

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+9+s/sol) à
usage d'habitation et commercial
et dimensionnement du joint
sismique à l'aide du logiciel ROBOT
2019



Réalisé par :

Mlle. MERZOUZ Ania
Mlle. TAHRAOUI Licia

Dirigé par :

Mr. LOUZAI A.

Année universitaire :2022/2023

Remerciements

Nous tenons à remercier toutes les personnes ayant joué un rôle dans la réalisation de ce mémoire, notamment Mr. LOUZAI et tous ceux qui ont contribué à la recherche et à la compilation des informations nécessaires.

Nous adressons nos remerciements à nos familles et nos ami(e)s pour leur soutien inébranlable et leur encouragement constant tout au long de ce parcours académique.

Nous exprimons notre reconnaissance envers l'**ENPI** (Entreprise Nationale des Promotions Immobilières) pour nous avoir offert l'opportunité d'acquérir des connaissances approfondies et des compétences précieuses durant notre stage pratique.

Sommaire

Introduction générale

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments..... 20

Chapitre III : Calcul des éléments

- Acrotère 38
- Planchers en corps creux..... 46
- Balcon en dalle pleine..... 64
- Les escaliers..... 70
- La poutre palière..... 106
- La dalle salle machine..... 113

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA..... 125

Chapitre V : Ferrailage des poutres..... 171

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux..... 190

Chapitre VII : Ferrailage des voiles..... 214

Chapitre VIII : Joint sismique..... 229

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure..... 236

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des figures :

Chapitre 1 :

Figure I.1 : Plan de situation	2
Figure I.2 : plan de masse.....	3
Figure I.3 : Planchers dalle pleine et en corps creux.....	5
Figure I.4 : Caractéristiques d'un escalier droit.....	6
Figure I.5 : Caractéristiques d'un Porte-à-faux.....	6
Figure I.6 : Caractéristiques d'un Ascenseur.....	7
Figure I.7 : Maçonnerie.....	7
Figure I.8 : Mur en double cloisons.....	8
Figure I.9 : Mur simple.....	8
Figure I.10 : Les types de fondations.....	9
Figure I.11 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	11
Figure I.12 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de sa résistance à la Compression f_{cj}	12
Figure I.13 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à l'ELU.....	14
Figure I.14 : Diagramme des σ - ϵ du béton à l'ELS.....	14
Figure I.15 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.....	16

Chapitre 2 :

Figure II.1 : Coupe de voile en Plan.....	23
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation.....	23
Figure II.3 : coupe transversale sur un plancher en corps.....	25
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse.....	26
Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.....	27
Figure II.6 : Coupe verticale du mur.....	28
Figure II.7 : Mur intérieur.....	28
Figure II.8 : Surface d'influence du poteau.....	29
Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.....	31
Figure II.10 : coupe de poteau.....	35

Chapitre 3 :

Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un Acrotère.....	38
Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes.....	39
Figure III.1.3 : Répartition des efforts internes.....	40
Figure III.1.4 : Schéma des armatures.....	40
Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	41
Figure III.2.1 : coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	46
Figure III.2.2 : Treillis soudées de 15 X 15 cm ²	47
Figure III.2.3 : Surfaces revenant aux poutrelles.....	48
Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle.....	49
Figure III.2.5 : diagramme des moments des poutres continues.....	52
Figure III.2.6 : Schéma statique de la poutre reposant sur six appuis.....	53

Figure III.2.7 : statique de la poutre reposant sur quatre appuis.....	56
Figure III.2.8 : Schéma statique de la poutre reposant sur trois appuis.....	56
Figure III.2.9 : Section en T.....	57
Figure III.2.10 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis).....	59
Figure III.3.1 : schéma statique du Balcon.....	64
Figure III.3.2 : section de balcon.....	66
Figure III.4.1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.....	70
Figure III.4.2 : Schéma de l'Escalier.....	71
Figure III.4.3 : Schéma statique de l'Escalier.....	72
Figure III.4.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	78
Figure III.4.5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.....	85
Figures III.5.1 : Schéma statique de la poutre a l'ELU.....	106
Figures III.5.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	107
Figure III.5.3 : Schéma statique de la poutre a l'ELS.....	110
Figure III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	110
Figure III.6.1 : Schéma de la salle machine.....	113
Figure III.6.2 : Schéma de la dalle pleine.....	113
Figure III.6.3 : Caractéristique géométriques de la dalle pleine de la salle machine.....	114

Chapitre 4 :

Figure.IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT 2019.....	125
Figure IV.2 : Choix du modèle de structure.....	126
Figure IV.3 : Désactivation de la Grille.....	127

Figure IV. 4 : Lignes de construction.....	131
Figure IV. 5 : choix des profilés des barres.....	131
Figure IV. 6 : Modélisation des éléments barre.....	132
Figure IV. 7 : Définition d'un plancher à corps creux.....	133
Figure IV.8 : Affectation d'un élément surfacique (Plancher).....	133
Figure IV.9 : Définition d'une dalle pleine.....	134
Figure IV.10: Affectation d'un élément surfacique (DP).....	134
Figure IV.11: Définition des voiles.....	135
Figure IV.12: Modélisation des voiles.....	135
Figure IV.13 : Définition de l'encastrement.....	136
Figure IV.14 : Définition des charges.....	137
Figure IV.15 : Affectation de la charge surfacique G.....	138
Figure IV.16 : Affectation de la charge surfacique Q.....	138
Figure IV.17 : Définition de la masse sismique.....	139
Figure IV.18 : Paramètres de l'analyse modale.....	139
Figure IV.19 : Paramètres de l'analyse sismique.....	140
Figure IV.20 : Définition des combinaisons d'actions.....	140
Figure IV.21 : Définition de maillage.....	141
Figure IV.22 : Liaisons rigides.....	142
Figure IV.23 : Application de la liaison rigide.....	142
Figure IV.24 : Définition des étages.....	143
Figure IV.25 : Lancement du calcul.....	144
Figure IV.26 : Résultat du calcul.....	144

Chapitre 5 :

Figure.V.1 : Extraction des valeurs M_y à partir de ROBOT.....	169
Figure.V.2 : Section doublement armée.....	171
Figure.V.3 : Poutres principales.....	172
Figure.V.4 : Poutres principales a l'ELU.....	173
Figure.V.5 : Poutres principales a l'ELS.....	173
Figure.V.6 : Poutres principales a l'ELA.....	174
Figure.V.7 : Poutres secondaires.....	174
Figure.V.8 : Poutres secondaires a l'ELU.....	175
Figure.V.9 : POUTRES SECONDAIRES A L'ELS.....	175
Figure.V.10 : POUTRES SECONDAIRES A L'ELA.....	176
Figure.V.11 : Poutre de chaînage à l'ELA.....	176

Chapitre 6 :

Figure.VI.1 : Extraction des valeurs M_y à partir de ROBOT.....	188
Figure.V.2 : Schéma de calcul en flexion composée (SEC).....	194

Chapitre 7 :

Figure VII.1 : Disposition des voiles.....	211
Figure. VII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	214

Chapitre 8 :

Figure VIII.1 : Vue en 3D du bloc B.....	226
Figure VIII.2 : Vue en 3D du bloc C.....	227
Figure VIII.3 : Comportement sismique différent pour les deux branches d'un plan en L	228
Figure VIII.4 : D'une configuration en plan complexe (irrégulière) vers deux configurations simples (régulières) par l'adjonction d'un joint sismique.....	228
Figure VIII.5 : largeur minimum du joint sismique.....	229
Figure VIII.6 : vue en plan des deux blocs.....	229
Figure VIII.7 : vue de Façade des deux blocs.....	230

Chapitre 9 :

Figure.IX.1 : Vue en 3D du radier.....	235
Figure.IX.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	240
Figure.IX.3 : Schéma statique du débord.....	248
Figure.IX.4 : Schéma statique de la nervure (sens longitudinal).....	252

Liste des tableaux :

Chapitre 1 :

Tableau I.1 : Principales caractéristiques des aciers	15
--	----

Chapitre 2 :

Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions exigées par le RPA.....	22
Tableau II.2 : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage.....	23
Tableau II.3 : Plancher terrasse inaccessible en corps creux.....	26
Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.....	27
Tableau II.5 : Les charges permanentes revenant à la dalle pleine.....	27
Tableau II.6 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).....	28
Tableau II.7 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur).....	28
Tableau II.8 : récapitulatif des surcharges d'exploitations.....	29
Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges.....	31
Tableau II.10 : Les surcharges cumulées.....	32
Tableau II.11 : Détermination des charges et surcharges.....	33
Tableau II.12 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	34
Tableau II.13 : Vérifications au flambement.....	35

Chapitre 3 :

Tableau III.1 : Les valeurs des efforts tranchants du cas 1.....	56
Tableau III.2 : Les valeurs des efforts tranchants du cas 2.....	56
Tableau III.3 : Les valeurs des efforts tranchants du cas 3.....	57
Tableau III.4 : Charge concentrée sur le balcon due au poids.....	65
Tableau III.5 : La charge revenant au palier.....	74

Tableau III.6 : La charge revenant à la pailasse.....	74
Tableau III.7 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS.....	75
Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des efforts.....	84

Chapitre 4 :

Tableau IV.1 : Paramètres du RPA.....	145
Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient de comportement R.....	149
Tableau IV.3 : Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure.....	150
Tableau IV.4 : Charges verticales.....	150
Tableau IV.5 : Charges horizontales.....	151
Tableau IV.6 : Pourcentage de la masse participante.....	152
Tableau IV.7 : Valeurs du coefficient C_T	153
Tableau IV.8 : Période fondamentale.....	154
Tableau IV.9 : Coefficient d'accélération de zone "A".....	155
Tableau IV.10 : Périodes caractéristiques.....	156
Tableau IV.11 : Tableau de facteur de qualité Q_x	157
Tableau IV.12 : Tableau de facteur de qualité Q_y	157
Tableau IV.13 : valeurs du coefficient de pondération β	158
Tableau IV.14 : Tableau récapitulatif des différents paramètres.....	159
Tableau IV.15 : Tableau récapitulatif des différents paramètres sens X-X.....	159
Tableau IV.16 : Tableau récapitulatif des différents paramètres sens Y-Y.....	159
Tableau IV.16 : Extraction des valeurs de V à partir de Robot.....	160
Tableau IV.17 : Déplacements relatifs selon X.....	161
Tableau IV.18 : Déplacements relatifs selon Y.....	162
Tableau IV.19 : Tableau de l'excentricité sens X-X.....	163
Tableau IV.20 : Tableau de l'excentricité sens Y-Y.....	164

Tableau. IV.21 : Vérification de l'effet P- Δ	166
---	-----

Chapitre 5 :

Tableau V.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux	169
Tableau V.2 : Section des armatures longitudinales	170
Tableau V.3 : Moments max et min des poutres.....	172
Tableau. V.4 : Ferrailage des poutres principales.....	178
Tableau V.5 : Ferrailage des poutres secondaires.....	178
Tableau V.6 : Ferrailage des poutres chaînage.....	179
Tableau V.7 : Vérifications de la condition de non fragilité	179
Tableau V.8 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.....	180
Tableau V.9 : Vérification au cisaillement.....	181
Tableau V.10 : Influence de l'effort tranchant sur le béton	181
Tableau V.11 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.....	183
Tableau V.12 : Extrêmes globaux des moments à l'ELS.....	184

Chapitre 6 :

Tableau VI.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.....	187
Tableau VI.2 : Armatures longitudinales des poteaux recommandés par le RPA	189
Tableau VI.3 : Efforts internes dans les poteaux.....	197
Tableau VI.4 : Calcul des sections d'armatures.....	200
Tableau VI.5 : Les valeurs de l'élancements géométrique λ_g	202
Tableau VI.6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.....	207
Tableau.VI.7 : Vérification de la condition de non fragilité.....	208

Tableau.VI.8 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	209
Tableau VI.9 : ferrailage des poteaux.....	209

Chapitre 7 :

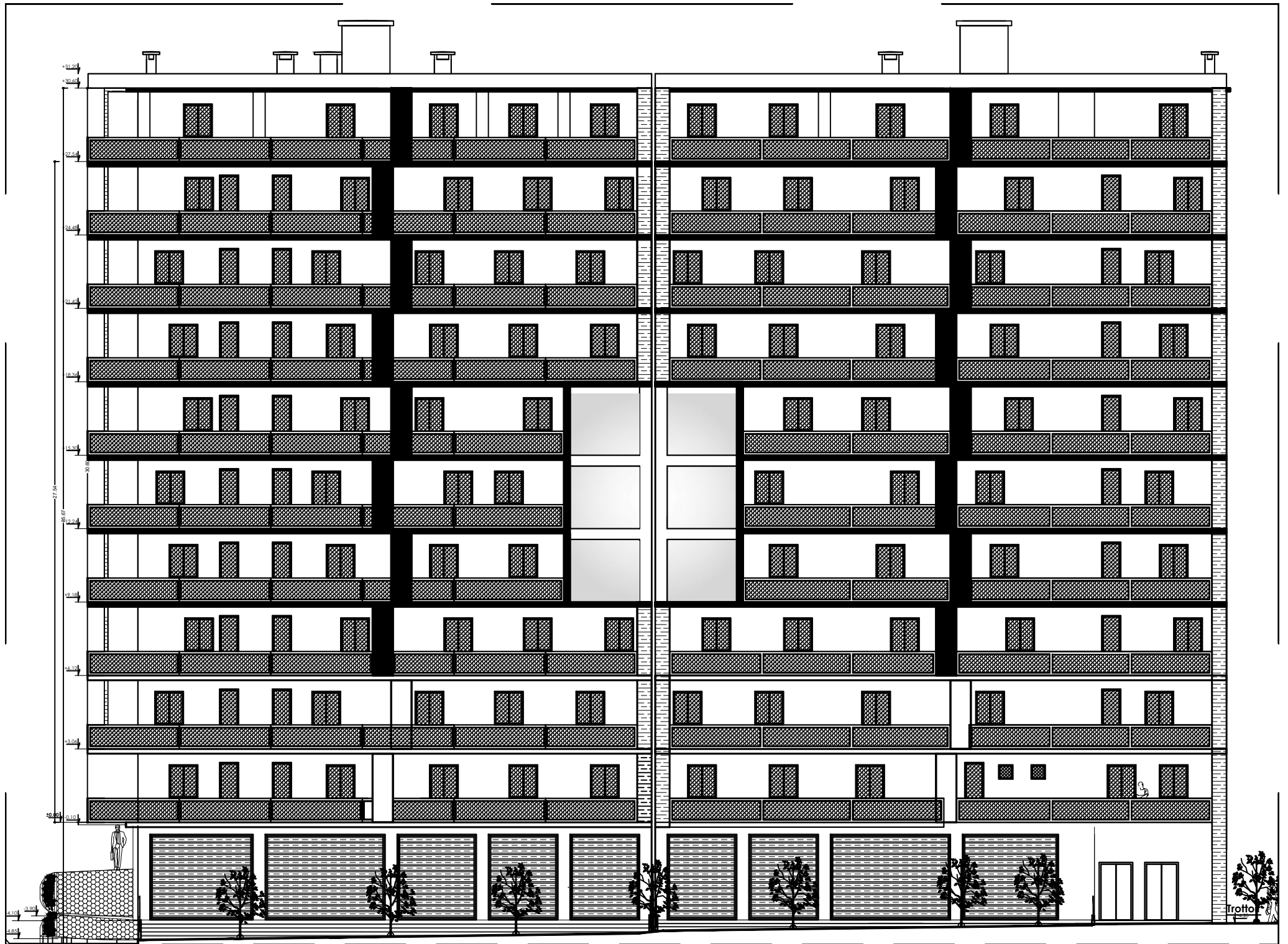
Tableau VII.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.....	212
Tableau VII.2 : Tableau des efforts normaux.....	213
Tableau. VII.3 : Tableau des armatures verticales.....	213
Tableau.VII.4 : Caractéristiques géométriques.....	216
Tableau. VII.5 : Ferrailage adopté.....	218
Tableau. VII.6 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL1.....	220
Tableau. VII.7 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL2.....	221
Tableau. VII.8 : Ferrailage des voiles longitudinaux VH1.....	222
Tableau. VII.9 : Ferrailage des voiles longitudinaux VH.....	223

Chapitre 8 :

Tableau VIII.1 : le déplacement du nœud 1.....	230
Tableau VIII.2 : le déplacement du nœud 2.....	231

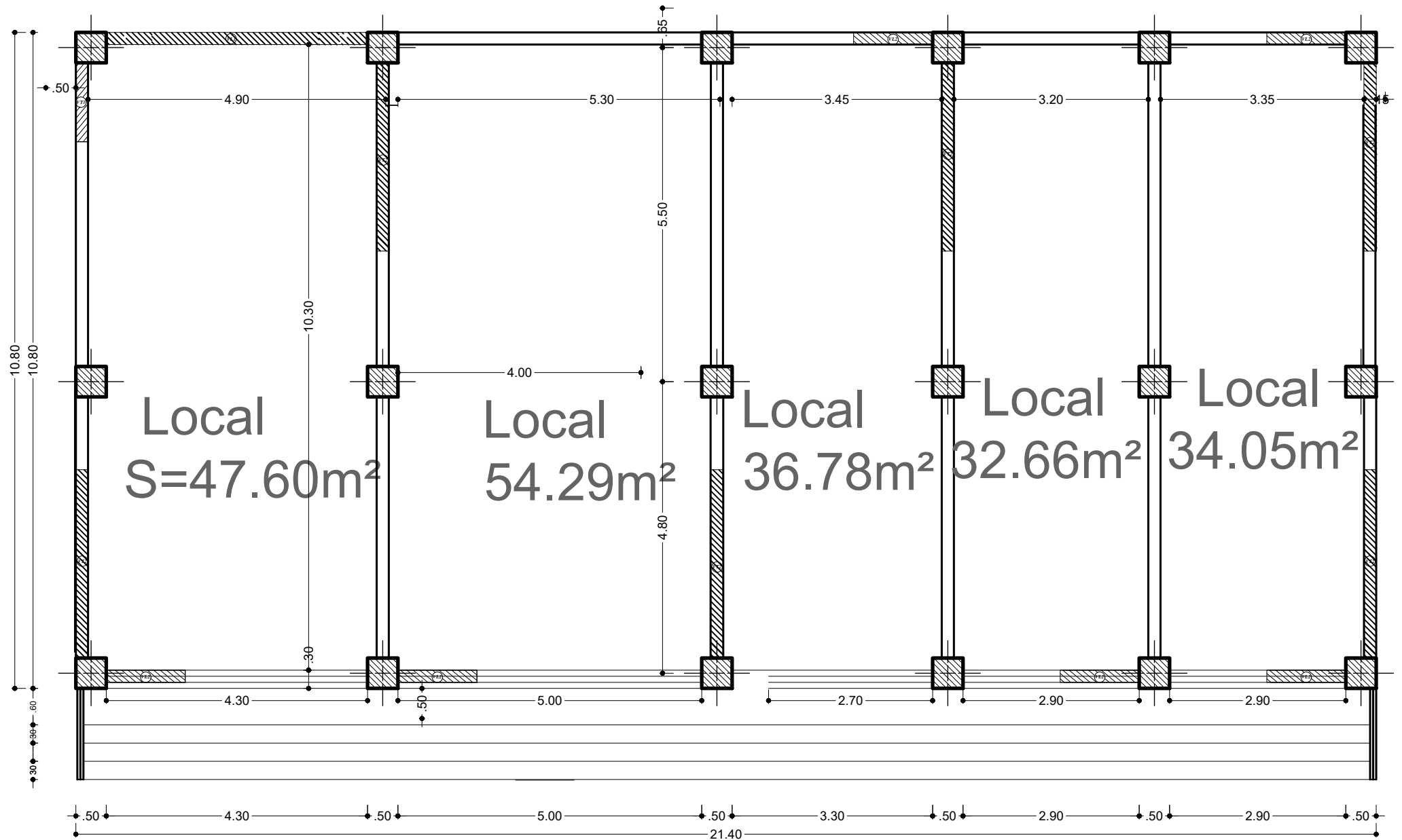
Chapitre 9 :

Tableau XI.1 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier dans les deux sens.....	244
Tableau IX-2 : Vérification de condition de non fragilité.....	245
Tableau XI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	246



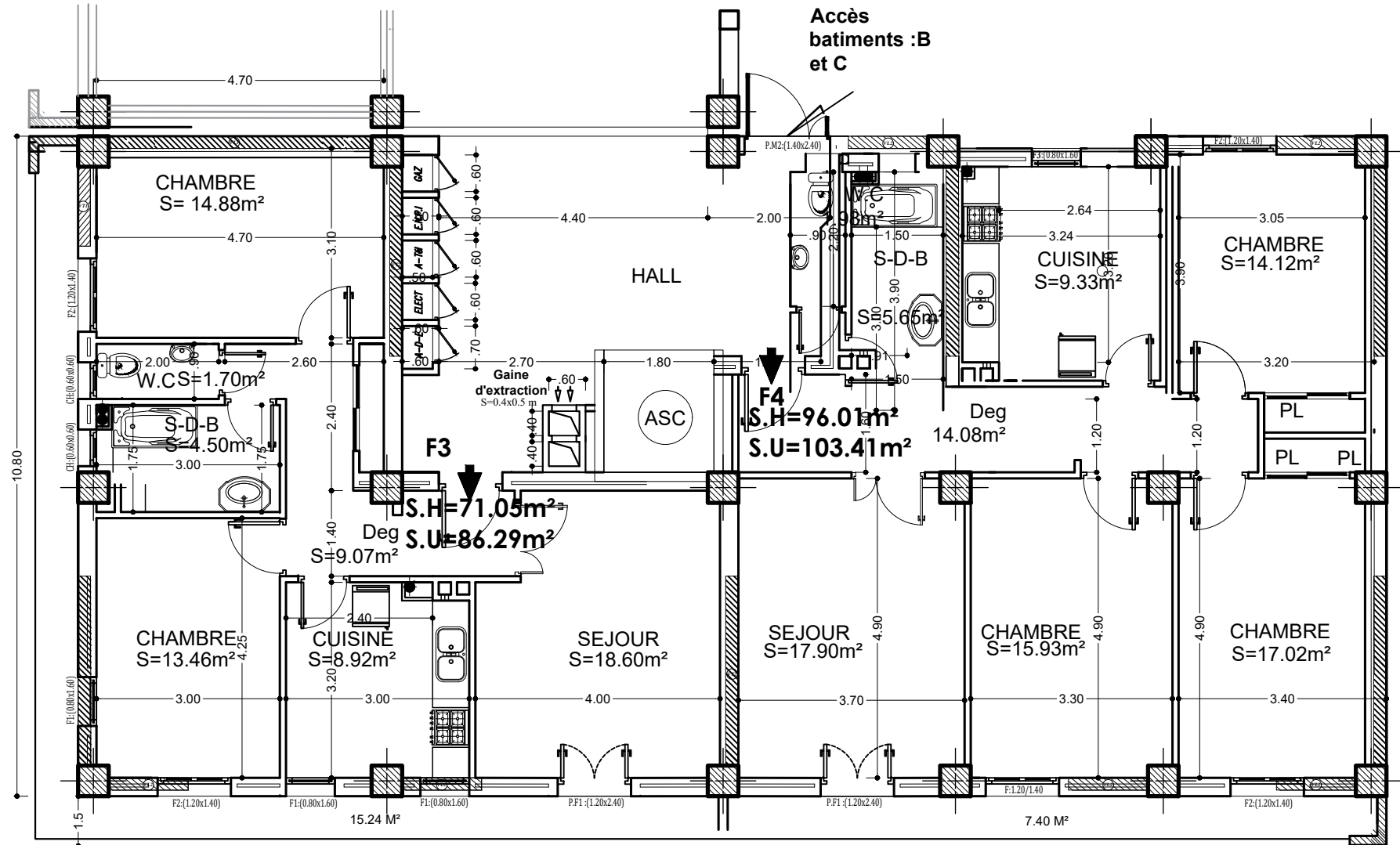
FAÇADE PRINCIPALE DU BLOC A ET B

PLAN DES LOCAUX COMMERCIAUX

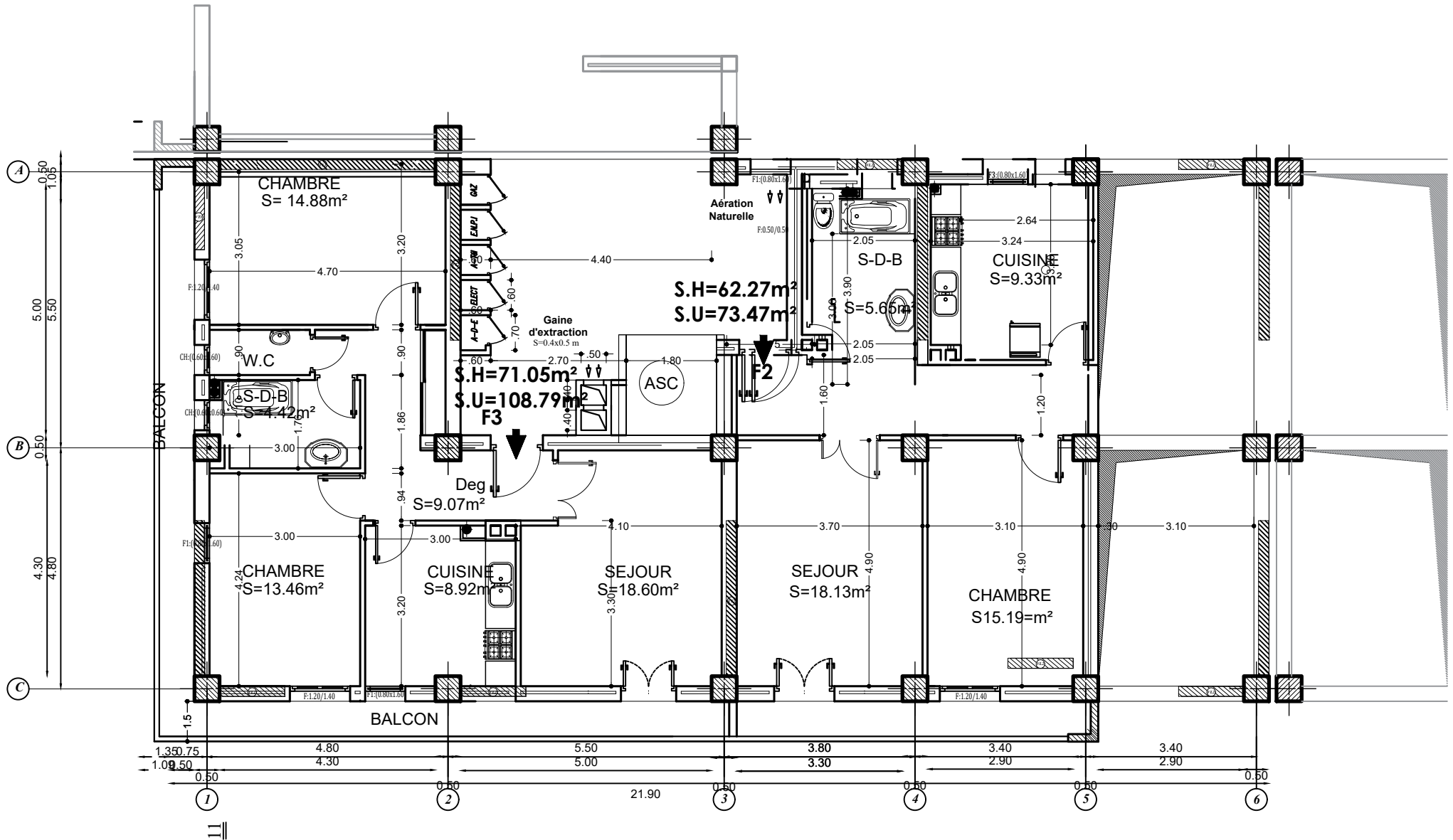


PLAN DES LOGEMENTS

(étage +3.06,+6.12,+15.3,+18.36,+21.42,+24.48,+27.54m)



