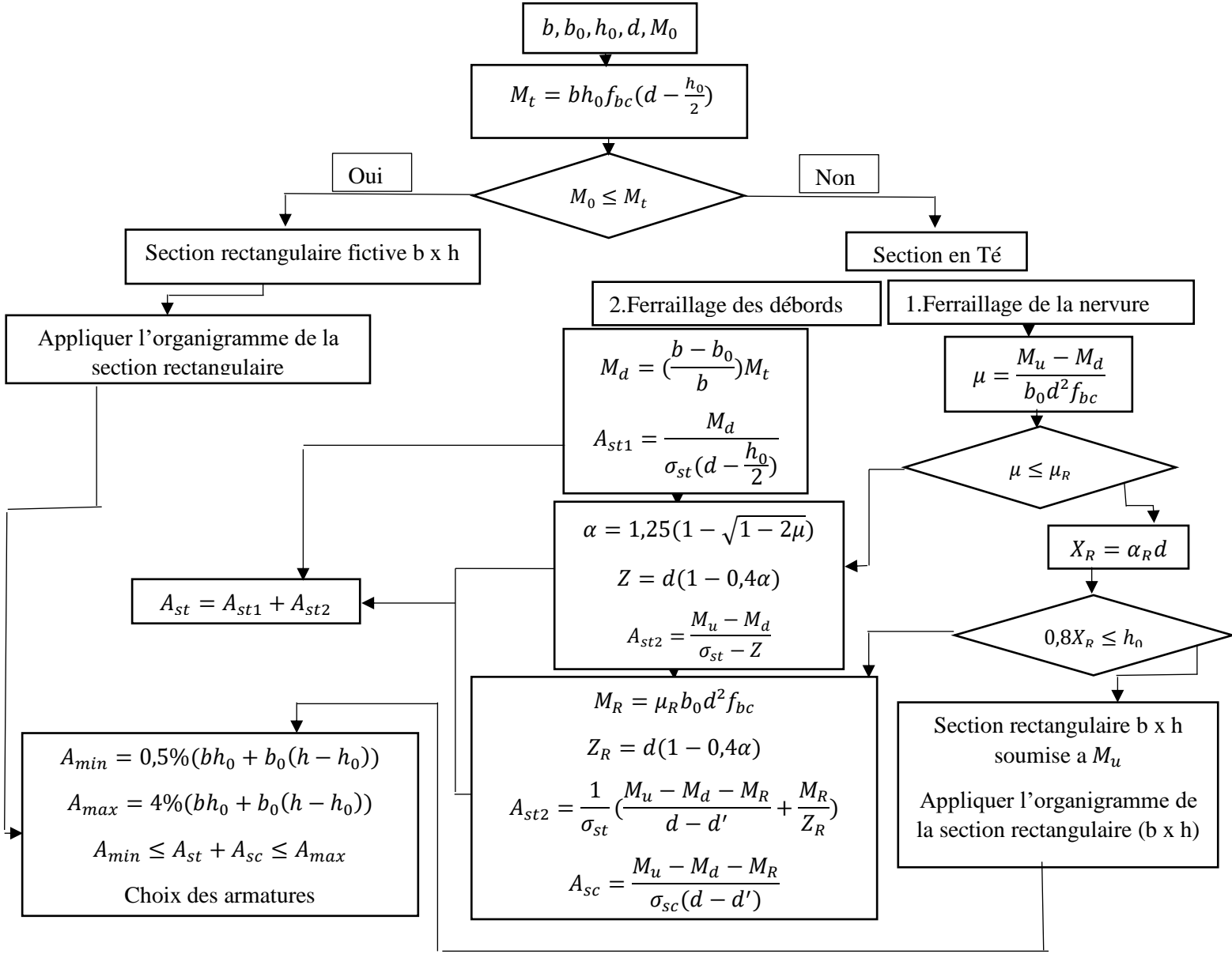
Organigramme de calcul du ferrailage d'une section en rectangulaire en flexion simple à l'ELU