PLAN DES LOGEMENTS (étage +9.18,+12.24)



Introduction générale :

La présente étude en génie civil vise à développer un calcul structural garantissant la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers, aussi bien pendant que après sa réalisation, tout en considérant des aspects économiques. Le calcul de la structure d'un bâtiment se conforme aux normes en vigueur, notamment les règles parasismiques algériennes (RPA 99, VERSION 2003) et le règlement du béton aux états limites (BAEL91, modifié 99).

Le sujet de ce mémoire se concentre sur l'analyse d'un bâtiment (R+9+S/Sol) à usage d'habitation et commercial avec parking et dimensionnement du joint sismique. L'ensemble de ce travail est articulé autour de huit chapitres :

- Le premier chapitre introduit l'ouvrage et présente les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre se consacre au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre détaille le calcul des éléments structuraux.
- Le quatrième chapitre examine l'étude du contreventement.
- Le cinquième chapitre traite de la modélisation et de la vérification des exigences du RPA, effectuées à l'aide du logiciel ROBOT.
- Le sixième chapitre se penche sur le ferrailage des éléments structuraux.
- Le septième chapitre aborde l'étude du voile périphérique.
- Le dernier chapitre se concentre sur l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I. Introduction Générale :

Ce mémoire est le résultat de notre stage au sein de l'Entreprise Nationale de Promotion Immobilière (ENPI) et se concentre sur un projet de construction de 85 logements à Tizi Ouzou supervisé par l'ENPI en tant que maître d'ouvrage. Ce projet a une importance considérable pour la région en répondant aux besoins croissants en logements et en contribuant au développement urbain.

Fondée le 6 mai 2009, l'ENPI est une société par action dotée d'un capital de 1 000 000 000,00 DA. Elle est née de la fusion par absorption des anciennes Entreprises de Promotion du Logement Familial (EPLF). Son siège social est établi à Alger, plus précisément à Bir Mourad Rais. L'ENPI se distingue par son envergure nationale et son organisation en plusieurs Directions Régionales (DR), chacune jouant un rôle essentiel dans la gestion et la réalisation de projets immobiliers d'envergure.

Ce mémoire détaille notre expérience au sein de l'ENPI, en particulier au sein de la Direction de Projet de Tizi Ouzou, située dans la nouvelle ville. Au cours de ce stage, on a eu l'opportunité de travailler au sein du service technique.



II. Présentation de l'ouvrage :

II.1 Localisation :

Après démolition d'un ancien atelier de menuiserie, l'assiette du terrain est dédiée pour la construction d'un programme de 85 Logements promotionnels libres avec commerce + Parking sous terrain, localisé à la sortie ouest de Tizi Ouzou vers Alger en bordure de la route nationale N° 12 (Fig I.1)

Les logements sont répartis en 4 blocs de 4 appartements dans chaque palier (Fig I.2) :

- Les blocs A, B et C sont des R+ 9 + s/sol avec terrasses inaccessibles.
- Les blocs D et E sont des R+6 + s/sol + niveau attique avec terrasses inaccessibles.
- Au milieu d'un bloc central avec une cour et un Parking sous terrain.

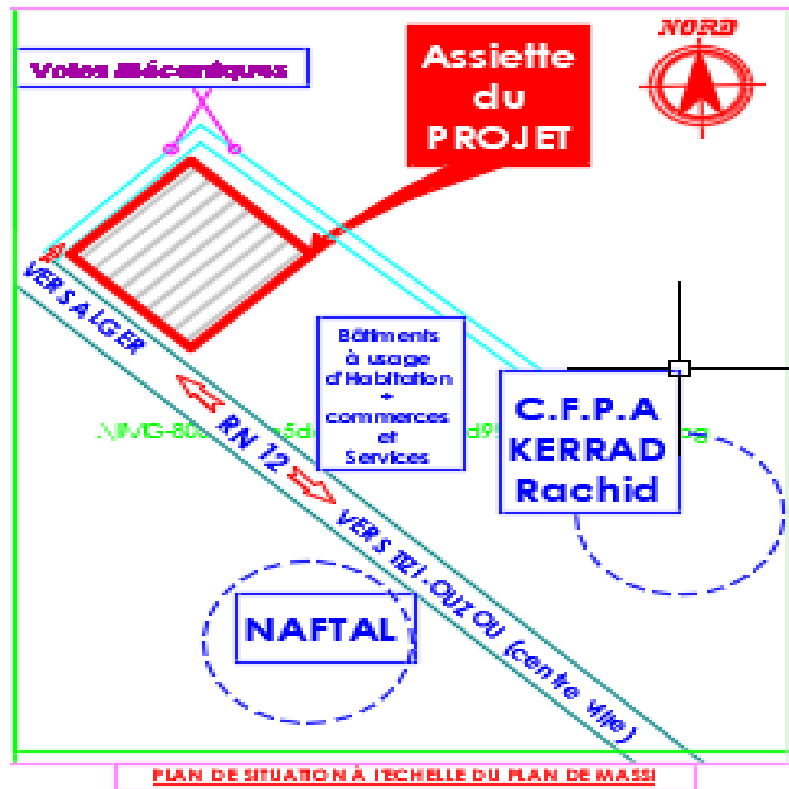


Figure I.1 : Plan de situation

II.2 Usage futur :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude du bloc B qui est un bâtiment (R+9+sous-sol) à usage d'habitation et commercial avec parking sous terrain, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99/version 2003 (Article 3.2).

Il s'inscrit dans le cadre de réalisation de 85 logements promotionnels libres, le site d'implantation est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classé comme zone de moyenne sismicité ; Zone IIa (RPA 99 version 2003).

L'ouvrage comporte :

- 09 étages courants à usage d'habitation.
- 01 sous-sol à usage commercial + parking.
- RDC à usage d'habitation.
- 01 cage d'ascenseur.

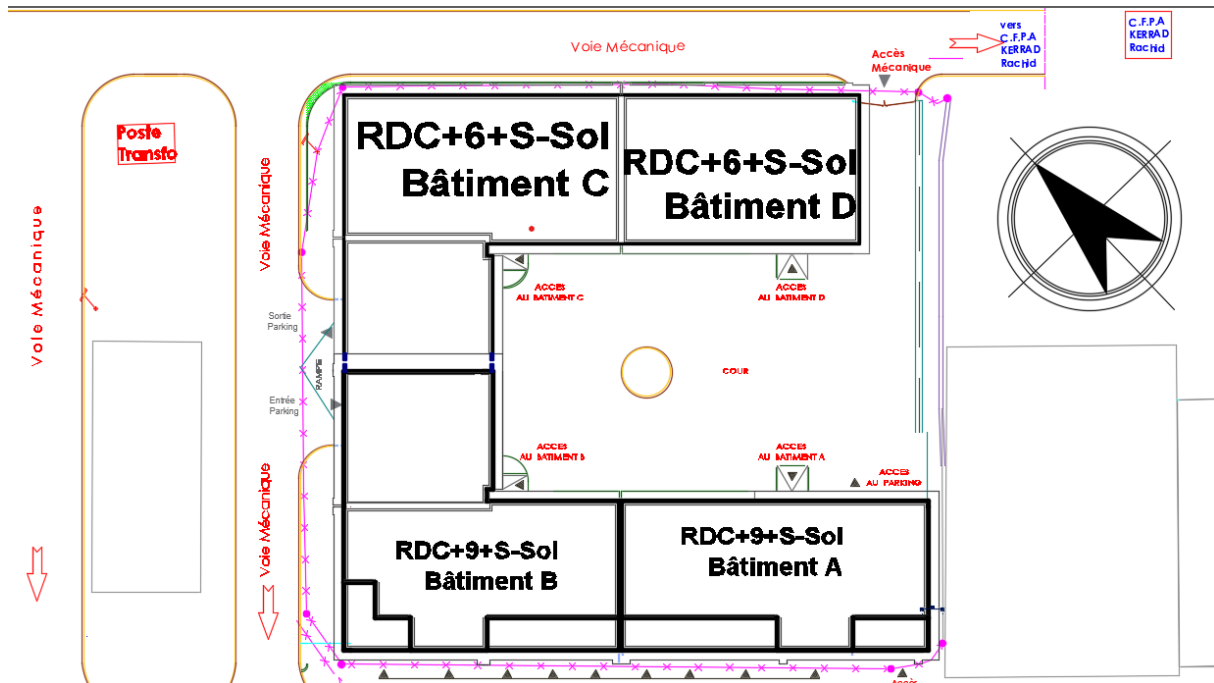


Figure I.2 : plan de masse.

II.3 Caractéristiques géométriques :

⇒ En plan :

- Longueur totale : 22,2 m.
- Largeur totale : 11,6 m.

⇒ En élévation :

- Hauteur totale : 30,6 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0,6 m.
- Hauteur d'étage courant : 3,06 m.
- Hauteur du RDC : 3,06 m.
- Hauteur du sous-sol est : 4,10 m.

II.3.1 Propriétés mécaniques du sol :

L'étude géotechnique du site a révélé les caractéristiques suivantes du sol :

- Le site se trouve dans une zone piémont avec une légère pente vers le sud.
- Le sol se compose d'une formation marneuse sous-jacente à la région, surmontée par une couche épaisse d'argile marneuse.
- Les sondages au pénétromètre dynamique indiquent que le sol présente globalement des résistances moyennes à bonnes.
- L'essai Pressiométrique a montré de bonnes résistances du sol jusqu'au substratum marneux, classant le site comme de type S2 (sol ferme).
- Les caractéristiques de cisaillement du sol démontrent une cohésion et un frottement assez bons.
- Les essais de compressibilité à l'œdomètre indiquent que le sol en place est peu compressible et peu gonflant.
- L'analyse granulométrique révèle une prédominance de la fraction fine, classant le sol comme des limons très plastiques.
- La contrainte admissible du sol sous le niveau des fondations est d'environ 2 bars.
- Les caractéristiques intrinsèques du sol pertinentes pour la conception des murs de soutènement sont les suivantes :
 - Masse volumique humide : 2,10 t/m³
 - Cohésion (sol non consolidé non drainé) : 0,78 bars
 - Angle de frottement interne : 27,68 degrés.

Selon les conclusions du laboratoire, les fondations appropriées pour le projet, compte tenu du contexte géomorphologique du terrain, sont des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 1,00 m par rapport au niveau fini des terrassements.

II.3.2 Règlements utilisés et normes de conception :

La conception d'un bâtiment est encadrée par plusieurs règlements et normes. Voici une liste des règlements et normes clés qui sont utilisés dans le domaine du génie civil en Algérie :

1. **RPA 99 (version 2003)** : Les Règles Parasismiques Algériennes, qui définissent les normes pour la conception parasismique des structures en Algérie, garantissant leur résistance aux séismes.
2. **CBA 93** : Le Code de Béton Armé Algérien, qui spécifie les exigences pour la conception et la construction en béton armé, couvrant les différentes phases du projet, de la planification à la réalisation.
3. **BAEL 91 modifiée 99** : Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites, offrant des directives précises pour la conception structurale.
4. **DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges)** : Ce document technique réglementaire fournit des directives concernant les charges et surcharges à prendre en compte lors de la conception et de la construction, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité des ouvrages.

L'utilisation de ces règlements et normes assure la conformité du projet aux exigences nationales en matière de sécurité, de qualité, et de durabilité dans le secteur du bâtiment en Algérie.

III. Éléments constituant l'ouvrage :

Ossature Mixte : L'ossature mixte est la structure porteuse du bâtiment, généralement composée de poteaux et de voile en béton. Son rôle est de supporter les charges verticales et horizontales, assurant ainsi la stabilité de l'ensemble de la construction.

- **Voiles en béton armé :** Ces voiles sont agencés dans les deux directions, transversale et longitudinale, et servent de système de contreventement. Ils garantissent la rigidité et la stabilité de l'ensemble de la structure.
- **Les planchers :** sont des éléments horizontaux essentiels dans la structure, servent à diviser les niveaux de l'ouvrage. Ils sont constitués de corps creux combinés à une dalle de compression. Leur rôle principal est de garantir la transmission efficace des charges verticales aux éléments porteurs de la structure, tels que les poutres, les poteaux ou les voiles.

Il existe deux types principaux de planchers : les planchers en corps creux et les dalles pleines, couramment utilisées pour des éléments tels que les balcons ou les dalles d'ascenseur.

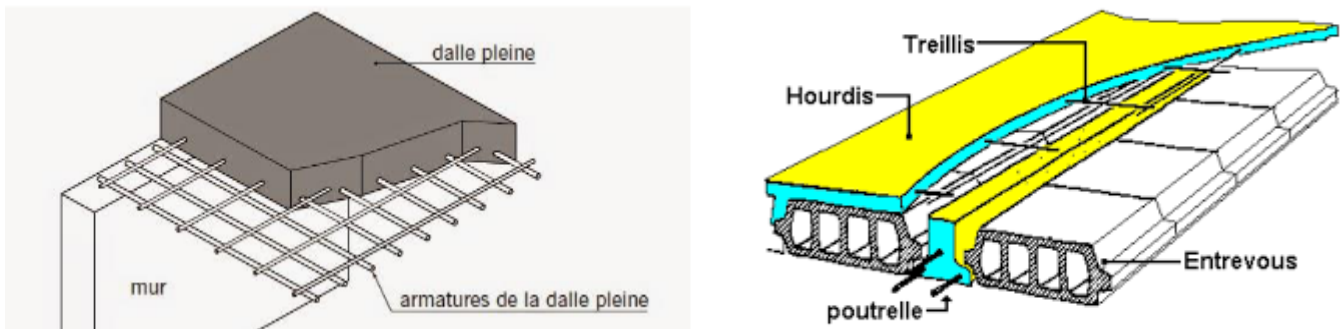


Figure 1.3 : Planchers dalle pleine et en corps creux.

- **L'acrotère** est constitué d'un élément en béton armé qui est coulé sur place. En plus de ses fonctions d'étanchéité et de protection contre le vent, il peut également agir en tant que dispositif de sécurité en servant de garde-corps pour empêcher les chutes depuis le toit.
- **L'escalier** est une structure composée de marches et de paliers, ayant pour fonctions principales de connecter les niveaux distincts d'une construction et de résister aux charges appliquées conformément aux normes et critères de conception en vigueur. Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

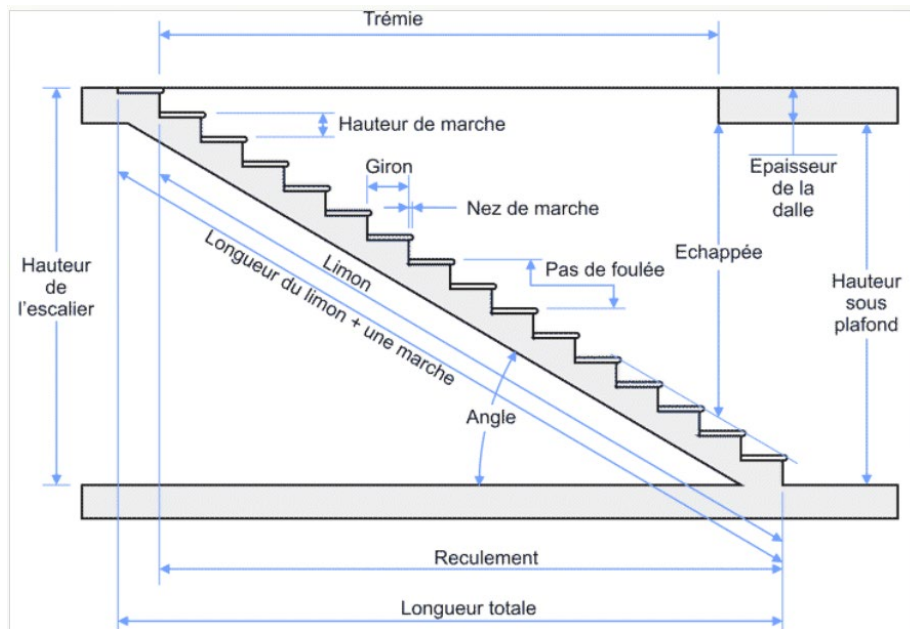


Figure I.4 : Caractéristiques d'un escalier droit.

- **Porte-à-faux** représente une projection d'une structure qui s'étend sans support visible en dessous. Il s'agit de surfaces renforcées, conçues en utilisant des éléments en corps creux. Cependant, une conception minutieuse est nécessaire pour garantir la stabilité de cette extension.

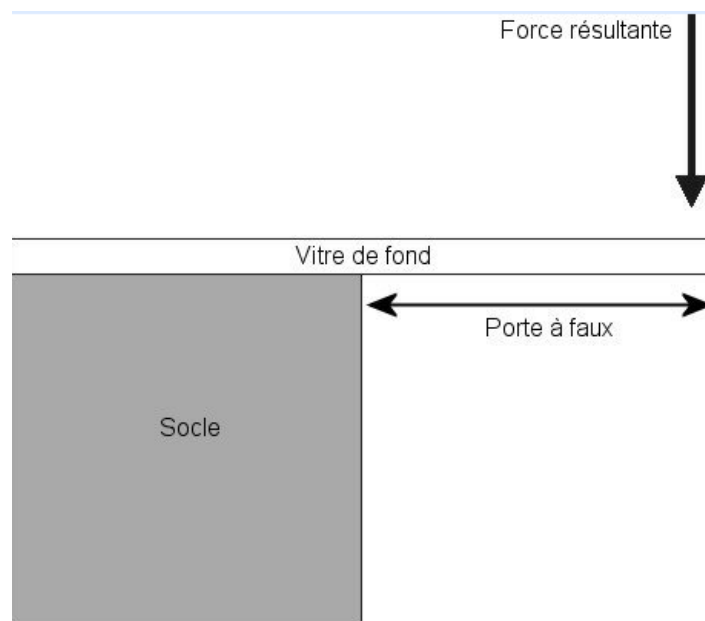


Figure I.5 : Caractéristiques d'un Porte-à-faux.

- **Ascenseurs** sont des équipements de transport vertical essentiels dans les bâtiments à plusieurs niveaux. Ils doivent être dimensionnés pour transporter en toute sécurité les occupants et les charges dans tout le bâtiment.

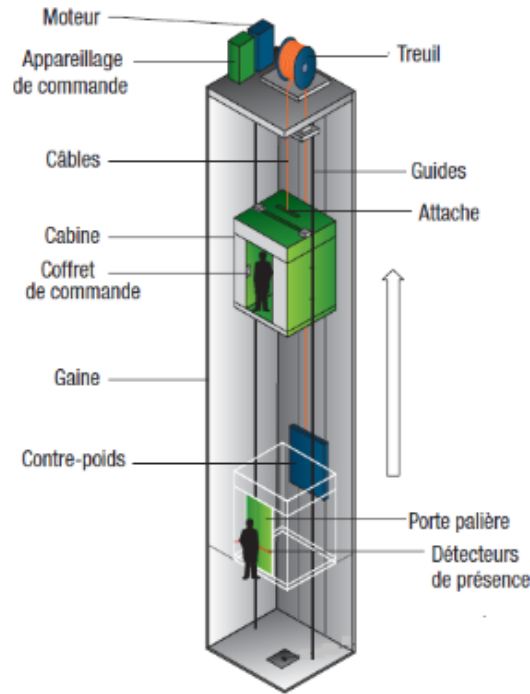


Figure I.6 : Caractéristiques d'un Ascenseur.

- **Voiles** : Les voiles sont des murs verticaux porteurs qui soutiennent les charges latérales, comme le vent ou les séismes. Ils contribuent à la stabilité globale du bâtiment.
- **La maçonnerie** : est la construction de murs à partir de briques, de pierres ou de blocs de béton. Elle peut être utilisée pour des murs porteurs ou décoratifs, offrant une grande flexibilité de conception.
 - ⇒ **Les murs extérieurs** : Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses (de 10cm et 15 d'épaisseur), séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
 - ⇒ **Les murs intérieurs** : Ils seront réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

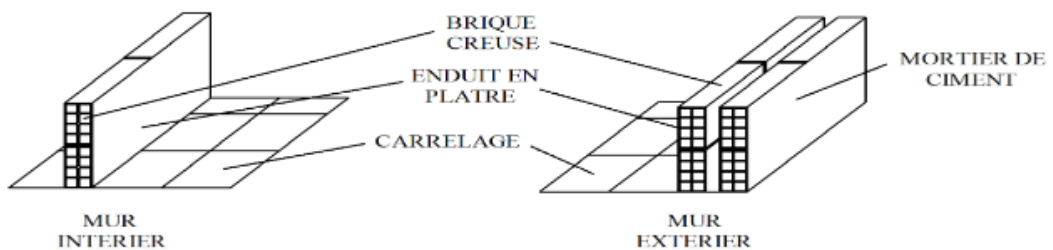


Figure I.7 : Maçonnerie.

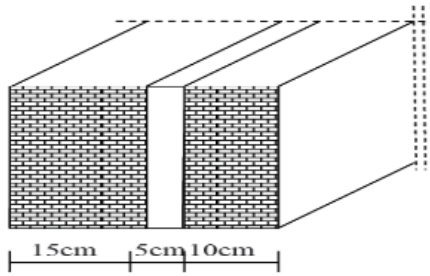


Figure I.8 : Mur en double cloisons.

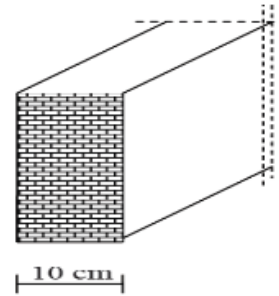


Figure I.9 : Mur simple

- **Revêtements** : Les revêtements prévus pour cet ouvrage sont les suivants :
 - ⇒ Des enduits en ciment d'une épaisseur de 1,5 cm seront appliqués sur les murs extérieurs.
 - ⇒ Pour tous les murs intérieurs ainsi que les plafonds des cuisines, salles de bains, WC et balcons, des enduits en ciment d'une épaisseur de 1,5 cm seront utilisés.
 - ⇒ Les murs intérieurs des chambres, des salles de séjour et des couloirs seront revêtus d'enduits en plâtre d'une épaisseur de 2 cm.
 - ⇒ Les planchers courants, les balcons et les escaliers seront recouverts de carrelage.
 - ⇒ Les sanitaires et une partie de la cuisine seront équipés de céramique.

Ces choix de revêtements sont adaptés aux besoins spécifiques de chaque zone de l'ouvrage, en tenant compte à la fois de l'esthétique et de la fonctionnalité.

- **Enduits** : Les enduits sont des couches de matériaux appliquées sur les surfaces pour les protéger, les isoler ou les rendre esthétiquement plus agréables.
- **Les fondations** : sont un élément fondamental situé à la base de la structure, ayant pour rôle la transmission des charges et des surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs tels que la nature du sol, l'emplacement et l'importance de la structure. On peut distinguer trois principaux types de fondations : superficielles, profondes et semi-profondes. Chacun de ces types est sélectionné en fonction des caractéristiques spécifiques du projet et des conditions géotechniques du site.

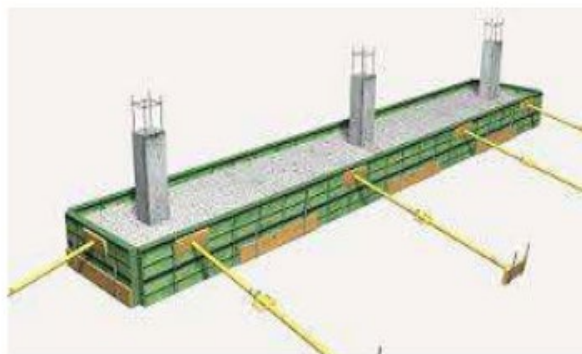
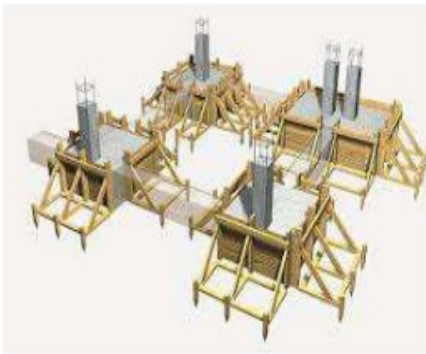
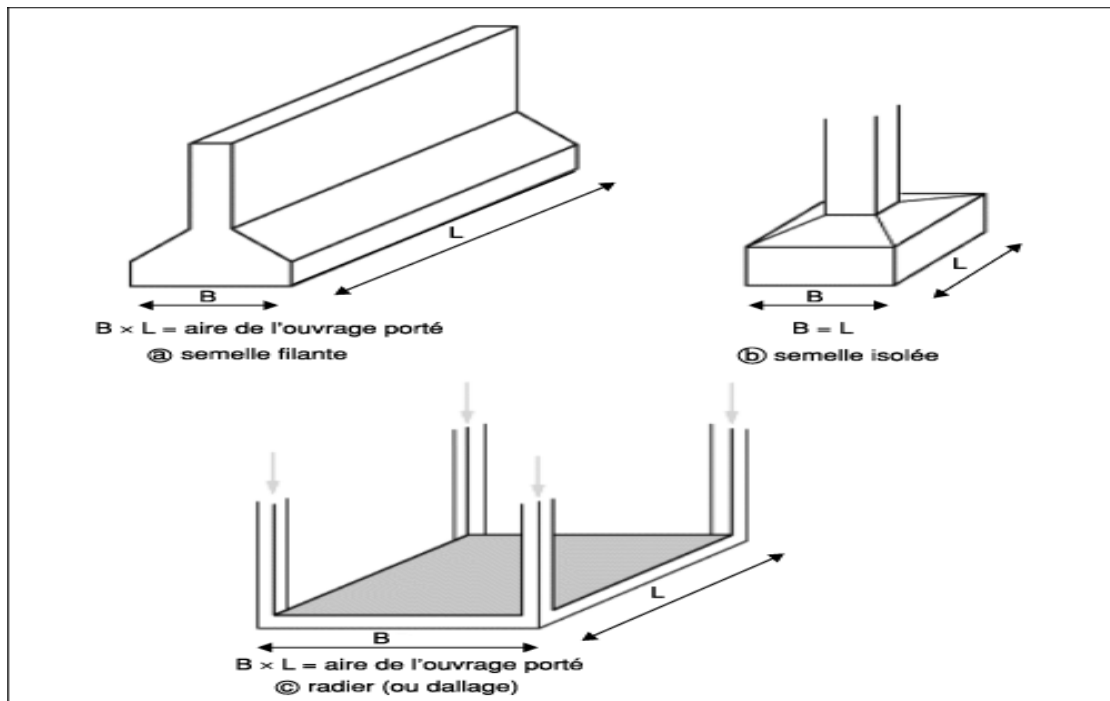


Figure I.10 : Les types de fondations.

IV. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

V.1 Introduction :

Les matériaux de construction sont essentiels pour la résistance des bâtiments aux séismes. Leur choix est souvent basé sur des compromis tels que le coût, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre. Cependant, la résistance mécanique devient critique pour les structures de grande envergure.

Dans notre projet, nous ferons usage de deux matériaux fondamentaux, à savoir le béton et l'acier, qui doivent être en conformité avec les normes parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi qu'avec les normes de conception en béton armé aux états limites (BAEL 91 modifiée en 1999).

Béton : Le béton est un matériau de construction composite largement utilisé, constitué de ciment, d'eau, de granulats et éventuellement d'adjuvants. Il est reconnu pour sa résistance, sa durabilité, sa facilité de mise en forme et sa polyvalence.

- **Le dosage du béton :** implique la détermination des proportions des composants, tels que le ciment, l'eau, les granulats, et éventuellement les adjuvants, dans le mélange. Il est crucial pour garantir la résistance et la durabilité du béton.

V.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

a. Résistance à la compression (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifié 99) :

La résistance caractéristique à la compression du béton, notée [f_{c28}], est déterminée après 28 jours de durcissement par des essais sur des échantillons normalisés de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Cette valeur, exprimée en (MPa), mesure la capacité du béton à résister à des forces de compression. Elle est cruciale pour assurer la sécurité et la durabilité des structures en béton, et elle est déterminée conformément à l'Art A.2.1.11 du BAEL 91 (modifié en 99) en utilisant des échantillons représentatifs. La résistance à la compression évolue avec l'âge du béton et joue un rôle central dans la conception et la vérification des structures en béton armé pour garantir leur conformité aux normes de sécurité et de performance requises.

La résistance du béton augmente avec le temps :

- À 1 jour, le béton atteint environ 15 % de sa résistance
- À 3 jours, il atteint environ 50 % de sa résistance.
- À 7 jours, il atteint environ 70 % de sa résistance.
- À 14 jours, il atteint environ 80 % de sa résistance.
- À 21 jours, il atteint environ 90 % de sa résistance.
- À 28 jours, il atteint environ 99 % de sa résistance.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours.}$$

⇒ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

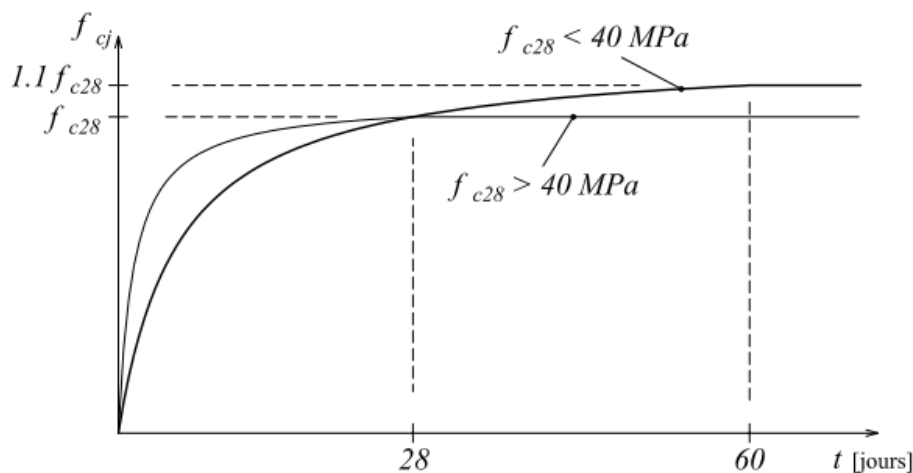


Figure I.11 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b. Résistance à la traction (Art A.2.1,12 BAEL91 modifié 99) :

La résistance à la traction mesure la capacité d'un matériau, comme le béton, à résister aux forces de traction qui cherchent à le séparer ou le fissurer. L'Art A2.112 du BAEL91 (modifié en 99) fournit des directives pour évaluer cette résistance. Le béton a généralement une résistance à la traction bien plus faible que sa résistance à la compression, ce qui nécessite l'ajout d'armatures en acier dans la conception de structures en béton armé pour renforcer cette propriété et assurer la sécurité des ouvrages.

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

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

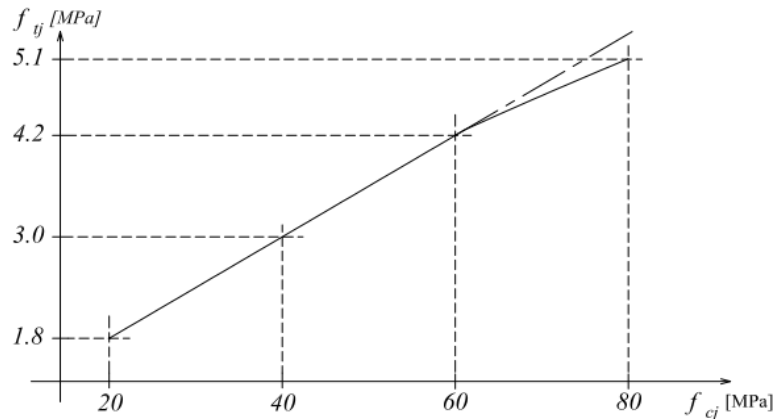


Figure I.12 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de sa résistance à la Compression f_{cj} .

c. Les modules de déformation longitudinale :

Les modules de déformation longitudinale du béton sont des propriétés mécaniques qui mesurent comment le béton réagit à la déformation dans sa direction principale. Ils sont essentiels pour concevoir des structures en béton. Les principaux modules comprennent :

1. Module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa} \quad (\text{Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifiés 99}).$$

2. Le module de déformation différée du béton

Lorsque l'on prend en compte un chargement d'une longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$: $E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa}$.

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ Mpa} .$$

3. Module de déformation transversale du béton :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec : E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

- ⇒ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.
- ⇒ $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

4. Coefficient de Poisson (ν) :

Il mesure la déformation latérale du béton sous contrainte longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/L} \quad (\text{Art : A.2.18.B.A.E.L 91})$$

Avec : $\Delta a/a$: déformation relative transversale

$\Delta L/L$: déformation relative longitudinale

- ⇒ E.L.U : $\nu = 0$ calcul des sollicitations.
- ⇒ E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations.

d. Les contraintes limites du béton :

Les états limites (EL) sont des conditions ou des critères de conception qui définissent les limites de sécurité et de performance d'une structure ou d'un système. Ils sont utilisés pour garantir que les structures et les composants répondent à des normes de sécurité en vigueur.

• État limite ultime (ELU) :

Il concerne la capacité de la structure à résister à des charges extrêmes, telles que les séismes, les vents violents ou les charges accidentelles. Les ELU visent à éviter l'effondrement complet de la structure.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton s'écrit :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art.A.4.3.41})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b = 1.5$ Situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

θ : coefficient dépend de la durée d'application des charges.

$\theta = 1$ pour $t > 24$ h.

$\theta = 0,9$ pour $1 < t < 24$ h.

$\theta = 0,85$ pour $t < 1$ h.

- ⇒ **Cas courant** : $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1,5$, $f_{bc} = 14,2$ MPa.
- ⇒ **Cas accidentel** : $\theta = 0,85$ et $\gamma_b = 1,15$, $f_{bc} = 21,74$ MPa.

Diagramme Contraintes – Déformations du béton :

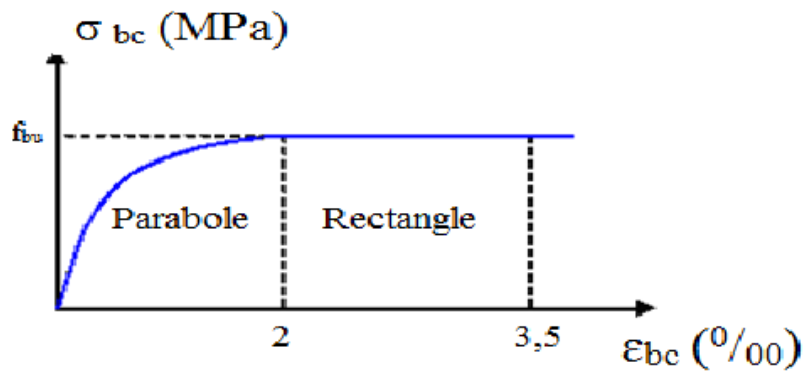


Figure I.13 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.

- **État limite de service (ELS) :**

Il concerne la performance à long terme d'une structure sous des charges normales, telles que les charges de vent, de neige, de trafic, etc. Les ELS visent à garantir que la structure reste fonctionnelle et durable pendant toute sa durée de vie.

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

On prend : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Diagramme des contrainte-déformations du béton

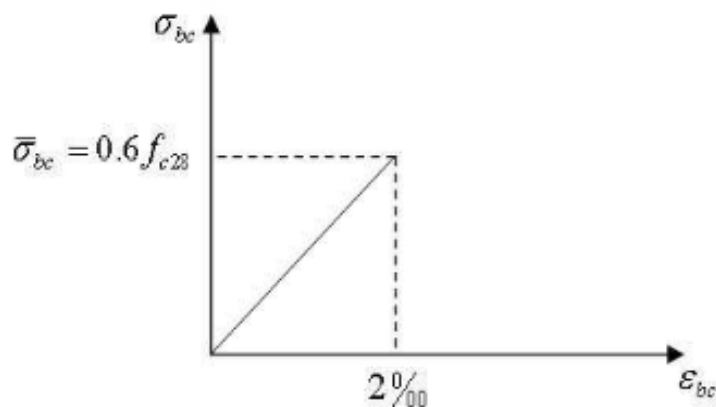


Figure I.14 : Diagramme des σ - ϵ du béton à l'ELS.

Contrainte tangente conventionnelle (Art : A.5.1 BAEL 91) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec : τ_u : l'effort tranchant à ELU.

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile (0,9 h position d'aciers tendus).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

⇒ Cas de fissurations peu nuisibles : $\tau_u = \min \{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$

⇒ Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciables : $\tau_u = \min \{0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$

V.3 L'acier :

L'acier est un matériau de construction largement utilisé en génie civil en raison de ses excellentes propriétés mécaniques, notamment sa résistance à la traction, sa ductilité et sa durabilité. Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Notation	Limite d'élasticité	Coefficient de Fissuration η	Coefficient de cisaillement
Treillis soudés TLE520	520	1,3	1
Haute adhérence FeE400	400	1,6	1,5

Tableau I.1 : Principales caractéristiques des aciers.

a. Module d'élasticité longitudinale : (A.2.2 ,1/BAEL91/ modifié99

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

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

b. Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

- **État Limite Ultime (ELU) de l'acier :**

L'ELU représente la contrainte maximale que l'acier peut supporter avant de subir une déformation permanente ou une rupture. Il est crucial pour la conception de structures résistantes à des charges extrêmes comme les séismes ou les vents violents.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : σ_{st} : Les contraintes admissibles d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité.

$\gamma_s = 1.15$ (situation courante)

$\gamma_s = 1.00$ (situation accidentelle)

Pour $f_e = 400$ MPa , $\overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa (s.courante).

$\sigma_{st} = 400$ MPa (accidentelle).

Diagramme Contraintes – Déformations de calcul de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

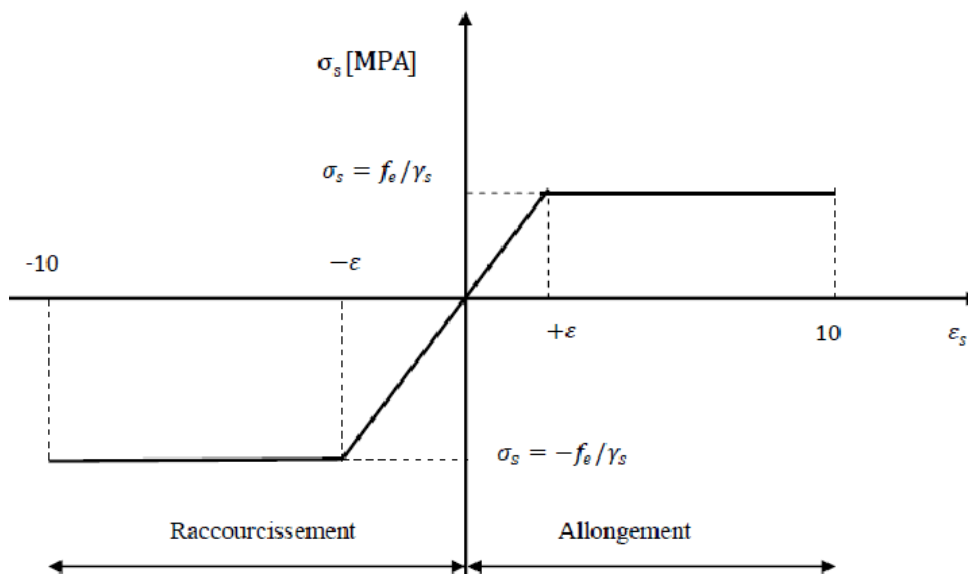


Figure I.15 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.

- **Etat limite de service « ELS » :**

L'ELS concerne la performance à long terme de l'acier sous des charges normales et quotidiennes. Il représente la contrainte maximale que l'acier peut supporter sans subir de déformations permanentes excessives ou de dommages à long terme.

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

- ⇒ **Cas 1** : fissuration peu préjudiciable (c'est le cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire) :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.2})$$

- ⇒ **Cas2** : fissuration préjudiciable (c'est le Cas des milieux exposés aux intempéries) :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.3})$$

- ⇒ **Cas 3** : fissuration très préjudiciable (le cas des milieux agressifs) :

$$\sigma_{st} = \min(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.4})$$

Avec : f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

η = Coefficient de fissuration :

$\eta = 1,6$ pour les HA de $\varnothing > 6$ mm,

$\eta = 1,3$ pour les HA de $\varnothing < 6$ mm,

$\eta = 1$ pour les RL.

c. Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓ $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✓ $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

d. Les actions et sollicitations :

Les actions sont des forces appliquées directement à une construction. Elles peuvent être soit directes, comprenant les actions permanentes, les actions variables d'exploitation, les actions climatiques et les actions accidentelles. Soit indirectes, elles résultent d'effets tels que le retrait et le fluage du béton, les variations de température et les tassements, provoquant des contraintes et des déformations dans la structure. L'analyse des actions est fondamentale pour concevoir des structures résistantes et durables.

Les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

- Poids propre de la structure.
- Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
- Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

Les actions variables « Q »:

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

Les actions accidentelles « Fa »:

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que :

- Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.
- Explosion (gaz, bombes...)
- Séisme.

Conclusion :

Dans cette partie, nous avons identifié les différents éléments qui composent notre structure ainsi que les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons, en tenant compte des normes et réglementations en vigueur, notamment le BAEL91 modifié en 1999 et le Règlement Parasismique Algérien (RPA), pour garantir la conformité et la sécurité de notre projet. Nous passons maintenant au deuxième chapitre, qui concerne le pré-dimensionnement de ces éléments constitutifs de notre ouvrage.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape initiale cruciale dans la conception d'une structure. Il implique de déterminer approximativement les dimensions des éléments en respectant toutes les règles de conception et de calcul en vigueur.

Cette démarche préliminaire aide à établir les dimensions des éléments structuraux comme les poutres, les poteaux et plancher....., tout en se référant aux recommandations des règles (BAEL91) et (RPA99/V2003).

II.1 Pré dimensionnement des éléments :

II.1.1 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de soutien essentiels dans les structures. Leur rôle principal est de supporter les charges verticales, comme celles provenant des planchers, poutres, et toits, et de les transférer vers les fondations. Fabriqués à partir de divers matériaux, ils garantissent la stabilité de la structure tout en respectant les normes de sécurité et de durabilité requises pour chaque projet.

Leur pré dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de ces charges. La section de poteau est donnée par la formule suivante :

$$\rightarrow S \geq \frac{N_s}{0,6 \times f_{c28}} \quad \text{avec : } N_s = G + Q \text{ (en tenant compte de la dégression de charges)}$$

N_s : effort normal de compression repris par le poteau.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ KN /cm}^2$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

Remarque :

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA qui est supérieure ou égale à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ dans notre cas.

II.1.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont conçues pour supporter des charges perpendiculaires à leur longueur, jouant un rôle clé dans la répartition des charges des étages, des toits et d'autres parties d'une construction vers les supports comme les poteaux et les murs. Elles sont dimensionnées pour résister à la flexion, au cisaillement, et d'autres forces, tout en maintenant la stabilité et la solidité globale de la structure, en conformité avec les règles telles que le BAEL91 modifié en 99 et vérifiées selon le RPA version 2003, notamment par la Condition de la flèche (Art 7.5.1).

Il est donné comme suit :

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} < h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

➤ **Largeur b :**

$$0,4 h < b \leq 0,7 h$$

Avec : b : La largeur de la poutre.

h : la hauteur totale de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (Art 7.5.1 RPA99/VERSION 2003)

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

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

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

$$\Rightarrow b_{max} \leq 1,5 h + b_1$$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

a. Poutres principales « PP » (sens longitudinal) :

Les poutres principales servent de colonne vertébrale structurelle, supportant et distribuant les charges essentielles au sein de la construction sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles), garantissant ainsi sa résistance et sa stabilité.

En zone IIa le minimum coffrage des poteaux : (25x25) cm².

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} < h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : $L_{max} = 550 - 25 = 525$ cm.

$$35 \leq h \leq 52,5$$

$$18 \leq b \leq 31,5$$

La section des poutres principales est : b x h = 30 x 45 (cm²)

b. Poutres secondaires « PS » (sens transversal) :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles c'est de transmettre les efforts aux poutres principales.

Avec : $L_{\max} = 550 - 25 = 525$ cm.

$$35 \leq h \leq 52,5$$

$$18 \leq b \leq 31,5$$

La section des poutres secondaires est : $b \times h = 30 \times 45$ (cm²).

c. Poutres palière « PPAL » :

$$35 \leq h \leq 52,5$$

$$18 \leq b \leq 31,5$$

La section des poutres palières est : $b \times h = 25 \times 40$ (cm²).

d. Poutres de chaînage « PC » :

$$35 \leq h \leq 52,5$$

$$18 \leq b \leq 31,5$$

La section des poutres principales est : $b \times h = 30 \times 45$ (cm²).

Vérification des conditions du RPA :

Conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutres palière	Poutres de chaînage	Vérfications
$h \geq 30$ cm	45	45	40	45	Vérfiée
$b \geq 20$ cm	30	30	25	30	Vérfiée
$h/b \leq 4$	1,5	1,5	1,6	1,5	Vérfiée

Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions exigées par le RPA.

Conclusion :

Les conditions imposées par le RPA sont vérifiées donc les sections adoptées sont :

=> Poutres principales (30x45) cm².

=> Poutres secondaires (30x45) cm².

=> Poutre de chaînage (30x45) cm².

=> Poutre palière (25x40) cm².