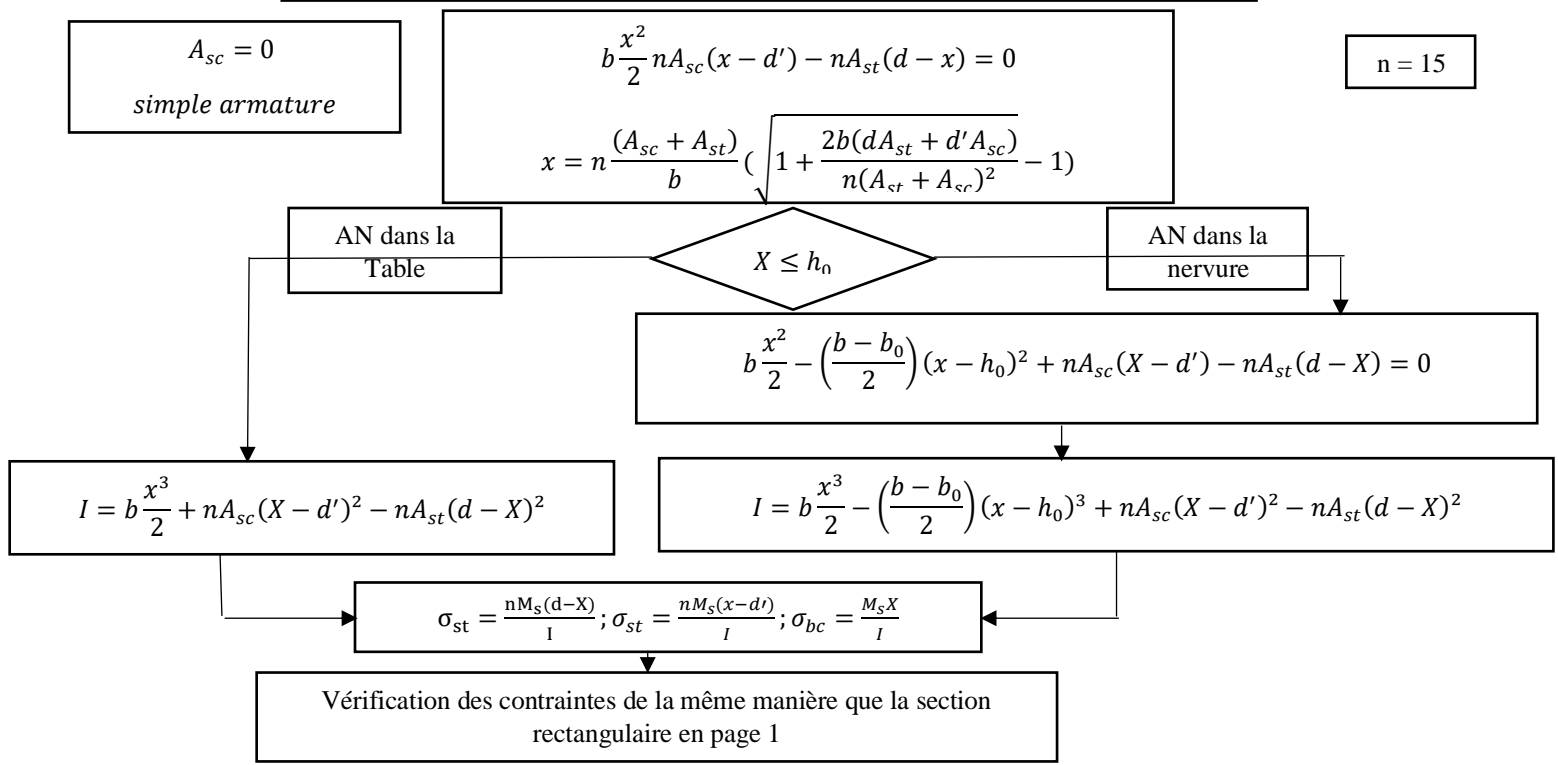
Organigramme de calcul du ferrailage d'une section en rectangulaire en flexion simple à l'ELS



Organigramme de calcul du ferrailage d'une section en Tê en flexion simple à l'ELU



Organigramme de calcul du ferrailage d'une section en Tê en flexion simple à l'ELS