II.1.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le RPA 99/modifié 2003, Art [7.7.1] ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante : $L \geq 4a$

Avec :

a : épaisseur du voile.

L : portée minimal du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm ($a \geq 15\text{cm}$), elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions e de rigidité aux extrémités.

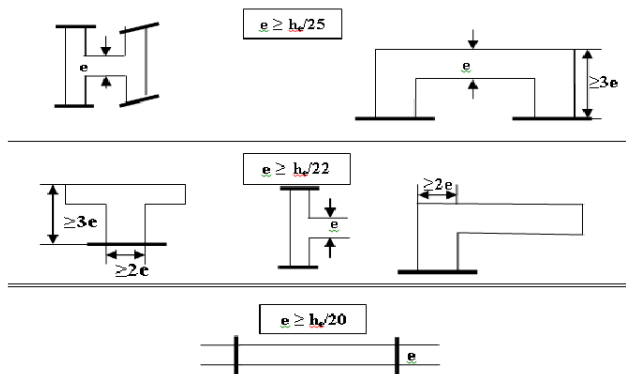


Figure II.1 : Coupe de voile en Plan.

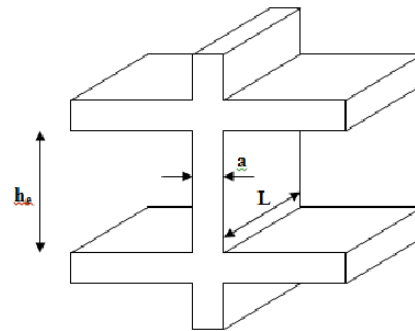


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation.

Dans notre projet, on choisit le cas le plus défavorable qui est : $a \geq \frac{h_e}{20}$

Avec : $h_e = h - e_p$ où e_p est la hauteur du plancher = 25 cm.

Cas : voile linéaire $a \geq \frac{h_e}{20}$

	Sous-sols	Les étages courants
H(cm)	410	306
e_p (cm)	25	25
h_e (cm)	386	282
a(cm)	19,3	14,1

Tableau II-2 : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage.

On opte pour des voiles d'épaisseur : $e = 20$ cm.

⇒ Vérification des conditions du RPA :

La longueur minimale L_{\min} du voile devra satisfaire la condition : $L_{\min} \geq 4a$

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Avec : L_{\min} : Largeur du voile.

e : Epaisseur du voile.

Conclusion :

On opte pour une épaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

II.1.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS EN CORPS CREUX :

Les planchers en corps creux se composent d'éléments creux, tels que des briques ou des éléments préfabriqués en béton. Ils supportent les charges et renforcent la stabilité de la structure, tout en permettant le passage de câbles et de tuyauteries. De plus, ils améliorent l'isolation thermique et acoustique tout en réduisant le poids total de la construction.

Les constituants principaux d'un plancher en corps creux sont les suivants :

- **La chape de béton ou la dalle de compression** : Elle transfère les charges vers les nervures.
- **Les corps creux** : Ce sont des coffrages perdus qui améliorent l'isolation du plancher.
- **Les nervures** : Ce sont des éléments porteurs du plancher, reposant sur des poutres de part et d'autre. Elles sont coulées sur place et leurs dimensions sont liées à celles des corps creux.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \longrightarrow \text{B. 6. 8, 424 du BAEL 91}$$

Avec :

- h_t : hauteur totale du plancher.
- L_{\max} : Distance entre axes des poteaux : $L = 550 \text{ cm}$.
- b : Largeur du poteau, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99 (En zone IIa).

➤ Dans notre cas : $h_t \geq \frac{550}{22,5} = 24,44 \text{ cm}$

- ✓ On optera pour un plancher de $(20+5) = 25 \text{ cm}$
- ✓ Epaisseur du corps creux est de 20 cm
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression est de 5 cm.

Remarque : Les poutrelles sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes.

⇒ **Vérification de la sécurité contre l'incendie :**

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- ✓ Pour 1 heure de coupe-feu. $e \geq 7$ cm.
- ✓ Pour 2 heures de coupe-feu. $e \geq 11$ cm.
- ✓ Pour quatre heures de coup de feu $e \geq 17$ cm.

On a : $ht=24$ cm donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

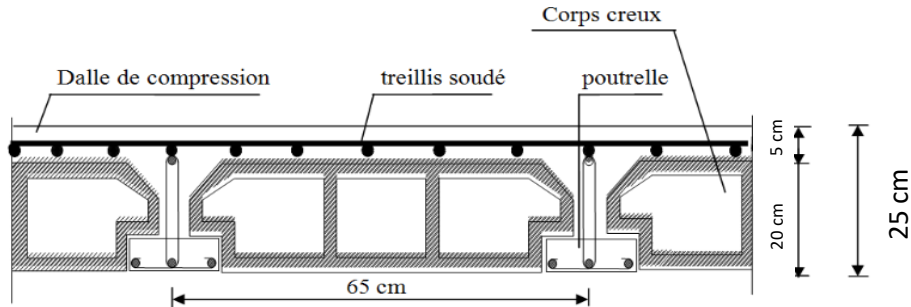


Figure II.3 : coupe transversale sur un plancher en corps

II.1.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS DES DALLE PLEINE :

Leurs pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par le règlement :

✓ **Résistance au feu (CBA93) :**

- $e \geq 7$ cm Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.

✓ **L'isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

✓ **Critère de résistance à la flexion (CBA93) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow L_x: \text{ la plus petite portée du panneau sollicité.} \\ \Rightarrow L_y: \text{ la plus grande portée du panneau sollicité.} \end{array} \right.$$

Si $\rho > 0,4$ → la dalle porte sur un seul sens : Panneau isolé $ep \geq \frac{L_x}{20}$
 Panneau continu $ep \geq \frac{L_x}{25}$

Si $0,4 < \rho < 1$ → la dalle porte sur deux sens : Panneau isolé $ep \geq \frac{L_x}{30}$
 Panneau continu $ep \geq \frac{L_x}{40}$

Dalle autour de la cage d'ascenseur :

On a :

$L_x = 180 \text{ cm}$; $L_y = 200 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{200} = 0,9 \longrightarrow 0,4 < 0,9 < 1 : \text{la dalle porte sur deux sens}$$

Donc : $ep \geq \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6\text{cm.}$

Conclusion :

On prendra une épaisseur de 15cm.

II.2 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

➤ **Charges permanentes :**

On a la charge $G = \rho \times e$

ρ : c'est le poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

Les planchers :

1. Plancher terrasse accessible :

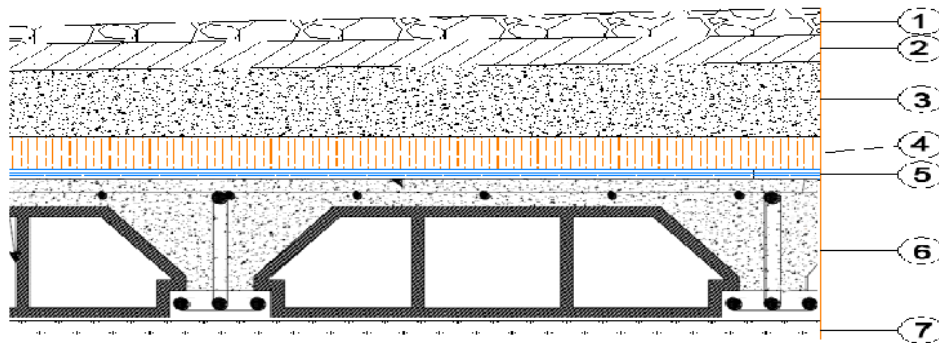


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse.

ELEMENTS	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	La Charge(KN/m^2)
1.Couche de gravier	0,04	20	0,8
2.Etanchiété multicouche	0,02	6	0,12
3.Beton en forme de pente	0,1	22	2,2
4.Feuille de polyane (par vapeur)	0,01	1	0,01
5.Isolation thermique (liège)	0,04	3	0,12
6.Plancher en corps creux	0,24	/	3,31
7.Enduits de plâtre	0.02	10	0,2
			$G_T = 6,65$

Tableau II.3 : Plancher terrasse inaccessible en corps creux.

2. Plancher étages courants (corps creux) :

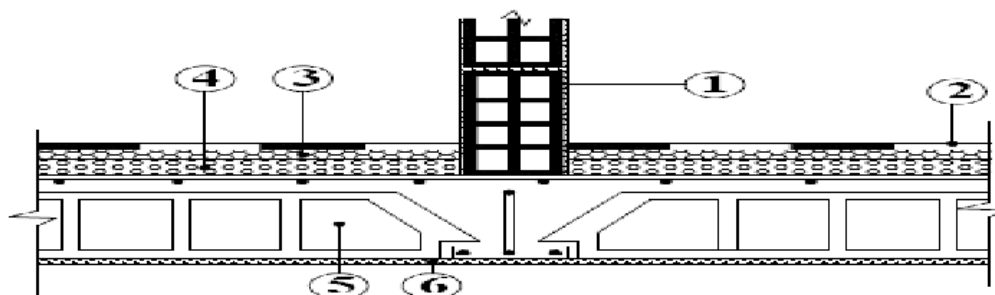


Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

ELEMENTS	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	La Charge(KN/m ²)
1.Revêtement en carrelage.	0,02	22	0,44
2.Mortier de pose.	0,02	20	0,4
3.Couche de sable.	0,02	18	0,36
4.Dalle en corps creux.	0,24	/	3,3
5.Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2
6.Cloison en brique de plâtre.	0,1	10	1
			G_T = 5,6

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.

3. Dalle pleine (balcon) :

ELEMENTS	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	La Charge(KN/m ²)
Revêtement en carrelage.	20	0,02	0,40
Mortier de pose.	20	0,02	0,40
Couche de sable.	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	10	0,02	0,36
Poids propre de la dalle	24	0,15	2,25
			G_T = 5,45

Tableau II.5 : Les charges permanentes revenant à la dalle pleine.

4. Maçonnerie :

⇒ Mur extérieur :

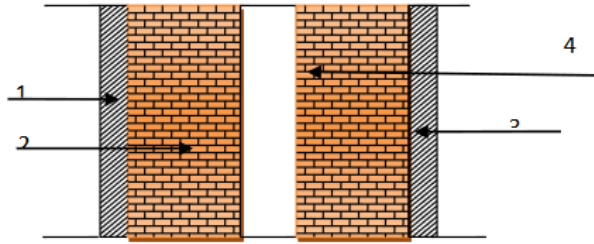


Figure II.6 : Coupe verticale du mur.

ELEMENTS	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	La Charge(KN/m^2)
1.Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
2.Briques creuses.	0,1	9	0,9
3.Lame d'aire.	0,05	/	0
4.Brique creuse.	0,1	9	0,9
5.Enduit plâtre.	0,02	10	0,2
			$G_T = 2,36$

Tableau II.6 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).

⇒ Mur intérieur :

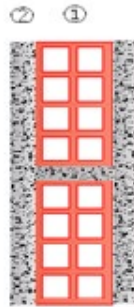


Figure II.7 : Mur intérieur.

ELEMENTS	Epaisseur (m)	La Charge(KN/m^2)
4.Brique creuse.	0,1	0,9
5.Enduit plâtre.	0,02 x 2	0,2x2
		$G_T = 2,36$

Tableau II.7 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur).

Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Éléments	Surcharges [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible.	1
Plancher d'étage courant.	1,5
Balcons.	3,5
Escalier.	2,5
Acrotère.	1

Tableau II.8 : récapitulatif des surcharges d'exploitations.

➤ Descente de charge :

1. Définition de la descente de charge :

La descente de charge, selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA) modifié en 1999, fait référence à pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

2. Calculs des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité)

✓ Section nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_n = (2,75 \times 2,4) + (2,75 \times 2,75) + (2,4 \times 2,4) + (2,4 \times 2,75)$$

$$S_n = 26,52 \text{ m}^2.$$

✓ Section brute :

$$S_b = (2,75 + 0,35 + 2,4) \times (2,4 + 0,35 + 2,75)$$

$$S_b = 30,25 \text{ m}^2.$$

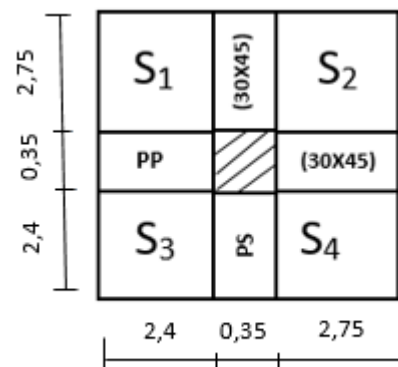


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau.

➤ Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :

1. Les planchers :

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S.$$

⇒ Plancher étage courant et RDC et le sous-sol : $P_c = 5,75 \times 26,52 = 152,49 \text{ kN}$.

⇒ Plancher terrasse : $P_t = G_t \times S = 6,8 \times 26,52 = 180,33 \text{ kN}$.

2. Les poutres :

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec : ρ : poids volumique du béton

L : longueur de la poutre

⇒ **Les poutres principales** : $P_{pp} = (0,30 \times 0,45 \times 25) \times (2,4 + 2,75) = 17,38 \text{ kN}$.

⇒ **Les poutres secondaires** : $P_{ps} = (0,30 \times 0,45 \times 25) \times (2,4 + 2,75) = 17,38 \text{ kN}$.

D'où le poids total : $P_{\text{tot}} = P_{pp} + P_{ps} = 34,76 \text{ kN}$.

3. Les poteaux :

$$P_{\text{poteaux}} = (S \times \rho) \times h_e.$$

Avec : S : section des poteaux en zone IIa $\geq 25 \text{ cm}$ (RPA 99/version 2003).

ρ : poids volumique du béton.

h_e : hauteur d'étage.

⇒ Poteau d'étage courant : $P_{p \text{ courant}} = (0,25 \times 0,25 \times 25) \times 3,06 = 4,80 \text{ kN}$.

⇒ Poteau de S/SOL : $P_{S/SOL} = (0,25 \times 0,25 \times 25) \times 4,10 = 6,40 \text{ kN}$.

Surcharge d'exploitation :

⇒ Etages courant : $Q \times S = 1,5 \times 29,7 = 44,55 \text{ kN}$.

⇒ Terrasse : $Q \times S = 1 \times 29,7 = 29,7 \text{ kN}$.

➤ **II.3.4 Loi de dégression des surcharges :**

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les plancher.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

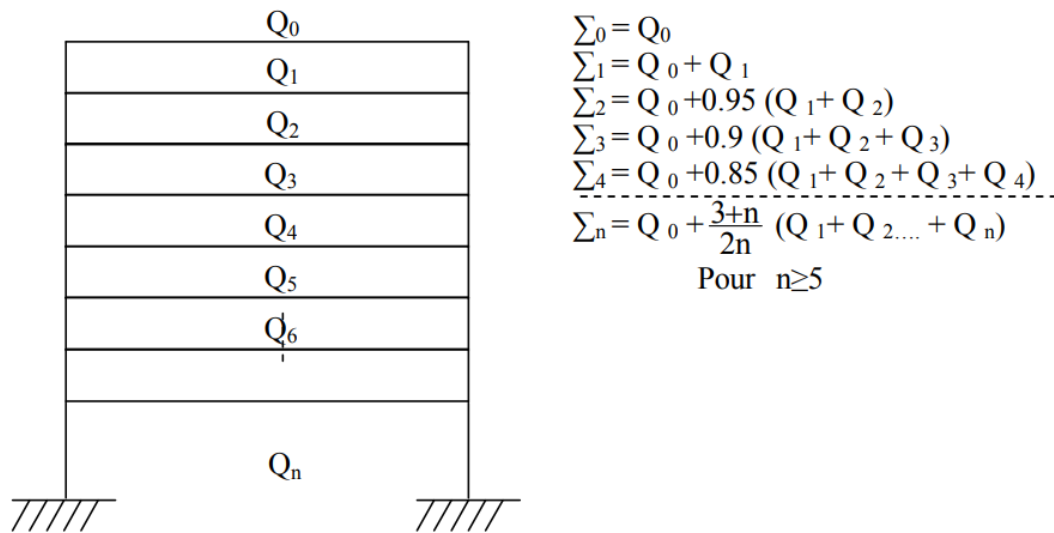


Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	Terrasse	9 ^{ème}	8 ^{ème}	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC	S/SOL
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65	0,63

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges.

Note : Le coefficient $(3 + n) / 2n$ étant valable pour $n \geq 5$.

➤ **Les Surcharges Cumulées :**

Niveaux	Opération
Terrasse	$Q_0 = 29,7 \text{ KN}$
9 ^{ème}	$Q_0 + Q_1 = 29,7 + 44,55 = 74,25 \text{ KN}$
8 ^{ème}	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 29,7 + 0,95(2 \times 44,55) = 114,34 \text{ KN}$
7 ^{ème}	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 29,7 + 0,9(3 \times 44,55) = 149,985 \text{ KN}$
6 ^{ème}	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 29,7 + 0,85(4 \times 44,55) = 181,17 \text{ KN}$
5 ^{ème}	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 29,7 + 0,8(5 \times 44,55) = 207,9 \text{ KN}$
4 ^{ème}	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 29,7 + 0,75(6 \times 44,55) = 230,175 \text{ KN}$
3 ^{ème}	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 29,7 + 0,71(7 \times 44,55) = 251,113 \text{ KN}$
2 ^{ème}	$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 29,7 + 0,68(8 \times 44,55) = 272,052 \text{ KN}$
1 ^{er}	$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 29,7 + 0,66(9 \times 44,55) = 294,327 \text{ KN}$
RDC	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 29,7 + 0,65(10 \times 44,55) = 319,275 \text{ KN}$
S/SOL	$Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 29,7 + 0,63(11 \times 44,55) = 338,431 \text{ KN}$

Tableau II.10 : Les surcharges cumulées.

➤ **Pré dimensionnement des poteaux :**

Remarque :

On a adopté pour les poteaux des sections supérieures à celles trouvées dans les calculs pour des raisons :

- ⇒ Une bonne répartition des aciers.
- ⇒ Eviter la rotule plastique dans les poteaux.

Niveaux	Charges Permanentes (KN)					Q (KN)		Effort Normal $N_s=G+Q$ (KN)	Section du Poteau cm^2	
	G_p	G_{pou}	G_{pot}	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cum}		$S \geq \frac{N_s}{0,6f_c28}$	Section adoptée
Terrasse	180,33	34,78	4,8	219,91	219,91	29,7	29,7	249,61	166,4	30X35
9^{ème}	152,49	34,78	4,8	192,07	411,98	44,55	74,25	486,24	324,16	30X35
8^{ème}	152,49	34,78	4,8	192,07	604,05	44,55	114,345	722,86	481,90	30X35
7^{ème}	152,49	34,78	4,8	192,07	796,12	44,55	149,985	959,48	639,65	35X40
6^{ème}	152,49	34,78	4,8	192,07	988,19	44,55	181,17	1196,1	797,4	35X40
5^{ème}	152,49	34,78	4,8	192,07	1180,26	44,55	207,90	1432,76	955,13	35X40
4^{ème}	152,49	34,78	4,8	192,07	1372,33	44,55	230,175	1669,34	1112,89	40X45
3^{ème}	152,49	34,78	4,8	192,07	1564,40	44,55	251,1135	1905,96	1270,64	40X45
2^{ème}	152,49	34,78	4,8	192,07	1756,471	44,55	272,052	2142,58	1428,33	40X45
1^{er}	152,49	34,78	4,8	192,07	1948,54	44,55	294,327	2379,2	1586,13	45X50
RDC	152,49	34,78	4,8	192,07	2140,61	44,55	319,275	2615,82	1743,88	45X50
S/SOL	152,49	34,78	6,4	193,37	2333,98	44,55	338,431	2854,04	1902,69	45X50

Tableau II.11 : Détermination des charges et surcharges.

Remarque :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme 21 Mai à Boumerdes, il est recommandé de concevoir des poteaux fort est des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour éviter la rotule plastique).

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de :

- Respecter les recommandations des experts.
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

Note :

Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

➤ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :**

[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ \implies en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ \implies en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$.

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) = 30 \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 = 0,25 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0,85$	Condition vérifiée
35x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) = 35 \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 = 0,25 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0,875$	Condition vérifiée
40x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) = 40 \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 = 0,25 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0,88$	Condition vérifiée
45x50	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) = 45 \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 = 0,25 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0,9$	Condition vérifiée
45x50 RDC	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) = 45 \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 410 / 20 = 20,5$	Condition vérifiée
	$1/4 = 0,25 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0,9$	Condition vérifiée

Tableau II.12 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Conclusion : Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

➤ Vérification de la condition de non flambement des poteaux (CBA art B.8.3) :

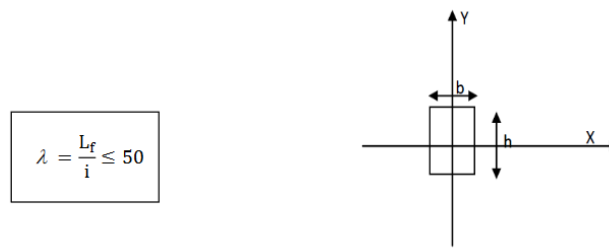


Figure II.10 : coupe de poteau.

Avec : L_f : Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$

i : Rayon de giration $\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

L_0 : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$.

I : Moment d'inertie du poteau $i_{yy} = \frac{hb^3}{12}$ et $i_{xx} = \frac{bh^3}{12}$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad \text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b}$$

4. Vérification du flambement pour tous les poteaux :

Niveau	Poteau	Diamètre (cm)	I_{\min} (Cm ⁴)	Section (Cm ²)	i_{\min} (Cm ⁴)	L_0 (cm)	λ	$\lambda \leq 50$
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	Rectangulaire	30x35	10718,5	1050	10,103	306	24,73	Cv
5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme}	Rectangulaire	35x40	186666,66	1400	11,547	306	21,20	Cv
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme}	Rectangulaire	40x45	303750	1800	12,990	306	18,55	Cv
RDC et 1 ^{er}	Rectangulaire	45x50	468750	2250	14,433	306	16,48	Cv
s/sol	Rectangulaire	45x50	468750	2250	14,433	410	22,09	Cv

Tableau II.13 : Vérifications au flambement.

La condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux, et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Hauteur de plancher en corps creux : $h_t = 20+4=24$ cm.
- ✓ Epaisseur de dalle pleine : $e= 15$ cm
- ✓ Epaisseur des voiles : $e_p = 20$ cm
- ✓ Dalle en corps creux : $20+4=24$ cm.
- Sections des poutres :
 - ✓ Poutres principales : (30×45) cm².
 - ✓ Poutres secondaires : (30×45) cm².
 - ✓ Poutre palière (25×40) cm².
 - ✓ Poutre de chaînage (30×45) cm².
- Sections des poteaux :
 - ✓ Poteaux s/sol : (45×50) cm².
 - ✓ Poteaux RDC, 1er étage : (45×50) cm².
 - ✓ Poteaux 2ème, 3ème et 4ème étage : (40×45) cm².
 - ✓ Poteaux 5ème, 5ème, 7ème étage: (35×40) cm².
 - ✓ Poteaux 8ème, 9ème étage: (35×40) cm².

Remarque :

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui vont suivre.

CHAPITRE III : Calcul des éléments

III. Introduction :

Les éléments non structuraux sont les composants d'une construction qui ne contribuent pas directement à sa résistance et à sa stabilité. Ils englobent des éléments tels que l'acrotère, salle machine, plancher, etc. Bien qu'ils ne participent pas à la résistance structurale, ils doivent être pris en compte dans la conception et l'analyse pour garantir la sécurité globale du bâtiment, notamment en cas de séisme.

III.1 Calcul de l'Acrotère :

III.1.1. Définition :

L'acrotère, dans le contexte de la construction, désigne une structure ou un élément architectural qui dépasse le bord du toit plat d'un bâtiment. Son rôle principal va au-delà de l'esthétique, car il contribue à l'étanchéité et à l'isolation du toit plat en empêchant l'infiltration d'eau tout en prolongeant la durée de vie du revêtement extérieur du bâtiment.

III.1.2. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.1.3. Dimensionnement :

- La surface = $0,0685 \text{ m}^2$.

$$S = (0,6 \times 0,10) + (0,10 \times 0,07) + \left(\frac{0,1 \times 0,03}{2}\right) = 0,0685 \text{ m}^2$$
- Poids propre de l'acrotère :
 $G = \rho \times S = 25 \times 0,0685 = 1,712 \text{ KN/ml}$.
 Avec : ρ : masse volumique du béton.
 S : section longitudinale de l'acrotère.

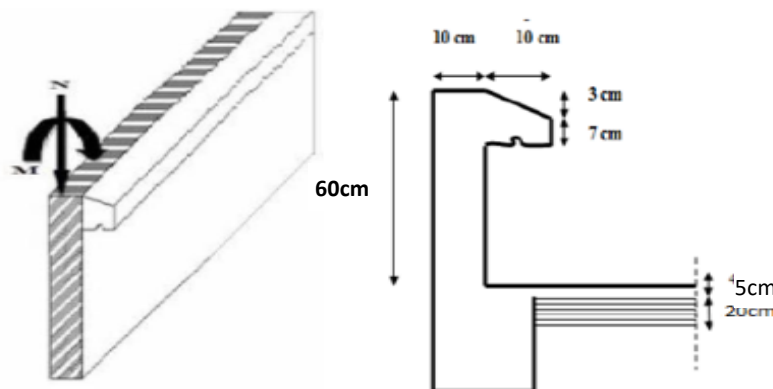


Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un Acrotère.

III.1.4. Calcul des efforts internes :

On a la charge permanente et d'exploitation de l'acrotère déjà déterminée dans le chapitre précédent égale à :

$$G=1,71 \text{ kN/ml.}$$

$$Q=1 \text{ kN/ml.}$$

- **Calcul des sollicitations :**

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,60 \times 1\text{ml} = 0,60 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ kN}$$

- Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1\text{ml} = 1,71 \text{ kN}$$

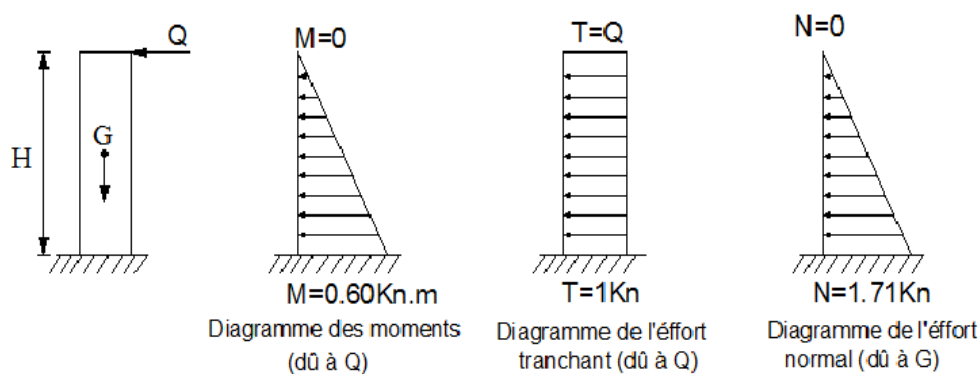


Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/ version 2003. Art 6.2.3)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas : [zone II, groupe d'usage 2](#).

$A = 0.15$ (tableau 4-1 du RPA 99/2003).

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varie entre 0,3 et 0,8.

Éléments en console : $C_p = 0,8$ (tableau 6-1 du RPA 99/2003)

W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN/ml}$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,71 = 0,82 < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow F_p < Q$, c'est pour cela le calcul au séisme est inutile.

III.1.6. Combinaison des charges :

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$.

- L'effort normal: $N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 1,71 = 2,30 \text{ kN}$.
- l'effort tranchant: $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$.
- Moment de flexion : $M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,60 = 0,9 \text{ kN.m}$.

A l'ELS : $q_s = G + Q$.

- L'effort normal: $N_s = G = 1,71 \text{ kN}$.
- l'effort tranchant: $T_s = Q = 1 \text{ kN}$.
- Moment de flexion : $M_s = M_Q = 0,60 \text{ kN.m}$.

III.1.7. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

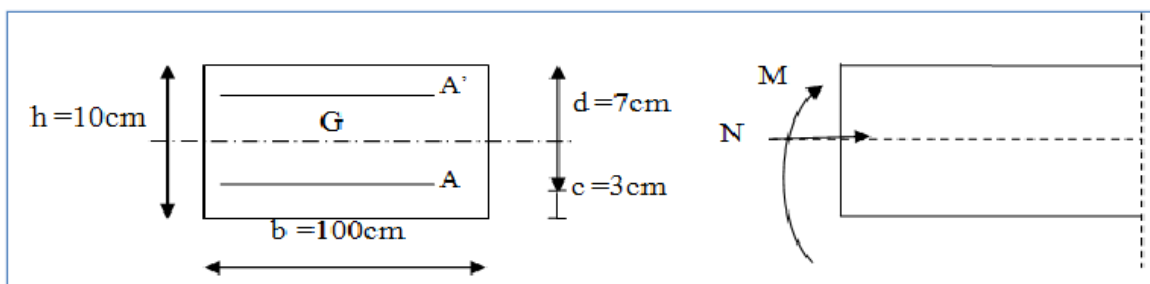


Figure III.1.3 : Répartition des efforts internes

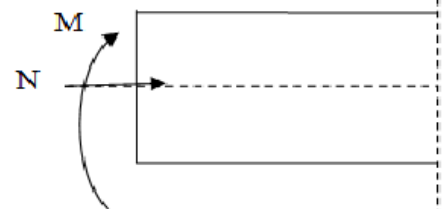


Figure III.1.4 : Schéma des armatures

Avec :

h : épaisseur de la section,

c et c' : l'enrobage,

$d = h - c$: hauteur utile,

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

III.1.7.1 Calcul à L'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,30} = 0,39\text{m} = 39\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2$$

Avec :

- M_u : moment dus à la compression.
- N_u : effort de compression.
- e_u : excentricité.
- $Y = \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

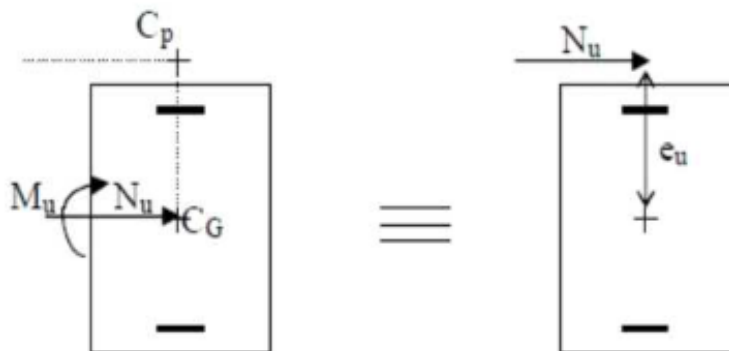


Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

Nous avons :

$e_u = 39\text{cm} > h/2 - c = 2 \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcul en flexion simple :

\Rightarrow **Moment fictif :**

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

Avec :

g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$M_f = 2,30 \times [0,39 + (0,10/2 - 0,03)] = 0,943 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 0,943 \text{ Kn.m}$$

⇒ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f u}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{0,943 \times 103}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,094 < \mu_l = 0,392.$$

→ $\mu_u = 0,094 < \mu_l = 0,392$ → La section est simplement armée (SSA).

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ [MPa]}$$

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0,094 \rightarrow \beta = 0,951.$$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

⇒ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0,903 \times 103}{0,951 \times 348 \times 7} = 0,407 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

c) Calcul des armatures réelles (en flexion composée) :

⇒ **Armatures principale :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,407 - \frac{2,30}{34,8} = 0,340 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$ → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.7.2. Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité (Art : A.4.2.1 BAEL91/99) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{2,71} = 0,351 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{0,6}{2,71} \left[\frac{35,1 - 0,455 \times 7}{35,1 - 0,185 \times 7} \right]$$

$$A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2 > A = 0,340 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{avec un espacement de } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

⇒ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

On adoptera **3HA8 = 1,51 cm²** avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

d) Vérification au cisaillement (Art : A.5.1, 211 BAEL91/99) :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : V_u : effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1,5 \times \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 3 BAEL91/99) :

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma \mu}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5}{0,9 \times 7 \times 10,05 \times 10} = 0,226 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement,

$$\psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres => **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

e) Longueur de scellement droit (Art A.6.1,221 BAEL91/99) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = 40 \Phi \text{ pour FeE 400}$$

$$L_s = 50 \Phi \text{ pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

$$\text{Dans notre cas : FeE 400} \rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

On opte pour **$l_s = 35 \text{ cm}$** .

f) Espacement des barres (B.5.3,3BAEL91/99):

• **Armature principale** : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

• **Armature de répartition** : $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend : $St = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$

III.1.6.3 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes:

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \delta_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \delta_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

(Art A.4.5.3.3 BAEL91/99)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; \max (0,5f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{t28}) \} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$\eta = 1,6$:

Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\varnothing \geq 6\text{mm}$.

On a :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \rightarrow \beta_1 = 0,9155.$$

$$K_1 = 44,17.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9155 \times 70 \times 201} = 46,58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 46,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

(Art A.4.5.2BAEL91/99)

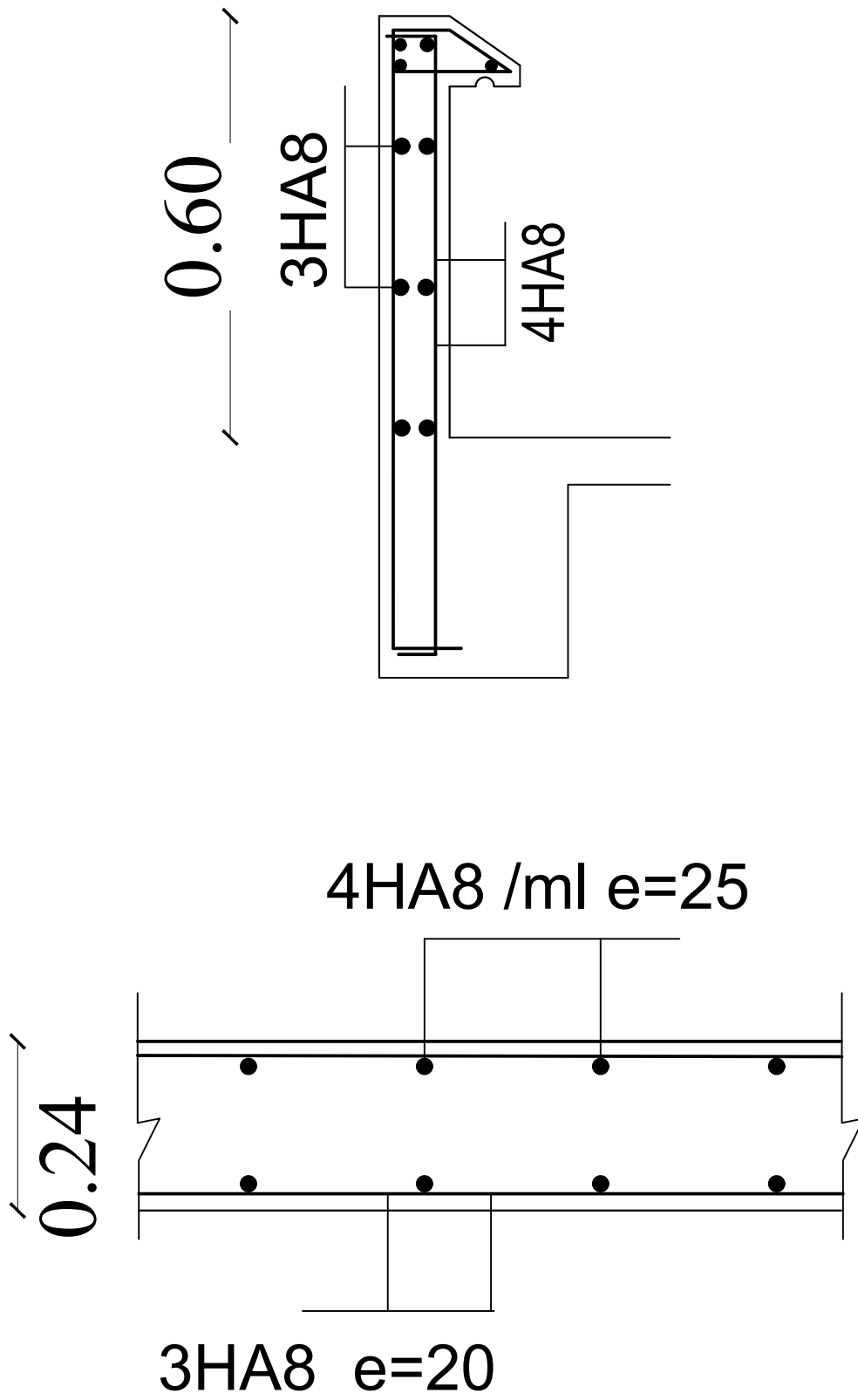
On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46,58}{44,17} = 1,05 \text{ MPa}$$

Conclusion :

⇒ **Armatures principales** : 4HA8 espacées de 25cm.

⇒ **Armatures de répartition** : 3HA8 espacées de 20cm.



III.2 Calcul des planchers en corps creux :

III.2.1 Dalle de compression :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (20+5) cm.

Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles de section en té espacées de 65 cm.
- Le Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa hauteur est 20 cm.
- Une dalle de compression en béton de 05 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de :
 - => Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - => Résister aux effets des charges appliquées sur les sur faces réduites.
 - => Réaliser un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

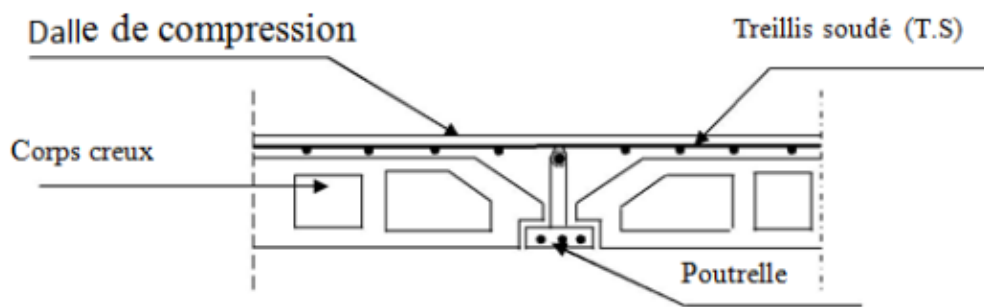


Figure III.2.1: coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5cm d'épaisseur armé d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes données par le **B.A.E.L 91 (Art B.6.8.423)** :

-20cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures (poutrelles).

-33cm : pour les armatures parallèle aux nervures (poutrelles).

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes:

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,423) :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \rightarrow \text{pour } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \rightarrow \text{pour } 50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$$

Avec : A_{\perp} :cm² par mètre linéaire.

L: entre axes des poutrelles (cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

Dans notre cas : $L = 65 \text{ cm}$ et $f_e = 520 \text{ MPa}$.

$$D'où : A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec un espacement de 15 cm .

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_{//} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec un espacement de 15 cm .

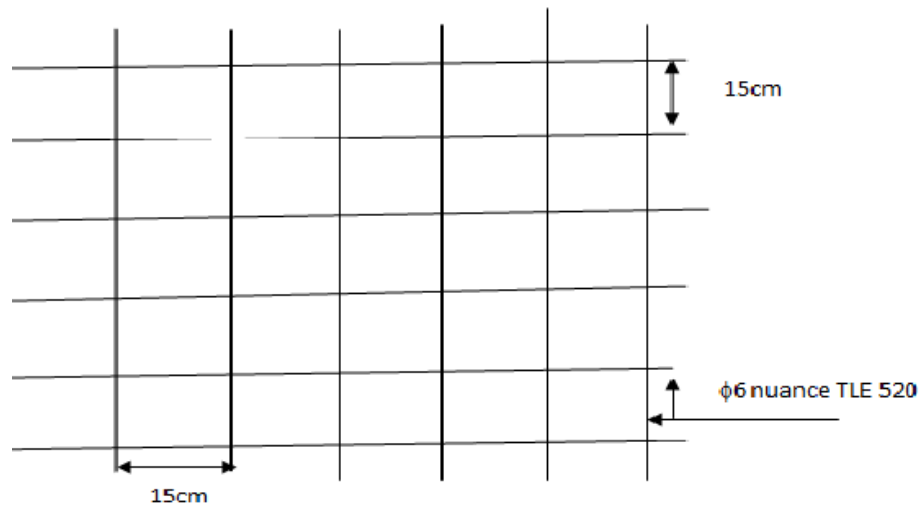


Figure III.2.2 : Treillis soudés de $15 \times 15 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(6 \times 150 \times 6 \times 150) \text{ mm}^2$.

III.2.3 Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- o **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- o **Critère de continuité** : si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis. Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

Dimensionnement des poutrelles :

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle

$h = (20+5)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

$h_0 = 5\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression

b_1 : débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{ cm.}$$

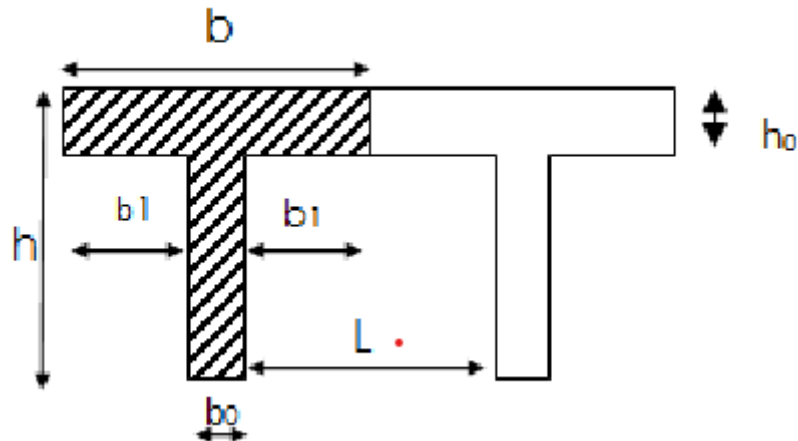


Figure III.2.3 : Surfaces revenant aux poutrelles.

Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

III.2.3. 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0,95\text{ kN / m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

a. Chargement :

⇒ Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{ kN/ml}$.

⇒ Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62\text{ kN/ml}$.

Avec : $l = 65\text{ cm}$ → largeur de l'hourdis

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74\text{ kN/ml}$$

⇒ Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1\text{ kN/ml}$

b. Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

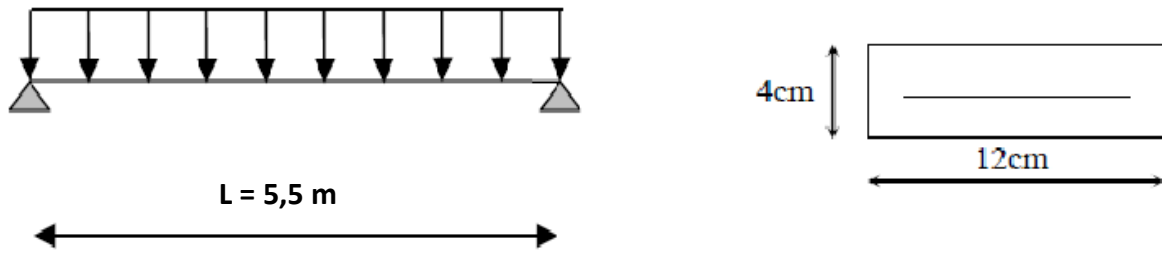


Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle.

c. Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Calcul du moment en travée : } M_u = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{2.5 \times 5.5^2}{8} = 9.45 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Calcul de l'effort tranchant : } T = \frac{q_u x l}{2} = \frac{2.5 \times 5.5}{2} = 6.87 \text{ kN.}$$

$$\Rightarrow \text{Calcul de la section d'armature : } \mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.45 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 13.86 > 0.392 \Rightarrow \text{SDA}$$

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur $d = h - 2 = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est faible (12×4) cm^2 , par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ; espacement entre étais : 80 à 120 cm.

III.2.4 2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression.

Le calcul est conduit on considère la poutrelle comme une poutre continue de section en «Te» encastrée partiellement par ses deux extrémités, et les autres appuis intermédiaires seront considérés comme appuis simples, avec une inertie constante le long de la poutre .Elle supporte son poids propre et le poids de corps creux et de la dalle de compression en plus de charges et surcharges revenant aux plancher.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

a. Dimensionnement de la poutrelle :

- **Poids des planchers repris par la poutrelle :**

$$\text{ELU} : (1,35G + 1,5 Q) \times 0,65$$

$$\text{ELS} : (G + Q) \times 0.65$$

Niveau	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
			q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5,61	1	5,89	4,29
Etage courant	5,11	1,5	5,94	4,29
RDC	5,11	1,5	5,94	4,29

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher de l'étage courant.

$$q_u = 5,94\text{kN/ml}$$

$$q_s = 4,29\text{kN/ml}$$

- **Méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type du plancher à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode des 3 moments.
3. Méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée

➤ **Principe de la méthode : (BAEL91/ (modifié 99) Art B.2.11) :**

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \min \{2G ; 5\text{KN/ml}\}$
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25

➤ **Domaine d'application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2.210) :**

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max \{2G, 5\text{KN}\}$

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)**

La surcharge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :

a) $Q \leq \max (2G , 5 \text{ KN /m}^2)$.

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 ; 2G = 2(5,11 \times 0,65) = 6,64 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q = 1,625 \text{ KN/m}^2 < 6,64 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \longrightarrow **La condition est vérifiée.**

c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

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

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{550}{480} = 1,14$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{480}{380} = 1,25 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{380}{340} = 1,11$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{340}{340} = 1$$

d) La fissuration est non préjudiciable \longrightarrow **La condition est vérifiée.**

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Exposé de la méthode :**

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation. $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

M_t : moment Max en travée dans la travée considérée.

M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges.

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} ; \text{ dont « l » longueur entre nus d'appuis.}$$

M_w, M_e : moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

Les valeurs de M_w, M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ Dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ Dans une travée de rive.

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

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

Dans notre cas nous avons quatre types de travées à étudier :

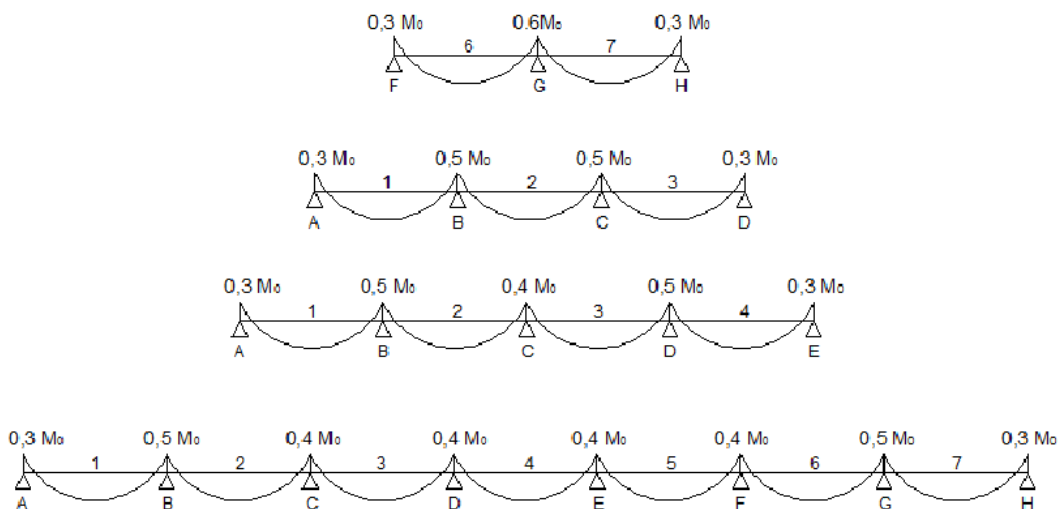


Figure III.2.5 : diagramme des moments des poutres continues.

➤ Application :

- Combinaison de charge :

A l'ELU : $q_u = 5,94 \text{ kN/ml}$

- Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} ; \text{ avec } : 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{5,11 + 1,5} = 0,226 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$1+0,3 \alpha$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$
0,226	1,067	0,533	0,633

Etude du Cas 1 :

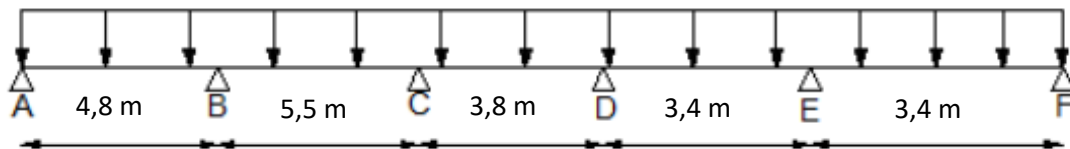


Figure III.2.6 : Schéma statique de la poutre reposant sur six appuis.

- Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qxL^2}{8} = \frac{1,5 \times 5,5^2}{8} = 5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{qxL^2}{8} = \frac{1,5 \times 4,8^2}{8} = 4,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{qxL^2}{8} = \frac{1,5 \times 3,8^2}{8} = 2,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{qxL^2}{8} = \frac{1,5 \times 3,4^2}{8} = 2,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{qxL^2}{8} = \frac{1,5 \times 3,4^2}{8} = 2,16 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,3 \quad M_{01} = 1,70 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \quad \text{Max}(M_{01}, M_{02}) = 0,5 \quad M_{01} = 2,83 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \quad \text{Max}(M_{02}, M_{03}) = 0,4 \quad M_{02} = 1,72 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \quad \text{Max}(M_{03}, M_{04}) = 0,4 \quad M_{03} = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \quad \text{Max}(M_{04}, M_{05}) = 0,5 \quad M_{04} = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 \quad M_{05} = 0,64 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

⇒ **Travée de rive :**

- **Travée A-B :**

$$M_{tAB} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = (1,067 \times 5,67) - \frac{1,70 + 2,83}{2} = 3,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,633 \times 5,67 = 3,59 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } M_{tAB} = 3,78 \text{ kN.m}$$

- **Travée E-F :**

$$M_{tEF} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{04} - \frac{M_E + M_F}{2} = (1,067 \times 2,16) - \frac{1,08 + 0,64}{2} = 1,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{05} = 0,633 \times 2,16 = 1,36 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } M_{tEF} = 1,44 \text{ kN.m}$$

⇒ **Travée intermédiaire :**

- **Travée B-C :**

$$M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = (1,067 \times 4,32) - \frac{2,83 + 1,72}{2} = 2,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_{02} = 0,533 \times 4,32 = 2,30 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } M_{tBC} = 2,33 \text{ kN.m}$$

- **Travée C-D :**

$$M_{tCD} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = (1,067 \times 2,16) - \frac{1,72 + 1,08}{2} = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_{03} = 0,533 \times 1,08 = 0,57 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } M_{tCD} = 0,90 \text{ kN.m}$$

- **Travée D-E :**

$$M_{tDE} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = (1,067 \times 2,16) - \frac{1,08 + 1,08}{2} = 1,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_{04} = 0,533 \times 2,16 = 1,15 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } M_{tDE} = 1,22 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec : } \theta(x=0) = \frac{q_u \times L}{2} \quad \text{et } \theta(x=L) = -\frac{q_u \times L}{2}$$

$$T_w = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_e = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

⇒ **Application :**

- **Travée A-B :**

$$T_A = \frac{5,94 \times 5,5}{2} + \frac{-2,83 + 1,70}{5,5} = 16,12 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{5,94 \times 5,5}{2} + \frac{-2,83 + 1,70}{5,5} = -16,54 \text{ KN.}$$

- **Travée B-C :**

$$T_B = \frac{5,94 \times 4,8}{2} + \frac{-1,72 + 2,83}{4,8} = 14,48 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{5,94 \times 4,8}{2} + \frac{-1,72 + 2,83}{4,8} = -14,02 \text{ KN.}$$

- **Travée C-D :**

$$T_C = \frac{5,94 \times 3,8}{2} + \frac{-1,08 + 1,72}{3,8} = 11,45 \text{ KN.}$$

$$T_D = -\frac{5,94 \times 3,8}{2} + \frac{-1,08 + 1,72}{3,8} = -11,06 \text{ KN.}$$

- **Travée D-E :**

$$T_D = \frac{5,94 \times 3,4}{2} + \frac{-1,38 + 1,08}{3,4} = 10 \text{ KN.}$$

$$T_E = -\frac{5,94 \times 3,4}{2} + \frac{-1,38 + 1,08}{3,4} = -10,18 \text{ KN}$$

- **Travée E-F :**

$$T_E = \frac{5,94 \times 3,4}{2} + \frac{-0,64 + 1,08}{3,4} = 10,22 \text{ KN.}$$

$$T_F = -\frac{5,94 \times 3,4}{2} + \frac{-0,64 + 1,08}{3,4} = -9,96 \text{ KN.}$$

Les valeurs des efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_i (\text{KN})$ $X=0$	$T_{i+1} (\text{KN})$ $X=L$
AB	5,67	1,70	2,83	3,78	16,22	-16,54
BC	4,32	2,83	1,72	2,33	14,48	-14,02
CD	2,71	1,72	1,08	0,90	11,45	-11,06
DE	2,10	1,08	1,08	1,22	10	-10,18
EF	2,16	1,08	0,64	1,44	10,22	-9,96

Tableau III.1 : Les valeurs des efforts tranchants du cas 1.

Etude du Cas 2 :

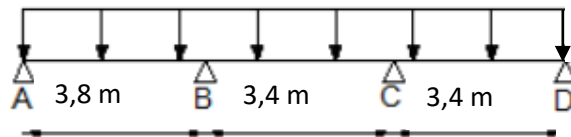


Figure III.2.7 : statique de la poutre reposant sur quatre appuis.

Travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_i (\text{KN})$ $X=0$	$T_{i+1} (\text{KN})$ $X=L$
AB	2,71	0,81	1,35	1,80	11,14	-11,42
BC	2,16	1,35	1,08	1,15	10,17	-10,01
CD	2,16	1,08	0,64	1,44	10,22	-9,97

Tableau III.2 : Les valeurs des efforts tranchants du cas 2.

Etude du Cas 3 :

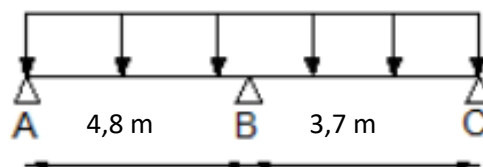


Figure III.2.8 : Schéma statique de la poutre reposant sur trois appuis.

Travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_i (\text{KN})$ $X=0$	$T_{i+1} (\text{KN})$ $X=L$
AB	4,32	1,29	1,53	3,19	14,20	-14,30
BC	2,56	1,53	1,70	1,62	10,94	-11,03

Tableau III.3 : Les valeurs des efforts tranchants du cas 3.

III.2.5 Calcul des armatures a L'ELU :

- Armatures longitudinales

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_{\max}^t = 3,78 \text{ kN.m} \quad M_{\max}^a = 2,83$$

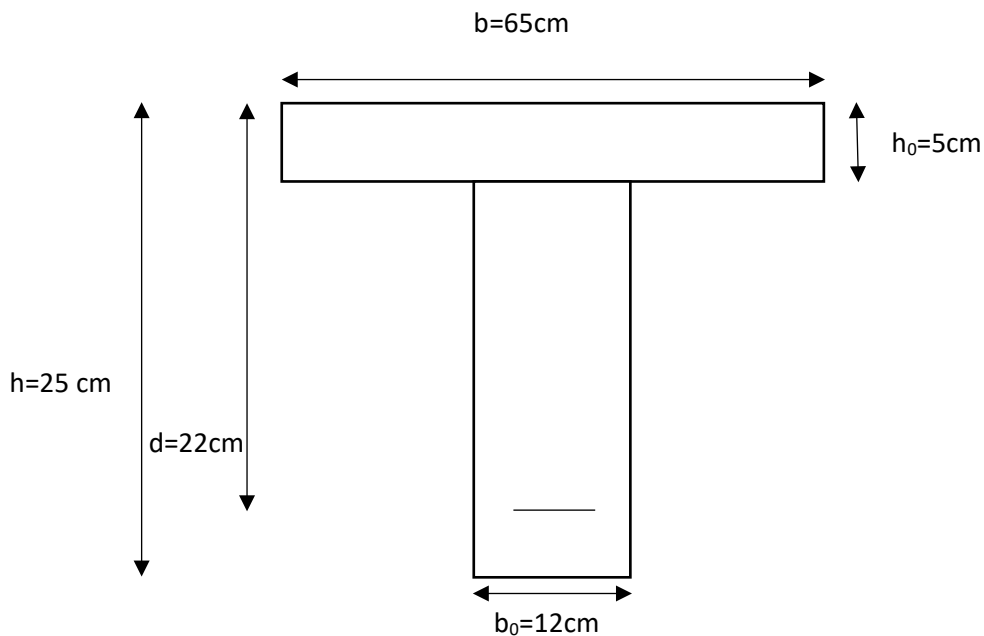


Figure III.2.9 : Section en T.

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 25 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 22 \text{ cm}$$

⇒ En travées :

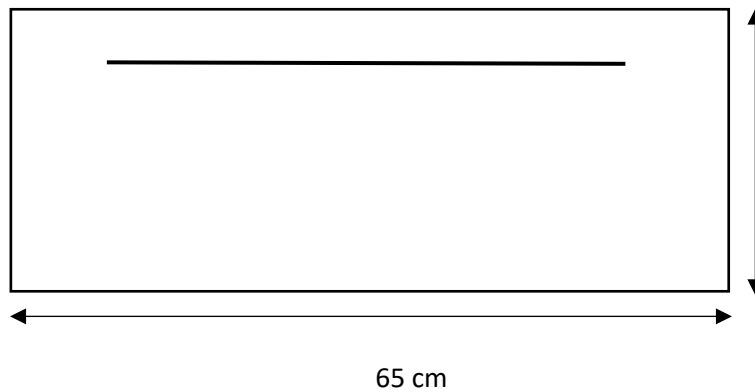
Le moment max en travées : $M_{max}^t = M_{AB}^t = 3,78 \text{ kN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M = 0,65 \times 0,05 \times \left(0,22 - \frac{0,05}{2} \right) \times 14,2 \times 1000 = 89,99 \text{ KN.m}$$

$M_{max}^t = 3,78 \text{ KN.m} < M = 89,99 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, donc le calcul se fait comme si la section est rectangulaire (b, h) de largeur constante égale à la largeur de la table (65x25).



$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,54}{0,65 \times 0,22^2 \times 14,2 \times 1000} = 0,038$$

$$\mu_b = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16,54 \times 10^3}{0,981 \times 22 \times 348} = 2,20$$

On adopte : **3HA10 = 2,36 cm²**.

⇒ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

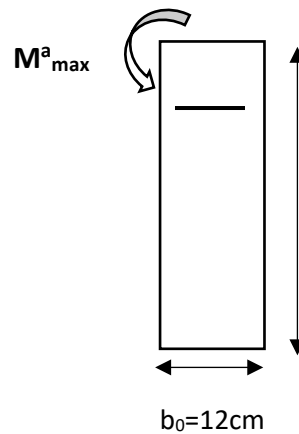


Figure III.2.10 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis).

Le moment max : $M^a_{\max} = 2,83\text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M^a_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,83}{0,12 \times 0,22^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,034$$

$$\mu_b = 0,034 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M^a_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,83 \times 10^3}{0,983 \times 22 \times \frac{400}{1,15}} = 0,38.$$

On adopte : **HA8 = 0,50 cm²**.

- **Armatures transversales :**

Leurs diamètres sont donnés par le (BAEL 91/Art.A.7.212) :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_{L \max}; \frac{b_0}{10}\right\}$$

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{25}{35}; \phi_{L \max}; \frac{12}{10}\right\} = 0,714.$$

On choisit un cadre **2Ø8** avec **A_t = 2HA8 = 1,01 cm²**.

- **Espacement des cadres :**

L'espacement est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/Art: A.5.1.22)

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

$$S_t \leq \min (0,9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

- ⇒ En travée $A_{St} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$.
- ⇒ En appui $A_{St} = HA8 = 0,50 \text{ cm}^2$.
- ⇒ Les armatures transversales : $A_{St} = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

III.2.6 Vérifications à l'ELU :

III.2.6.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (A.4.2 BAEL91/99) :

- **Calcul de la section minimale :**

⇒ **En travée**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 22 \times 2,1/400 = 1,72 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adt} = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \times 2,1/400 = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{adt} = 0,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,260 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.2.6.2 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \langle 0,133f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \rangle \text{ « Fissuration peu nuisible ».}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \langle 3,32 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \rangle = 3,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16,54 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,62 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.6.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

Ψ : coefficient de scellement

Avec : $\Psi = 1,5$ (acier de haute adhérence) et : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T^{max}}{0,9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,54 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 75,36} = 1,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

III.2.A.6.4 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

Appuis de rive :

$$\frac{2Tu_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec: } a = 0,9d$$

$$T = \frac{0,8 \times 0,9d \times f_{c28} \times b_0}{2\gamma_b} = \frac{0,36 \times 22 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 158,4 \text{ KN}$$

- Au niveau des appuis de rive (BAEL 91 / Art. 5.1, 312) :

$$T^{max} = 16,54 \leq 158,4 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. 5.1, 321) :

$$T^{max} = 14,48 \leq 158,4 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.6.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A \geq \left[T^{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

⇒ Au niveau des appuis de rive $T^{max} = 16,54 \text{ KN}$ et $M^{max} = 5,67 \text{ KN.m}$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \left[16,54 - \frac{5,67 \times 10^2}{0,9 \times 0,22} \right] \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,347 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ Au niveau des appuis intermédiaires $T^{max} = 14,48 \text{ KN}$ et $M^{max} = 4,32 \text{ KN.m}$

$$A = 2,26 \geq \left[14,48 - \frac{4,32}{0,9 \times 0,22} \right] \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,210 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.A.6.6 Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MP}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27$$

Pour $\emptyset = 10 \text{ mm}$ $L_s = 35,27 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm} \rightarrow L_c = 14,10 \text{ cm}$$

Avec : L_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage

III.2.A.6.6 Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. A.5.1,322) :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{2T^{max} f_{c28}}{f_e 0,9d} \leq \bar{\sigma}_{bc} \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 14,48 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 220} = 9,14 \leq \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,66 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.A.6.7 Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u [b - b_0]}{1,8b.d.h_0} = \frac{14,48 \times 10^3 \times 530}{1,8 \times 650 \times 220 \times 40} = 0,745$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.7 Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont associées sont :

- Etat limite de résistance de béton à la compression.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport : $\frac{q_s}{q_u}$

⇒ **A l'ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5,94 \text{ kN/ml}$.

⇒ **A l'ELS** : $q_s = G + Q = 4,29 \text{ kN/ml}$.

$$\frac{4,29}{5,94} = 0,722$$

- **Moment aux appuis** : $M_a \times 0,722$.

Nœuds	A	B	C	D	E	F
$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	1,31	2,18	1,32	0,83	0,83	0,49

- **Moment en travée** : $M_t \times 0,722$.

Travée	[A-B]	[B-C]	[C-D]	[D-E]	[E-F]
$M_t(x) \text{ (KN.m)}$	2,91	1,79	0,69	0,94	1,11

- **Calcul des efforts tranchant** : $T_i \times 0,722$.

Travée	[A-B]	[B-C]	[C-D]	[D-E]	[E-F]
$T_i \text{ (KN)}$	11,71	10,45	8,26	7,22	7,37
$T_{i+1} \text{ (KN)}$	-11,94	-10,12	-7,98	-7,37	-7,19

III.2.A.7.1 Etat limite de la compression du béton :

Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

⇒ **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = \mathbf{3HA10} = \mathbf{2,36 \text{ cm}^2}$.

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 22} = 0,892$$

Par interpolation linéaire $\rho_1 = 0,892$:

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,866 \\ K_1 = 22,45 \end{cases}$$

$$K = 1/K_1 = 0,044$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{2,91 \times 10^3}{0,866 \times 22 \times 2,36} = 64,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348MPa \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,044 \times 64,72 = 2,88MPa < 15MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{st} = \mathbf{HA8} = \mathbf{0,50 \text{ cm}^2}$

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 0,50}{12 \times 22} = 0,189$$

Par interpolation linéaire $\rho_1 = 0,189$:

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,929 \\ K_1 = 55,92 \end{cases}$$

$$K = 1/K_1 = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{2,18 \times 10^3}{0,929 \times 22 \times 0,5} = 213,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,017 \times 213,32 = 3,62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.A.7.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

III.2.A.7.3 Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{22,5} \\ \Rightarrow \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 d} &\leq \frac{3,6}{f_e} \end{aligned}$$

$$\text{Avec : } M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 4,29 \frac{5,5^2}{8} = 16,22 \text{ KN.m}$$

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nœuds d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment max de la travée isostatique.

b_0 : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

A_s : section des armatures.

$$\Leftrightarrow \frac{25}{550} = 0,045 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\Leftrightarrow \frac{25}{550} = 0,045 \geq \frac{2,91}{15 \times 16,22} = 0,011 \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\Leftrightarrow \frac{0,5}{12 \times 22} = 1,89 \times 10^{-3} \leq \frac{3,6}{400} = 9 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

CONCLUSION :

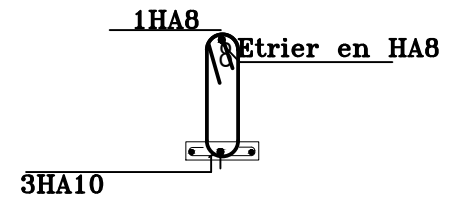
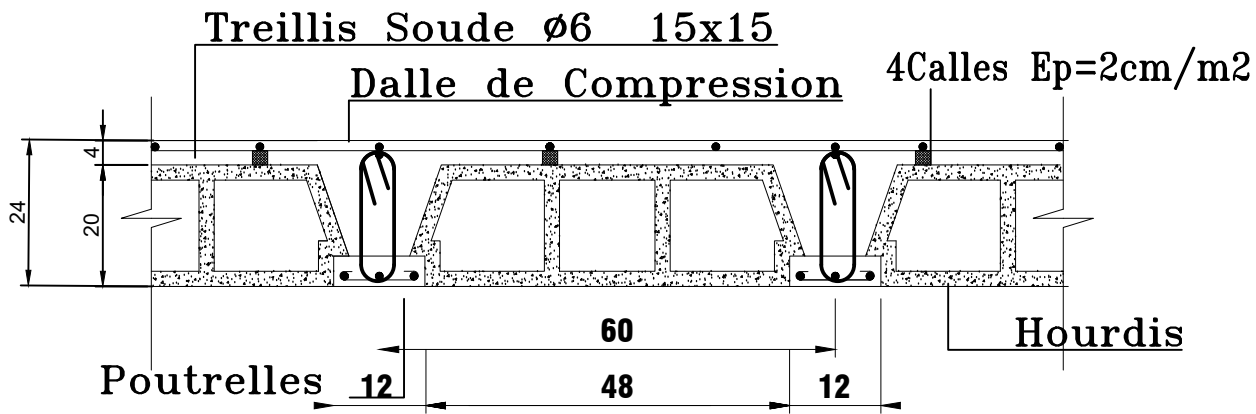
Après toute vérification, nous avons gardé le ferrailage suivant :

$$\Leftrightarrow \text{En travée } A_{st} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$\Leftrightarrow \text{En appui } A_{st} = HA8 = 0,50 \text{ cm}^2.$$

$$\Leftrightarrow \text{Les armatures transversales : } A_{st} = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement de 15 cm.}$$

DETAIL PLANCHER



III.3 Balcon :

La dalle pleine une surface en béton massif sans ouvertures ni éléments creux. Son rôle principal est de supporter les charges gravitationnelles telles que le poids propre de la structure et les charges d'exploitation.

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h = 1,50$ m, soumise à une charge horizontale «Q» due à la main courante qui engendre un moment « M_Q » dans la section d'encastrement. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple.

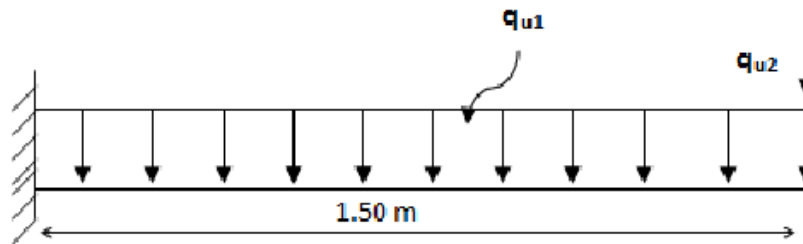


Figure III.3.1 : schéma statique du Balcon.

- q_{u1} : charges et surcharges verticales revenant au balcon.
- q_{u2} : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre et du garde-corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III.3.1 Dimensionnement du balcon :

Du 2ème chapitre (pré dimensionnement des éléments) on a :

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

III.3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- **Charge permanente** : $G = 5,29 \text{ kN/m}^2$
- **Charge concentrée** : $G = 1,62 \text{ kN/m}^2$

N	Désignation	Epaisseur	pois volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Brique	0,1	9	0,9
2	Enduit de ciment	0,02 x 2	18	0,72
G_{total}				1,62

Tableau III.4 : Charge concentrée sur le balcon due au poids.

- **Charge d'exploitation :**

Elle est donnée par le DTR BC.22 : $Q = 3,5 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Surcharge revenant au balcon : $Q = 3,5 \times 1\text{ml} = 3,5 \text{ KN/ml}$.

Remarque :

La main courante sera négligée car le garde de corps est en maçonnerie.

III.3.2 Les combinaisons des charges :

⇒ **A L'ELU** : $1,35 G + 1,5 Q$

$$q_{u1} = (1,35 G_1 + 1,5 Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 5,29 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{ml} = 12,39 \text{ kN/m.}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1,70 = 2,295 \text{ kN/m.}$$

⇒ **A L'ELS** : $G + Q$.

$$q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1\text{ml} = (5,29 + 3,5) \times 1\text{ml} = 8,79 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{s2} = G_2 \times 1\text{ml} = 1,70 \times 1\text{ml} = 1,70 \text{ kN/ml.}$$

III.3.3. Calcul des efforts :

- **Les moments :**

⇒ **A L'ELU** :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} = \frac{12,39 \times 1,5^2}{2} = 13,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 2,295 \times 1,5 = 3,44 \text{ kN.m}$$

$$M_u^t = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 13,94 + 3,44 = 17,38 \text{ kN.m}$$

⇒ **A'ELS:**

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8,79 \times 1,5^2}{2} = 9,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1,70 \times 1,5 = 2,55 \text{ kN.m}$$

$$M_s^t = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 9,88 + 2,55 = 12,43 \text{ kN.}$$

- **Les efforts tranchants :**

⇒ **A'ELU :** $V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,39 \times 1,50 + 2,295 = 20,88 \text{ kN.}$

⇒ **A'ELS :** $V_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8,79 \times 1,50 + 1,70 = 14,885 \text{ kN.}$

III.3.4. Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

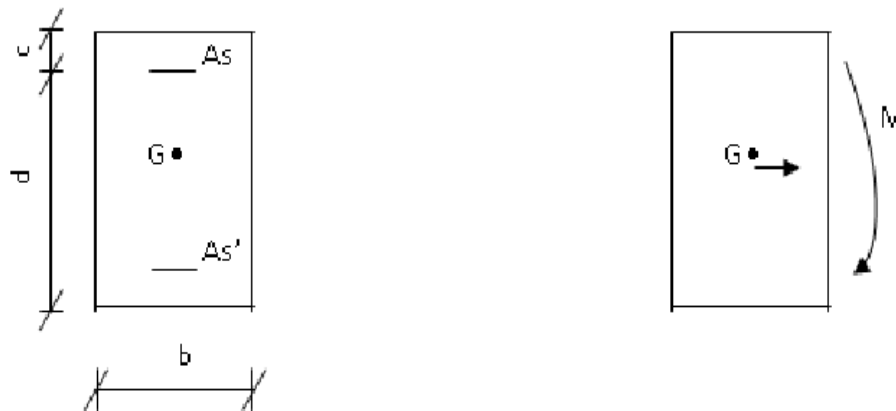


Figure III.3.2 : section de balcon.

Avec :

h : Epaisseur de la section (h = 15 cm).

b : Largeur de la section (b = 100 cm).

c : Enrobage (c = c' = 3 cm).

d : Hauteur utile (h - c = 15 - 3 = 12 cm)

- Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{c28}} = \frac{17,38 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,085.$$

$\mu = 0,085 < \mu = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée .

$$\mu = 0,085 \Rightarrow \beta = 0,9555$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,38 \times 10^3}{0,9555 \times 12 \times 348} = 4,36 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section : $A = 4HA14 = 6,15 \text{ cm}^2$, avec un espacement $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}.$$

III.3.5. Vérification à L'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2 .$$

avec: $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,06 \times (0,06) \times (25) = 2,1 \text{ MPa}$.

$A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 6,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ la condition est vérifiée.