LA FLEXION COMPOSEE

Définition

Un élément en béton armé sera sollicité en flexion composée lorsque la réduction au centre de gravité d'une section "S" des forces situées d'un même coté de cette section se décompose en :

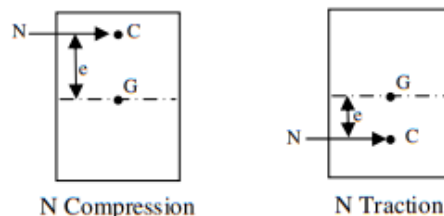
1. un moment fléchissant M_f
2. un effort normal N
3. un effort tranchant T

A. Technique à suivre :

- 1) Déterminer l'excentricité « e »

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

- 2) Positionner le centre de pression C
Traction (en bas de G)
Compression (en haut de G)



- 3) Déterminer e_a (voir partie C) et déduire le moment au centre de gravité des armatures inférieures

$$M_A = N_u \cdot e_a$$

- 4) Vérifier la nature de la section (entièrement tendue, entièrement comprimée ou partiellement comprimée (domaines, partie B)
- 5) Calculer le ferrailage à l'ELU (voir partie C)
- 6) vérifiez les contraintes à l'ELS (voir partie C)

B. Domaine de fonctionnement

Domaine 1 : Béton surabondant \Rightarrow section non armée si :

$$N_u \leq 0.81 b h f_{bc} \quad \text{et} \quad M_A < N_u d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b d f_{bc}} \right)$$

$$\text{Ou} \quad N_u > 0.81 b h f_{bc} \quad \text{et} \quad M_A < b h^2 f_{bc} \left[\frac{5}{14} - \frac{N_u}{b h f_{bc}} \left(\frac{6}{7} - \frac{d}{h} \right) \right]$$

Domaine 2 : Section partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 f_{bc}$$

Domaine 3 : Section partiellement comprimé avec armature inférieure comprimée

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 f_{bc} < N_u(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Domaine 4-5 : section entièrement comprimée :

$$N_u(d - d') - M_A > \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

C. Détermination du ferrailage longitudinal

1) Section entièrement tendue

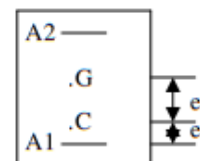
Une section sera dite entièrement tendue, si l'effort appliqué N_u est un effort de traction et s'il est appliqué entre le centre de gravité G et les armatures inférieures :

1-ELU :

$$e_a = d - h/2 - e$$

$$A_1 = \frac{N_u}{\sigma_{st}} \left(1 - \frac{e_a}{(d - d')} \right)$$

$$A_2 = \frac{N_u \cdot e_a}{\sigma_{st}(d - d')}$$



2-ELS:

$$\sigma_{sr1} = \frac{N_s}{A_1} \left(1 - \frac{e_a}{(d-d')} \right)$$

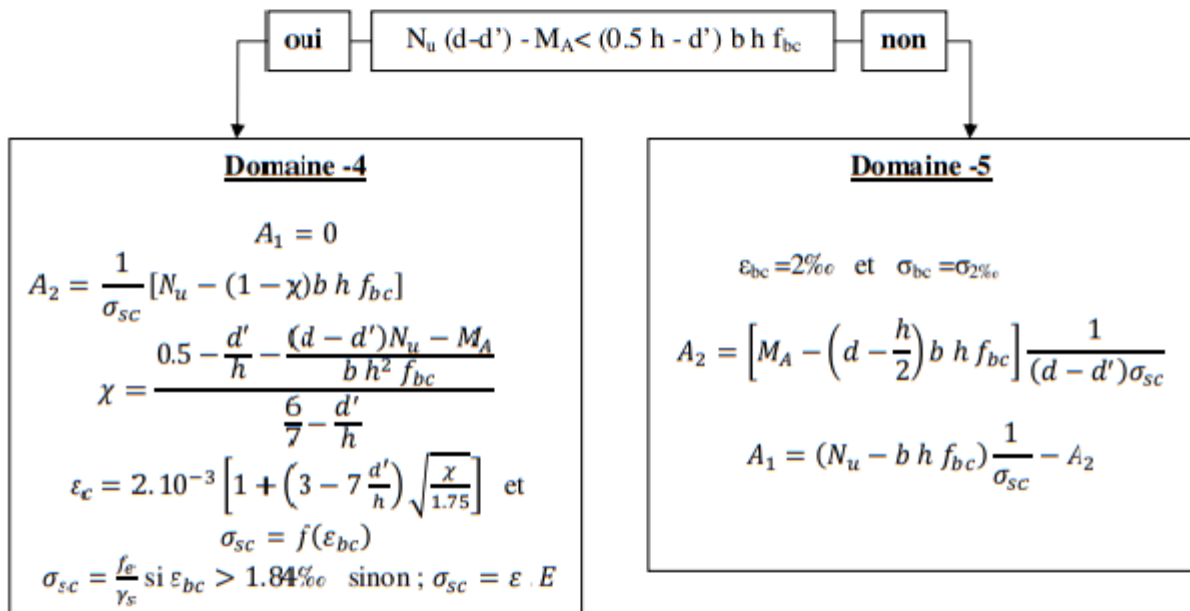
$$\sigma_{st2} = \frac{N_s \cdot e_a}{A_2 (d-d')}$$