- Vérification de l'entraînement des armatures (Art 6.1, 3/BAEL 91) :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$ et : $\Psi = 1,5 \text{ HA}$.

$$\sum u_i = 3,14 \times 4 \times 1,4 = 17,58 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{20,88 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 175,8} = 1,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec: } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{20,88 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement \longrightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'écartement des barres :**

- **Pour les armatures principales :** $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$

$$St = 25 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

- **Pour les armatures de répartition :** $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

III.3.6. Vérification à L'ELS :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 65}{100 \times 12} = 0,512 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8925 .$$

$$K_1 = 31,515 .$$

➤ **Verification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t 28} \right\} ; \text{ Avec :}$$

$\eta = 1,6$; pour les aciers de haute adhérence (HA) de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{12,43 \times 10^6}{0,8925 \times 120 \times 615} = 188,71 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 188,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc : le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{188,71}{31,515} = 5,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{17,38}{10 \times 17,38} = 0,1 \quad \longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6,15}{100 \times 12} = 0,0051 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

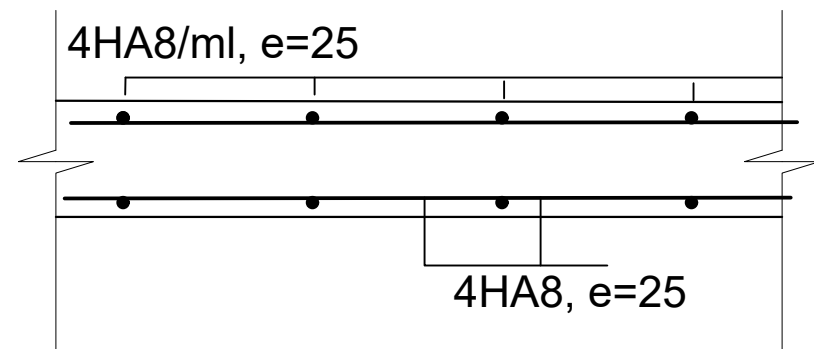
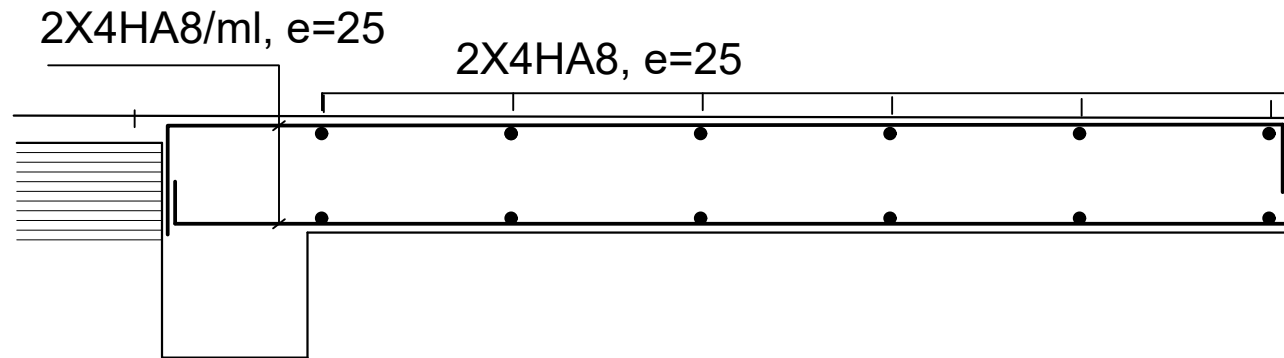
Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- **Armatures principales** : 4 HA 14 ($S_t = 25$ cm).
- **Armatures de répartition** : 4 HA 10 ($S_t = 25$ cm).

Ferrailage de la dalle pleine (Balcon)



III.4 Les escaliers :

III.4 .1 Définition :

L'escalier est une structure composée de marches et de paliers, ayant pour fonctions principales de connecter sécuritairement les niveaux distincts d'une construction et de résister aux charges appliquées conformément aux normes et critères de conception en vigueur.

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous n'avons qu'un seul type qui est : escaliers à marches droites à deux volées (**Figure III.4.1**).

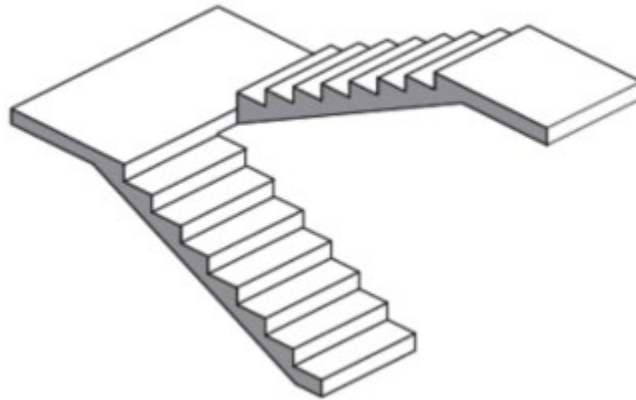


Figure III.4.1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.

III.4.1. Terminologie :

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, arrondie...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

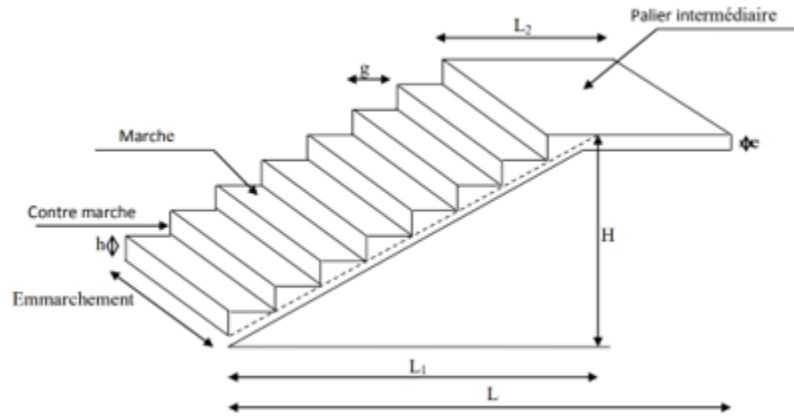


Figure III.4.2 : Schéma de l'Escalier.

III.4.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

➤ **Volée (h = 1,53 m) :**

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

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

$$14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à :

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

Le nombre de girons est pris alors : $m = n - 1$.

➤ Le schéma statique d'escalier :

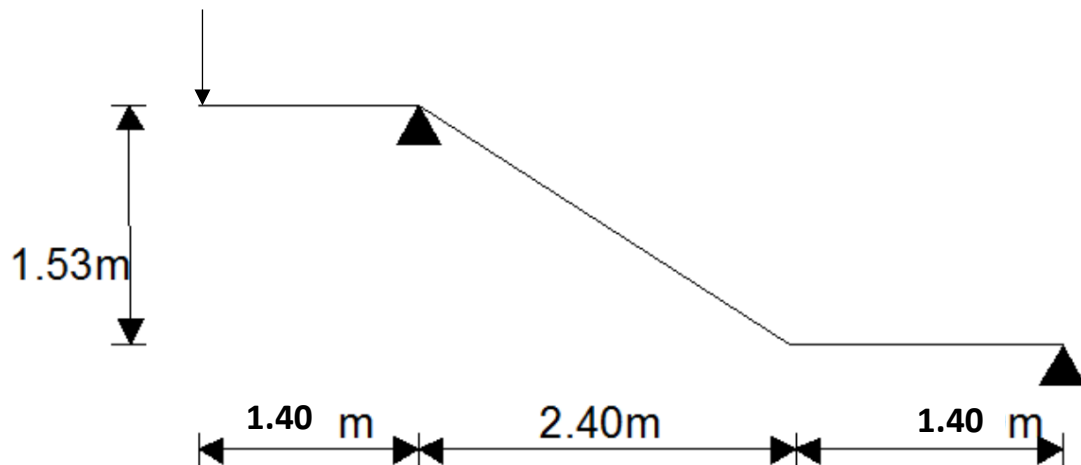


Figure III.4.3 : Schéma statique de l'Escalier.

$$H_t = 153 \text{ cm}$$

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

$$n = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow \text{le nombre de marche } m = 9 - 1 = 8$$

➤ Relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } g = 30 \text{ cm.}$$

➤ Vérification de la loi de BLONDEL :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **La paille :**

L'épaisseur de la paille est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} ; \text{ avec } L : \text{ longueur réelle du palier et de la paille : } L = L_1.$$

On a :

$$\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\text{Donc: } L_1 = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,59 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } L = L_1 + L_2 = 284,59 + 140 = 425 \text{ cm}$$

• **L'épaisseur de la paille est :**

$$\frac{425}{30} \leq e_p \leq \frac{425}{20}$$

$$14,166 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,250 \text{ cm} .$$

Soit : **$e_p=20 \text{ cm}$.**

Remarque :

Etant donné que, on a les mêmes distances et le même nombre de marches pour les deux volées on calcul une seul fois la paille et on adopte le même ferrailage.

➤ **Détermination des sollicitations :**

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paille, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paille. Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

• **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

Selon le **(DTR B.C.2-2)** pour une construction à usage de service ou d'habitation la surcharge d'exploitation est $Q = 2,5 \text{ kN/m}$.

- Charges permanentes :

- Le palier :

Elément	Poids propre (kN/m)	
Poids propre du palier	$25 \times 0.20 \times 1$	5
Couche de sable	$18 \times 0.03 \times 1$	0.54
Mortier de pose	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Revêtement en carrelage	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Enduit de plâtre	$10 \times 0.02 \times 1$	0.2
La charge permanente	Gpalier=6.54	
La charge d'exploitation	Qpalier=2.5	

Tableau III.5 : La charge revenant au palier.

- La paillasse :

Elément	Le poids propre (kN/m)	
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.20}{\cos 32.51}$	5.9
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2}$	2.125
Revêtement en carrelage	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Mortier de pose	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Couche de sable	$18 \times 0.03 \times 1$	0.54
Enduit de ciment	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Garde-corps	0.2×1	0.2
La charge permanente	Gpaillasse=9.97	
La charge d'exploitation	Qpaillasse=2.5	

Tableau III.6 : La charge revenant à la paillasse.

III.4.3. Calcul des efforts internes :

a. Les charges concentrées (mur) :

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

$$P = (1,53 - 0,15) \times 2,40 \times 1 = 4,03 \text{ kN/ml.}$$

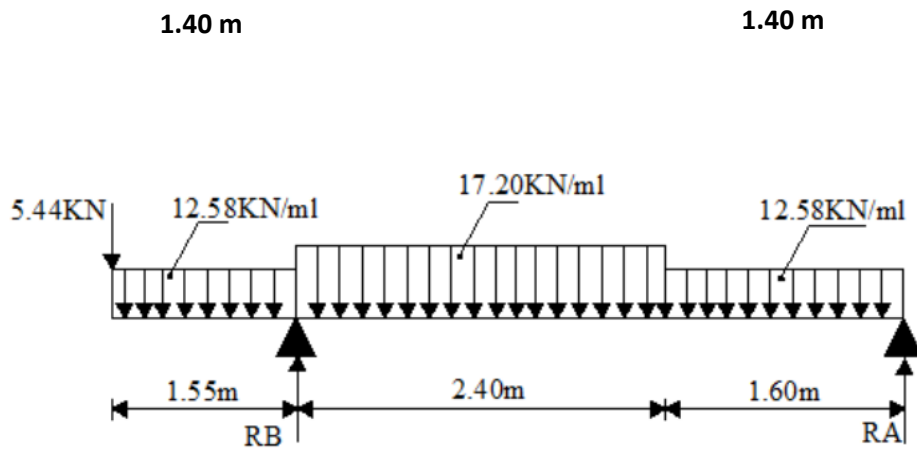
b. La combinaison des charges :

	ELU: $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m} [\text{kN/m}]$	ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} [\text{kN/m}]$
Le palier	$q_u^{\text{palier}} = [(1.35 \times 6.54) + (1.5 \times 2.5)] \times 1 \text{ m} = 12.58$	$q_s^{\text{palier}} = (6.54 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.04$
La paillasse	$q_u^{\text{paillasse}} = [(1.35 \times 9.97) + (1.5 \times 2.5)] \times 1 \text{ m} = 17.20$	$q_s^{\text{paillasse}} = (9.97 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.47$
P	$P_u = (1.35 \times 4.03) \times 1 \text{ ml} = 5.44 \text{ kN}$	$P_s = (1 \times 4.03) \times 1 \text{ ml} = 4.03 \text{ kN}$

Tableau III.7 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS.

III.4.3.1 Calcul à l'ELU :

a. Le schéma statique :



a-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (-R_B \times 3,8) + (12,58 \times 1,4 \times 4,5) + (5,44 \times 5,2) + (17,20 \times 2,4 \times 2,6) + (12,58 \times 1,4 \times 0,7) = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (R_A \times 3,8) - (12,58 \times 1,4 \times 3,1) - (17,20 \times 2,4 \times 1,2) + (1258 \times 1,4 \times 0,7) + (5,44 \times 1,4) = 0$$

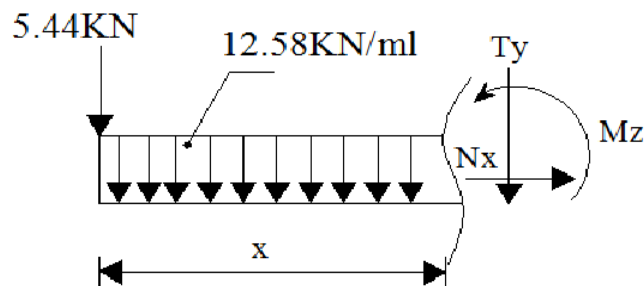
Donc :

$$R_A = 22,15 \text{ kN}$$

$$R_B = 59,78 \text{ kN}$$

a-2) Calcul des efforts internes :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$.



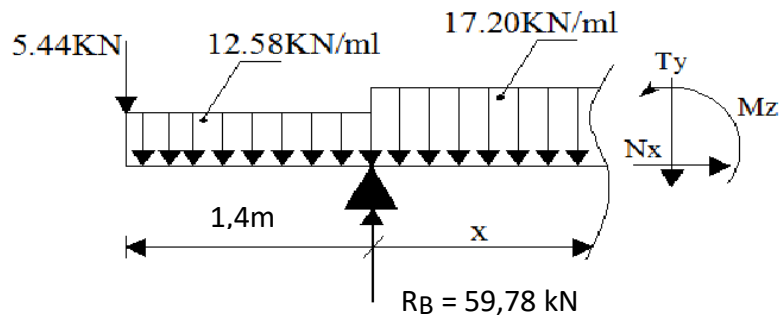
$$\sum F/y = 0 \rightarrow T_y = -5,44 - 12,58x \quad \Rightarrow \quad \text{Pour } T_y(0) = -5,44 \text{ kN}$$

$$T_y(1,4) = -23,05 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M_z = -5,44x - 12,58 \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \text{Pour } M_z(0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_z(1,4) = -19,94 \text{ kN.m}$$

- 2^{ème} tronçon : $1,4m \leq x \leq 3,8m$



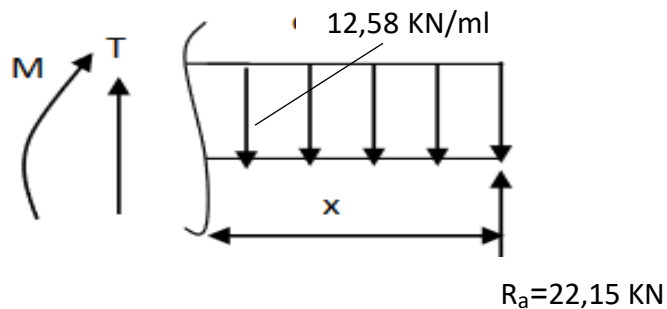
$$\sum F/y = 0 \rightarrow T_y = -17,20x + 60,82 \quad \Rightarrow \text{Pour } T_y(1,4) = 36,74 \text{ kN}$$

$$T_y(3,8) = -4,54 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M_z = -17,20 \frac{(x-1,4)^2}{2} + 23,052x - 12,328 \Rightarrow \text{Pour } M_z(1,4) = -19,94 \text{ kN.m}$$

$$M_z(3,8) = 18,69 \text{ kN.m}$$

- 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,4m$



$$\sum F/y = 0 \rightarrow T_y = 12,58x - 22,15 \quad \Rightarrow \text{Pour } T_y(0) = -22,15 \text{ kN.}$$

$$T_y(1,4) = -4,54 \text{ kN.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \mathbf{Mz} = 22,15 x - 12,58 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \text{Pour } \mathbf{Mz} (0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mz} (1,4) = 18,69 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment max :**

$$T_y = -17,20x + 60,82$$

$$\text{La distance correspondant au moment max est : } x = \frac{60,82}{17,20} = 3,53 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} (3,53) = -17,20 \frac{(x-1,4)^2}{2} + 23,052 x - 12,328 = 19,29 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

$$\Rightarrow \text{Aux appuis : } M_A^{\max} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 19,29 = -5,79 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } M_t^{\max} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 19,29 = 16,39 \text{ kN.m}$$

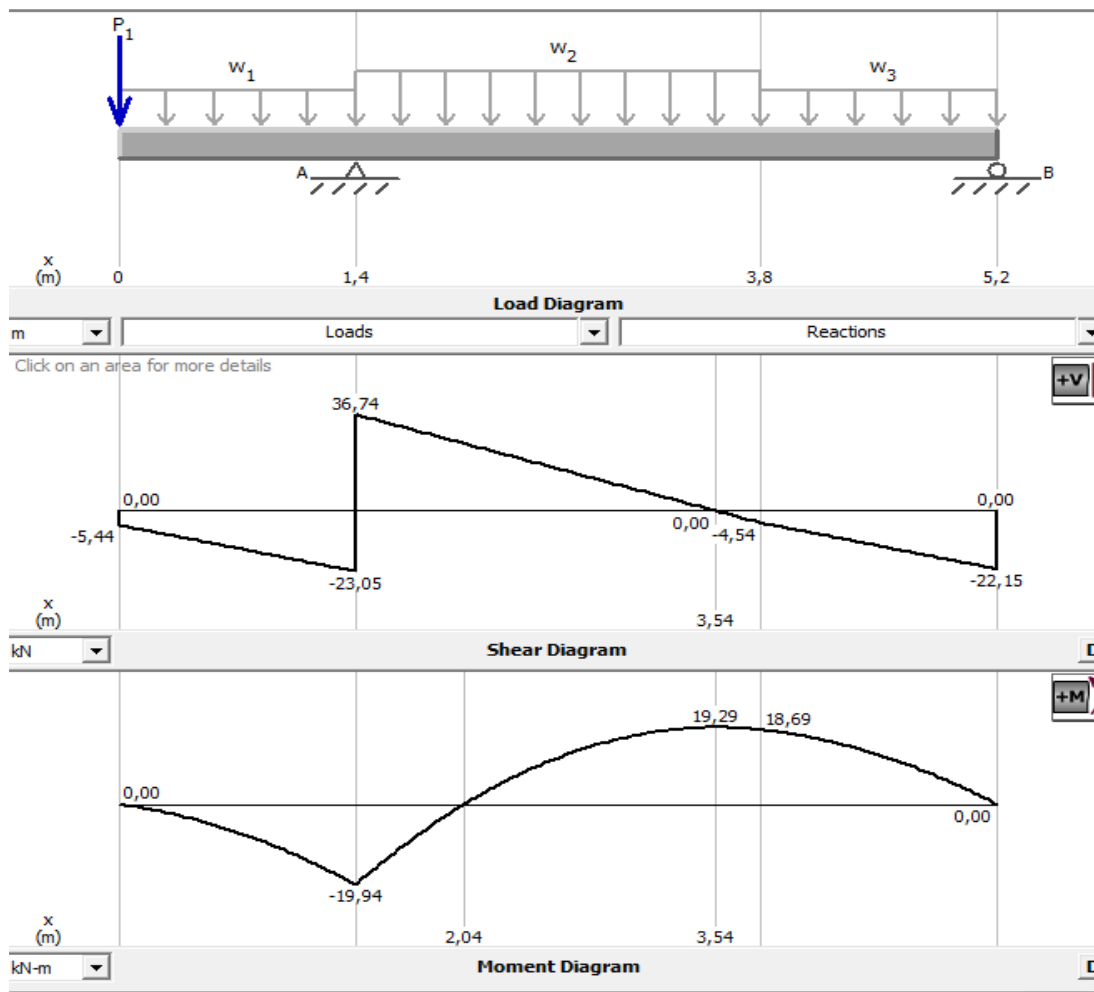


Figure III.4.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

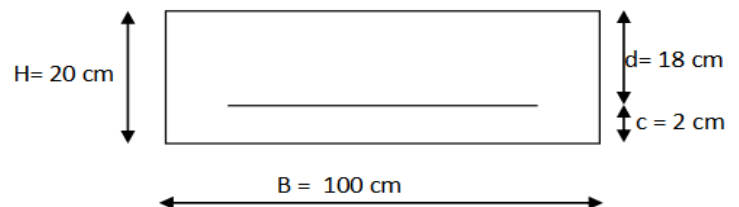
III.4.3.1.1. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculé précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}.$$

$$h = d + c = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$



⇒ En travée : $M_t^u = 16,39 \text{ kN.m}$

- **Armatures principales :**

$$f_{bc} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b \times f_{c28}} = \frac{0,85}{1 \times 1,5 \times 25} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,39 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,037 \leq 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,037 \rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,39 \times 10^3}{0,9815 \times 18 \times 348} = 2,66 \text{ cm}^2.$$

Soit : **6HA 12 (At = 6,78cm²)** Avec un espacement **S_t = 16 cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 (Ar = 3,92 cm²)** Avec un espacement **S_t = 20cm.**

⇒ **Aux appuis : Ma^u = 19,94 kN.m**

- **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,94 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,043 \leq 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,037 \rightarrow \beta = 0,9785$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,39 \times 10^3}{0,9785 \times 18 \times 348} = 3,25 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA 12 (At = 6,78cm²)** Avec un espacement **S_t = 16 cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 (Ar =3,92 cm²)** Avec un espacement **S_t =20cm**.

III.4.3.1.2. Les vérifications à l'ELU :

- a. **Vérification de la non fragilité du béton :**

$$A_s \geq \left\{ \frac{B}{1000} ; 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

B : la section de béton

$$\left\{ \frac{100 \times 18}{1000} = 1,8 \text{ cm}^2 ; 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 2,173 \text{ cm}^2 \right\}$$

$$A_s \geq A_{min} = 2,173 \text{ cm}^2$$

⇒ **En travée :** $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$ → **La condition est vérifiée.**

⇒ **En appuis :** $A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$ → **La condition est vérifiée.**

- b. **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min (3h = 60 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis : $S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ }
En travée : $S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ } → **La condition est vérifiée.**

- **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min (4h = 80 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

Aux appuis $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ }
 → **La condition est vérifiée.**

Entravées St = 20 cm < 45 cm

c. Vérification de l'effort tranchant :

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa. Avec : } T_{max} = 36,74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{36,74 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,204 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1.3/BAEL 91 modifié 99) :

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \text{ avec: } a \leq 0,9d$$

$$T_{max} = 36,74 \text{ kN}$$

$$T_{max} = 36,74 \text{ kN} < 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ kN} \rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$a \geq \frac{1,15 \times (T_{max} + \frac{Ma}{0,9d})}{f_e}$$

$$a \geq \frac{1,15 \times (36,74 \times 10^3 + \frac{19,94 \times 10^6}{0,9 \times 180})}{400} = 4,59 \text{ cm}^2 < 6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^{\text{lim}}$$
 Avec :

$$\tau_{se}^{\text{lim}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa. Avec } \Psi_s = 1,5 : \text{Coefficient scellement HA.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i} = \frac{36,74 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = 1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1 \text{ MPa} < \tau_{se}^{\text{lim}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

f. La longueur de scellement droit :

Elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

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

$$\text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Le BAEL propose d'adopter le crochet normal à 180° (A.6.1,253) de longueur d'encombrement de l'ancrage $l_a = 0,4 \times l_s$ pour des aciers HA.

$$l_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Donc on prend : **$l_a = 18 \text{ cm.}$**

III.4.3.2. Calcul à l'ELS :

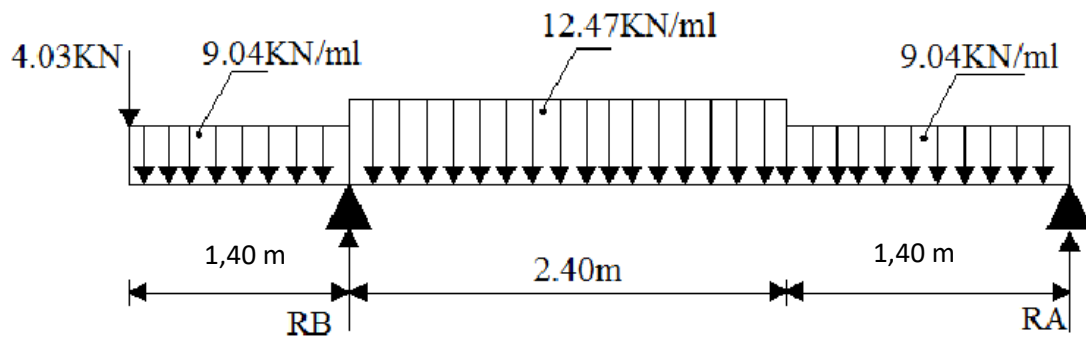
- **Combinaison d'action :**

$$\Rightarrow q_s^{\text{palier}} = 9,04 \text{ kN/ml.}$$

$$\Rightarrow q_s^{\text{paillasse}} = 12,47 \text{ kN/ml.}$$

$$\Rightarrow p_s = 4,03 \text{ KN.}$$

a. Le schéma statique :



- **Réactions d'appuis :**

Calcul des réactions d'appuis :

On suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS

$$\Rightarrow R_B = 43,31 \text{ kN.}$$

$$\Rightarrow R_A = 15,96 \text{ kN.}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Pour tenir compte des semis encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment M_{\max} en travée et en appuis respectivement :

$$\Rightarrow \text{Moments en travée : } M_t = 0,85 \times M_o.$$

⇒ **Moments en appuis** : $M_a = -0,3 \times M_0$.