$$(\sigma_{st1}, \sigma_{st2}) < \bar{\sigma}_{st}$$

II) Section entièrement comprimée :

1. E.L.U :

N effort de compression, centre de pression entre G et les armatures supérieures et près du CDG et la Condition des domaines 4- et -5- Vérifiée



2. E.L.S:

$$e_1 = \frac{- \left[\frac{b h^3}{12} + b h e^2 + n A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d' \right)^2 + n A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d \right)^2 \right]}{- b h e + n A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d' \right) + n A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d \right)}$$

$$I_{AN} = \frac{b h^3}{12} + b h (e_1 - e)^2 + n A_2 \left(e_1 - e + \frac{h}{2} - d' \right)^2 + n A_1 \left(e_1 - e + \frac{h}{2} - d \right)^2$$

Position de l'axe neutre:

- Si $|e_1| < h/2 + e \iff$ l'axe neutre à l'intérieur \iff la section est partiellement comprimée (Voir partie de section partiellement comprimée à l'ELS: III.2)
- Si $|e_1| > h/2 + e \iff$ l'axe neutre à l'extérieur \iff la section est entièrement comprimée

Section homogène:

$$B = b h + n (A_1 + A_2)$$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{N_s}{B} + \frac{M_s V_1}{I_{AN}} \leq 0,6 f_{c28} ;$$

$$\sigma_{bcmin} = \frac{N_s}{B} - \frac{M_s V_2}{I_{AN}} \geq 0$$



III) Section partiellement comprimée:

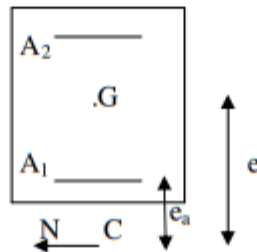
Une section sera partiellement comprimée si elle vérifie les conditions des domaines (2) ou (3) en plus, une section sera partiellement comprimée dans les trois cas suivant :

1-E.L.U:

1^{ère} cas :

N_u effort de traction et C à l'extérieur de la section

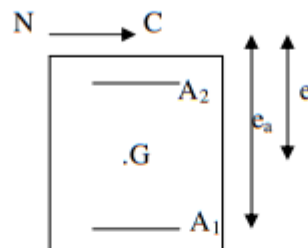
$$e_a = e - \left(d - \frac{h}{2} \right)$$



2^{ème} cas :

N_u effort de compression et C à l'extérieur de la section

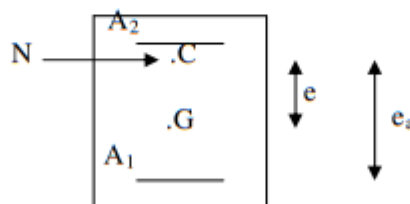
$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

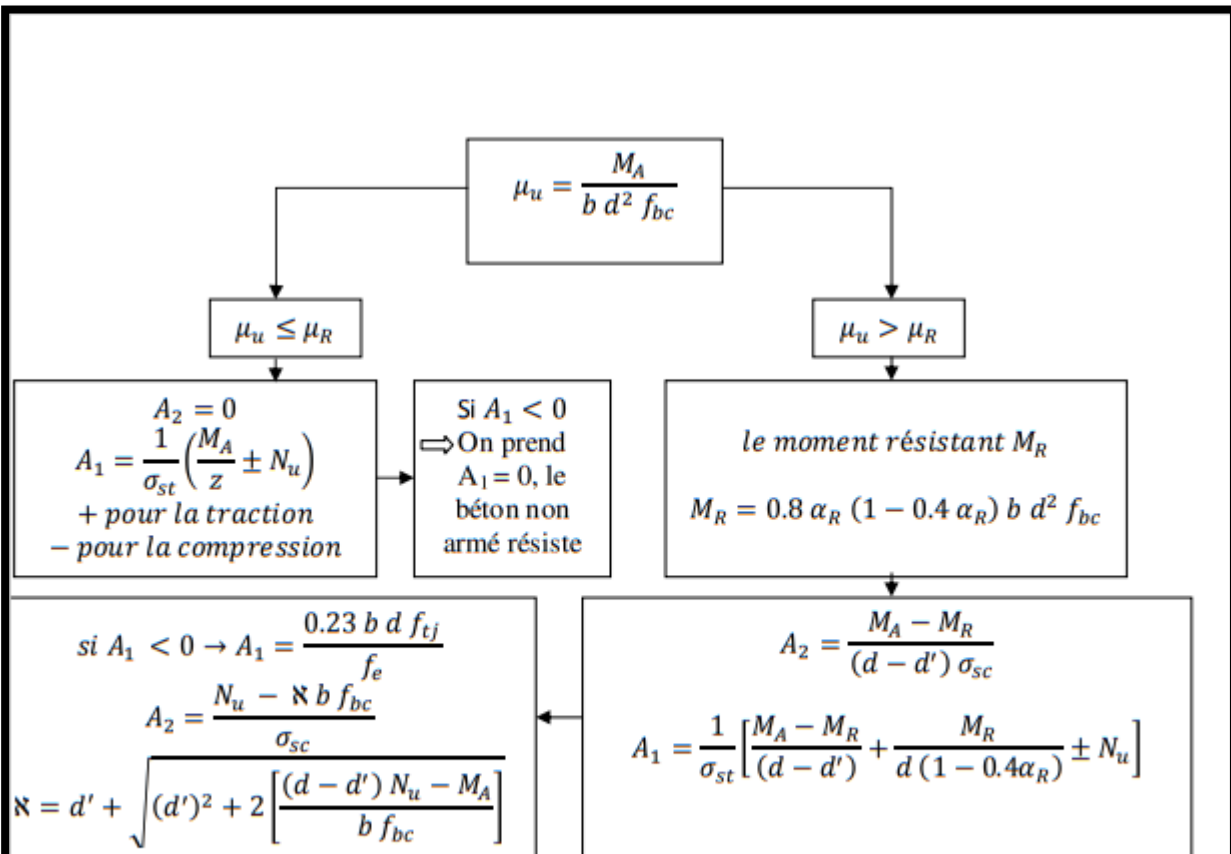


3^{ème} cas:

N_u effort de compression et C à l'intérieur de la section et près de A₂ et vérification de la condition des domaines

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$





2- E.L.S:

$e \geq h/6$ et $\left. \begin{matrix} T \\ N \\ C \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Section partiellement tendue ou comprimée

1) N effort de compression :

$x = h/2 + e_1 - e$ $e_1^3 + P e_1 + q = 0$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 n A_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6 n A_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 n A_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6 n A_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

p et q peuvent être négatifs

la Détermination de e_1 peut se faire par

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

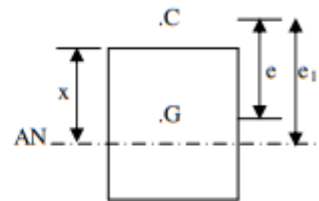
ou $e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p}$

et on détermine $x = h/2 + e_1 - e$

$S = \frac{b x^2}{2} + n A_2 (x - d') - n A_1 (d - x)$

$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{S} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{st} = \frac{n N_s (d-x)}{S} \leq \bar{\sigma}_{st}$



2) N effort de traction :

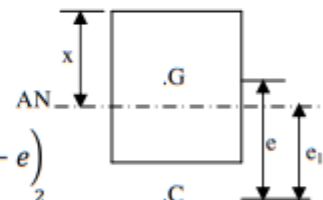
$x = h/2 + e - e_1$ $e_1^3 + P e_1 + q = 0$

$$P = -3 \left(e + \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 n A_2}{b} \left(e + \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6 n A_1}{b} \left(d - \frac{h}{2} - e \right)$$

$$q = 2 \left(e + \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 n A_2}{b} \left(e + \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6 n A_1}{b} \left(d - \frac{h}{2} - e \right)^2$$

de la même manière calculer : $e_1 = \sqrt[3]{-P e_1 - q}$

ou $e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p}$



Remarque

- 1) Dans tous les cas si les contraintes ne sont pas vérifiées, il faut augmenter les armatures et refaire les calculs à l'ELS.
- 2) Pour le ferrailage transversal voir chapitre de l'effort tranchant en utilisant le coef K pour la flexion composée.

Le terrain retenu pour recevoir le projet des 500 logements LSP Boujlida, appartient géologique du Jurassique de l'ère Mésozoïque caractérisé par un sol homogène, composé essentiellement d'un calcaire gris, conglomératique, compact, dur surmonté d'une couche de terre végétale.

Ainsi, pour ce faire, nous recommandons le mode d'infrastructures suivant :

- * Passer par un système des fondations superficielles, sur semelles isolées.
- * Les descendre à une profondeur de 80 cm dans le calcaire.
- * Les faire travailler à une contrainte admissible de 4.00 Kg/cm²
- * Enfin, tenir en compte les recommandations du RPA 99, version 2003, qui stipule que Boujlida, wilaya de Tlemcen, se trouve dans la zone 1, en sismicité.

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour tout renseignement demandé au client de lui faire appel, lors de l'ouverture des fouilles pour fondations afin de leur conformité avec les recommandations du présent rapport.

INGÉNIEUR CHARGE DE L'ETUDE
A. NOUALI

LE CHEF DEPARTEMENT TECHNIQUE
A. TALBI

LE DIRECTEUR
A. MEBRC



| | |
|-------------------------|----------------------------------|
| LTPO - Unité de Tlemcen | |
| Approuvé par : | ETUDE DE SOL : 500 LOGEMENTS LSP |
| Revisé par : | BOUDJLIDA TLEMCCEN |
| Indice de révision : 1 | Dpt T: A.N / / |

Annexe D

Management de projet

Planning de projet

Construction d'un bâtiment R+9 à BOUDJLIDA a
Tlemcen

1. Infrastructure

1.1. Terrassement

1.1.1. Évacuations

1.1.2. Fouille de
radier

1.2. Assainissements

1.2.1. Creusement des
regards

1.2.2. Pose des
canalisations

1.2.3. Remblais

1.3. Semelles isolées et filantes

1.3.1. Ferrailage
des semelles
isolées+ ferrailage
des semelles
filantes

1.3.2. Coffrage

1.3.3. Bétonnage

1.3.4. Décoffrage

2. Superstructure

2.1. RDC + étages courants

2.1.1. Poteaux et voile

2.1.1.1.
Ferrailage

2.1.1.2.
Coffrage

2.1.1.3.
Coulage

2.1.1.4.
Décoffrage

2.1.2. plancher/escalier

2.1.2.1.
Ferrailage :
PP+CH+BN/pou
treille

2.1.2.2.
Coffrage

2.1.2.3.
Coulage

2.1.2.4.
Décoffrage

3. Corps d'état technique

3.1. Ascenseur

3.2. Électricité

3.3. Plomberie

4. Corps d'état

4.1. Maçonnerie + finition

4.2. Menuiserie

4.3. Revêtement

4.4. Étanchéité

4.5. Peinture