Tronçons	X(m)	T (kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1,4$	0	- 4,03	0
	1,4	- 16,69	- 14,50
$1,4 \leq x \leq 3,8$	1,4	26,63	- 14,50
	3,8	- 3,30	13,49
$0 \leq x \leq 1,4$	1,4	- 15,6	0
	0	- 3,06	13,49

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des efforts.

- **Calcul du moment max :**

$$T_y = -12,47x + 44,082.$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{44,082}{12,47} = 3,53\text{m}$

Donc : $M_{\max}(3,53) = 13,92 \text{ kN.m}$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

⇒ **Aux appuis** : $M_A^{\max} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 13,92 = -4,176 \text{ kN.m}$

⇒ **En travée** : $M_t^{\max} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 13,92 = 11,832 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

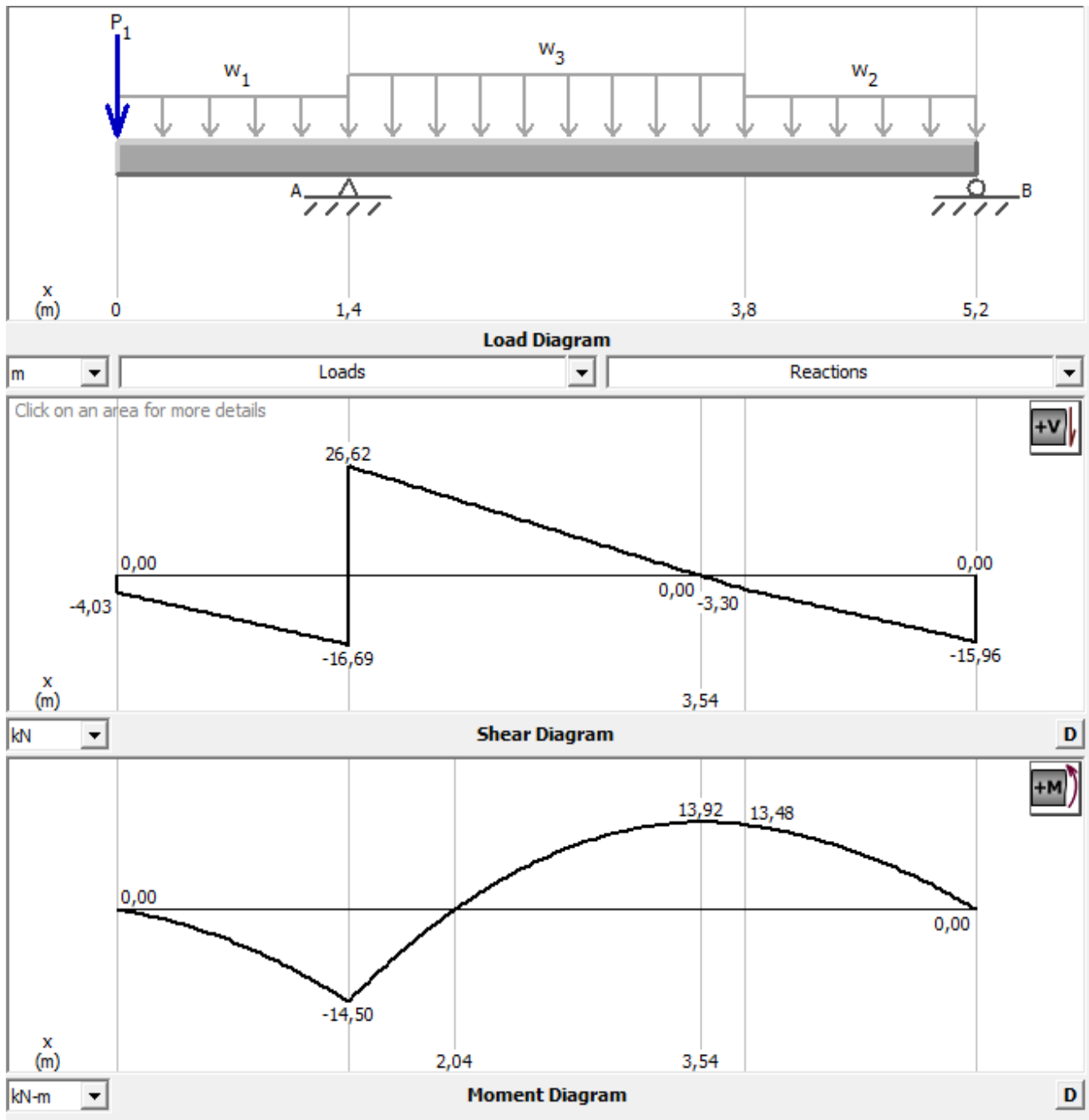


Figure III.4.5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III.4.3.2.1. Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art A.5.3.2/ BAEL 99) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de résistance de béton à la compression (Art A.4.5.2/BAEL 99) :

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

⇒ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{B \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,377$$

Tableau : $\rho = 0,377 \Rightarrow \beta_1 = 0,9052 \Rightarrow K_1 = 37,742 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,026$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{13,48 \times 10^3}{6,78 \times 0,9052 \times 18} = 122,02 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 122,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{122,02}{37,742} = 3,23 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

⇒ **Aux appuis :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{B \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,377$$

• **Dans les aciers :**

Tableau : $\rho = 0,377 \Rightarrow \beta_1 = 0,9052 \Rightarrow K_1 = 37,742 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,026$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{14,50 \times 10^3}{6,78 \times 0,9052 \times 18} = 131,25 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 131,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

• **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{131,25}{37,742} = 3,47 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

c) État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$3. \frac{M_t}{10 \times M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec : h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 270 cm) ;

M_t : moment max en travée

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section .

Vérification :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{270} = 0,074 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{13,48}{10 \times 13,92} = 0,096 \geq \frac{h}{L} = 0,074 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

⇒ **En travée :**

Armatures principale : 6HA12 espacement = 16 cm.

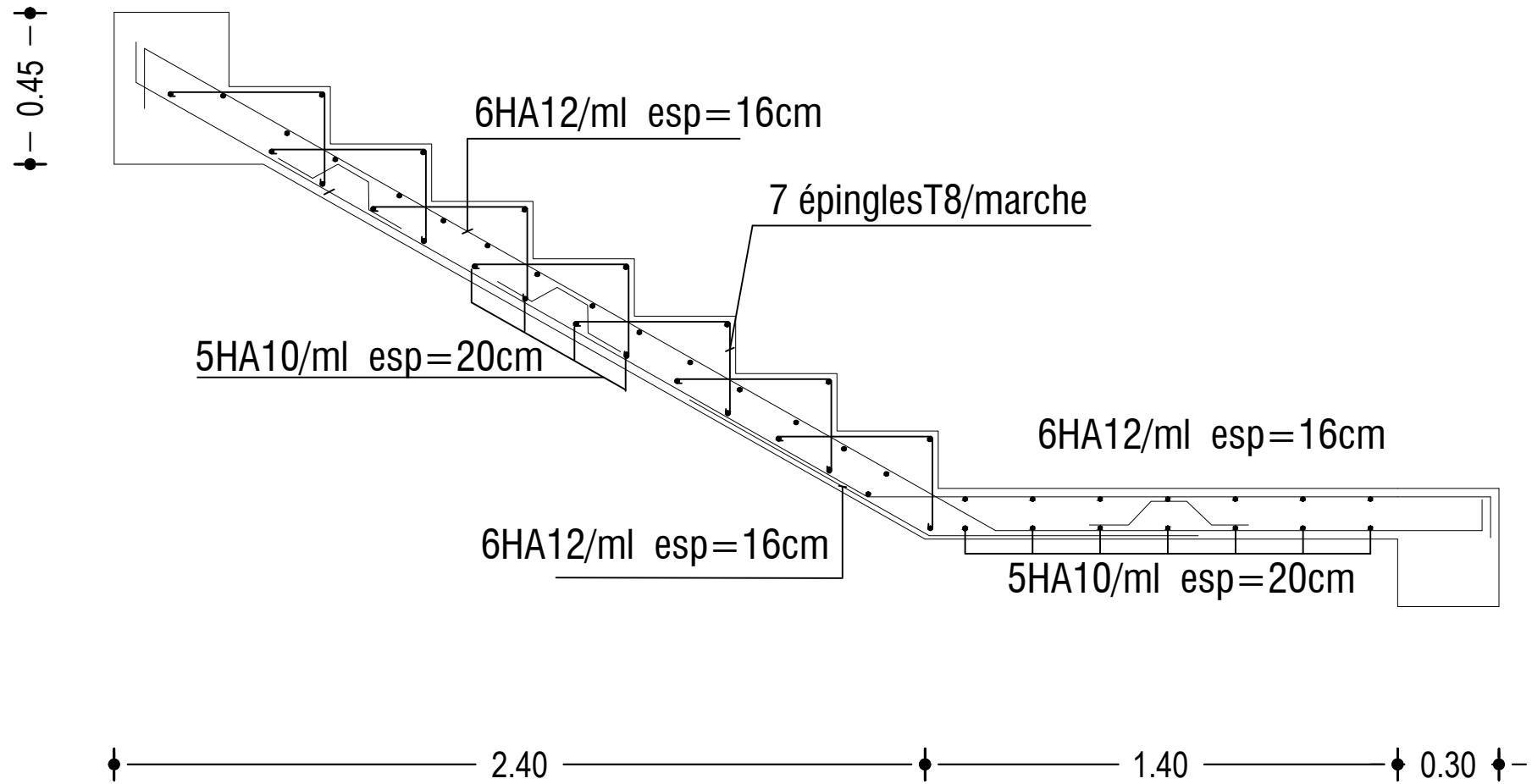
Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm.

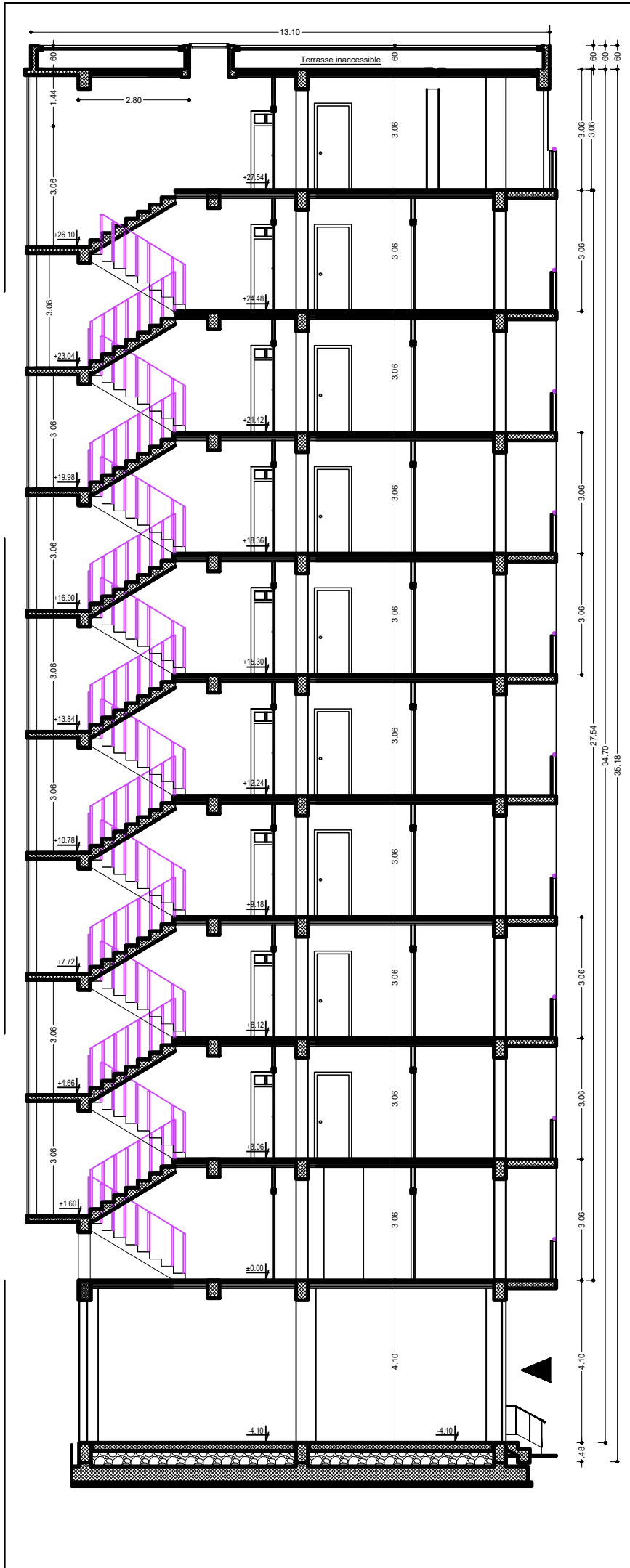
⇒ **Aux appuis :**

Armatures principale : 6HA12 espacement = 16 cm.

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm.

Escalier du bloc C





III.5. La poutre palière :

La poutre palière est une structure de forme rectangulaire définie par ses dimensions ($b \times h$). Elle est positionnée au niveau du palier intermédiaire, habituellement à mi-étage, et supporte son propre poids ainsi que la réaction provenant des escaliers. Cette poutre est solidement encastree aux deux extrémités dans les poteaux qui la soutiennent, et sa portée s'étend sur une distance de 3,30 m. L'analyse de cette poutre se concentre principalement sur la flexion simple comme mode de sollicitation.

III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Du chapitre II on a :

Hauteur = 40 cm.

Largeur = 25 cm.

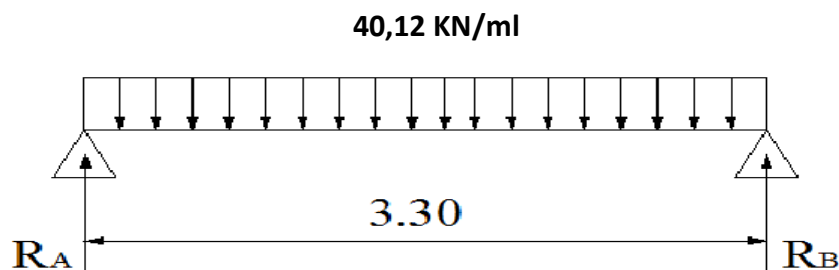
III.5.2 Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

- ⇒ Poids propre de la poutre $G = 0,25 \times 0,4 \times 25 = 2,5$ kN/ml.
- ⇒ Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_{uA} = 36,74$ kN.
- ⇒ Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_{sA} = 26,63$ kN.
- ⇒ Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5$ kN/ml.

III.5.3. Combinaison de charges :

- ⇒ **A l'ELU** : $Q_U = 1,35G + T_u = (1,35 \times 2,5) + 36,74 = 40,12$ kN/ml.
- ⇒ **A l'ELS** : $Q_S = G + T_s = 2,5 + 26,63 = 29,13$ kN/ml.

III.5.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :



Figures III.5.1 : Schéma statique de la poutre a l'ELU

- **Réaction d'appuis** : $R_A = R_B = \frac{qu \times l}{2} = \frac{40,12 \times 3,30}{2} = 66,2$ kN/ml.
- **Moments isostatiques** : $M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{40,12 \times 3,30^2}{8} = 54,61$ kN/ml.

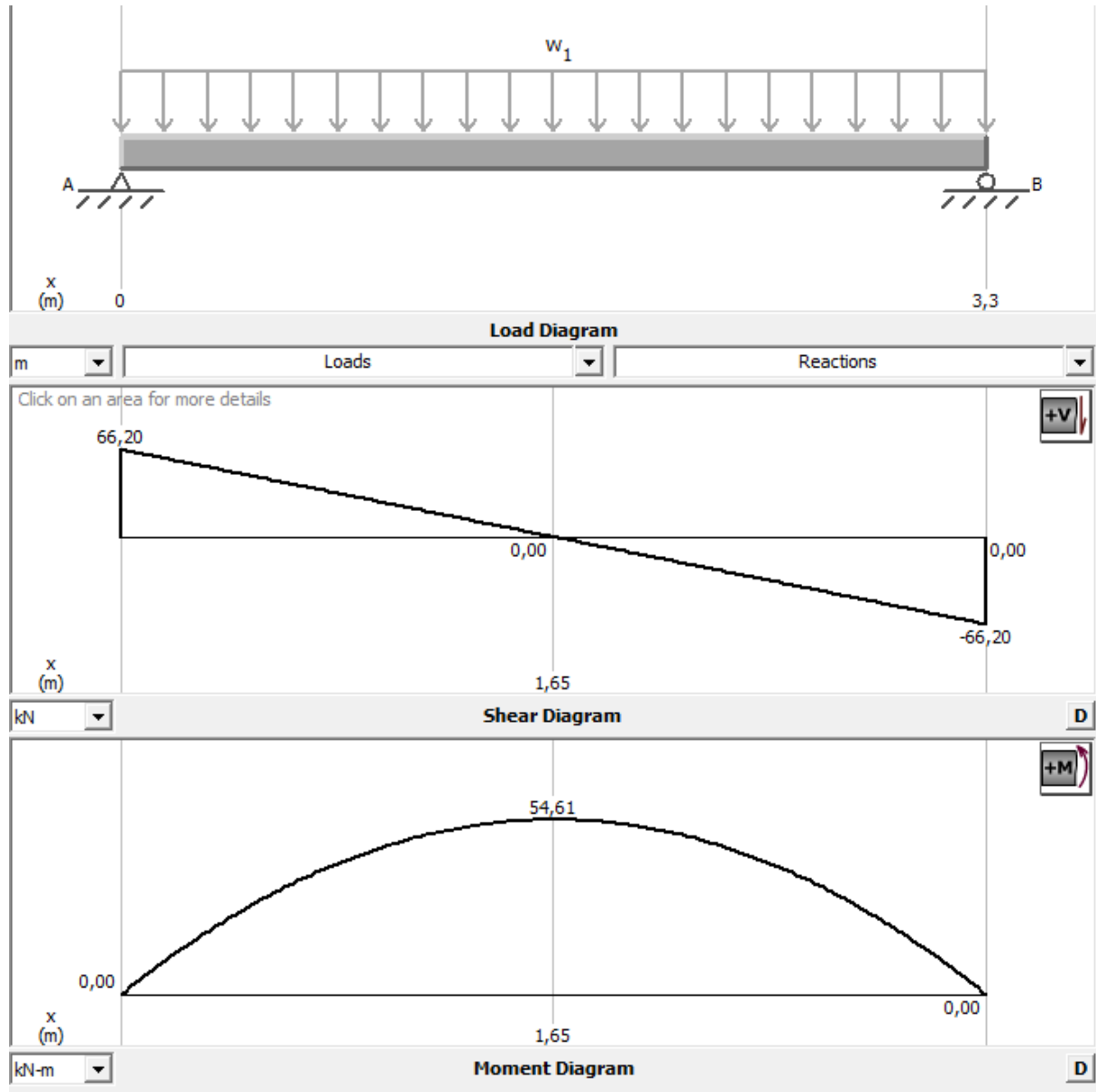
- **Moments corrigé :**

⇒ **En travée :** $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 54,61 = 46,42 \text{ kN.m}$

⇒ **Aux appuis :** $M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 54,61 = -16,38 \text{ kN.m}$

⇒ **Efforts tranchant max :** $V_u^{\max} = 66,2 \text{ kN}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU :



Figures III.5.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

III.5.5. Ferrailage à l'E.L.U :

a. Calcul des armatures principales :

⇒ En travée : $M_t = 46,42 \text{ kN.m}$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46,42 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,095 \leq 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,095 \rightarrow \beta = 0,950$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46,42 \times 10^3}{0,95 \times 37 \times 348} = 3,79 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **3 HA16 = 6,03 cm².**

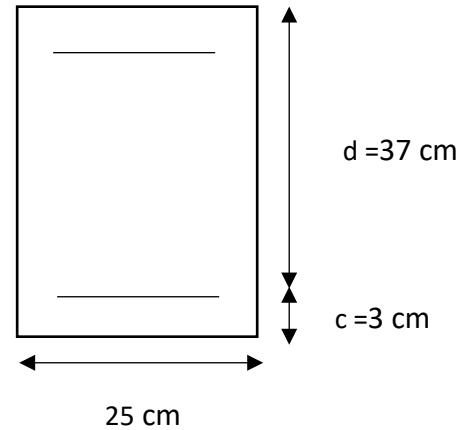
⇒ Aux appuis : $M_a^u = 19,94 \text{ kN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,38 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,033 \leq 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_a = 0,033 \rightarrow \beta = 0,9835$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,38 \times 10^3}{0,95 \times 37 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **3 HA12 = 3,39 cm².**



III.5.5.1. Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2$$

⇒ Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

⇒ En travée : $A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

➤ Vérification de l'adhérence :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i} \text{ avec } \sum u_i = n \times \emptyset \times \pi$$

$$\tau_{se} = \frac{66,2 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 1,76 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ la condition est vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2) :**

$$T_u^{\max} = 66,2 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{66,2 \times 10^3}{250 \times 370} = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée .}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min\{12 ; 11,4 ; 25\} = 11,4 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : **Ø10**

Donc on adopte **4 HA 10 = 3,14 cm² → (1 cadre +1 étrier) Ø10.**

➤ **Espacement des barres (Art 7.5,2,2 du RPA 99 version 2003) :**

✓ **En zone nodale :** $St \leq \min \{h/4 ; 12\phi\} = 10 \text{ cm}$

On prend : **S_t = 10 cm.**

✓ **En zone courante :** $St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$

On prend : **S_t = 15 cm.**

➤ **Quantité d'armatures transversales minimales (Art7.5-2-2 RPA 99 version 2003) :**

$$A_{min} = 0,003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,125 \text{ cm}^2 \text{ At} \geq 0,9 \text{ cm}$$

On prend : **A_t = 4 HA 10 = 3,14 cm².**

III.5.5.1. Calcul à l'ELS :

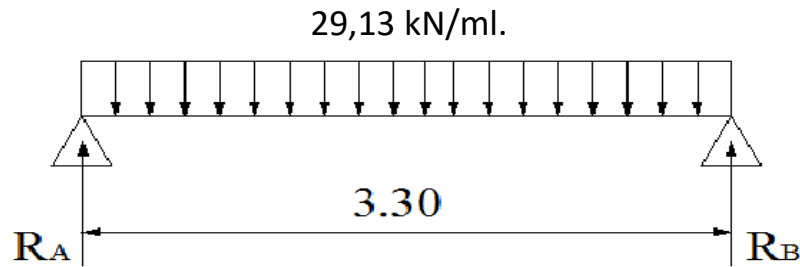


Figure III.5.3 : Schéma statique de la poutre à l'ELS.

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{qu \times l}{2} = \frac{29,13 \times 3,30}{2} = 48,06 \text{ kN/ml}$.
- Moments isostatiques : $M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{29,13 \times 3,30^2}{8} = 39,65 \text{ kN/ml}$.
- Moments corrigé :
 - ⇒ En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 39,65 = 33,70 \text{ kN.m}$
 - ⇒ Aux appuis : $M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 39,65 = - 11,89 \text{ kN.m}$
 - ⇒ Efforts tranchant max : $Vu^{\max} = 48,06 \text{ kN}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

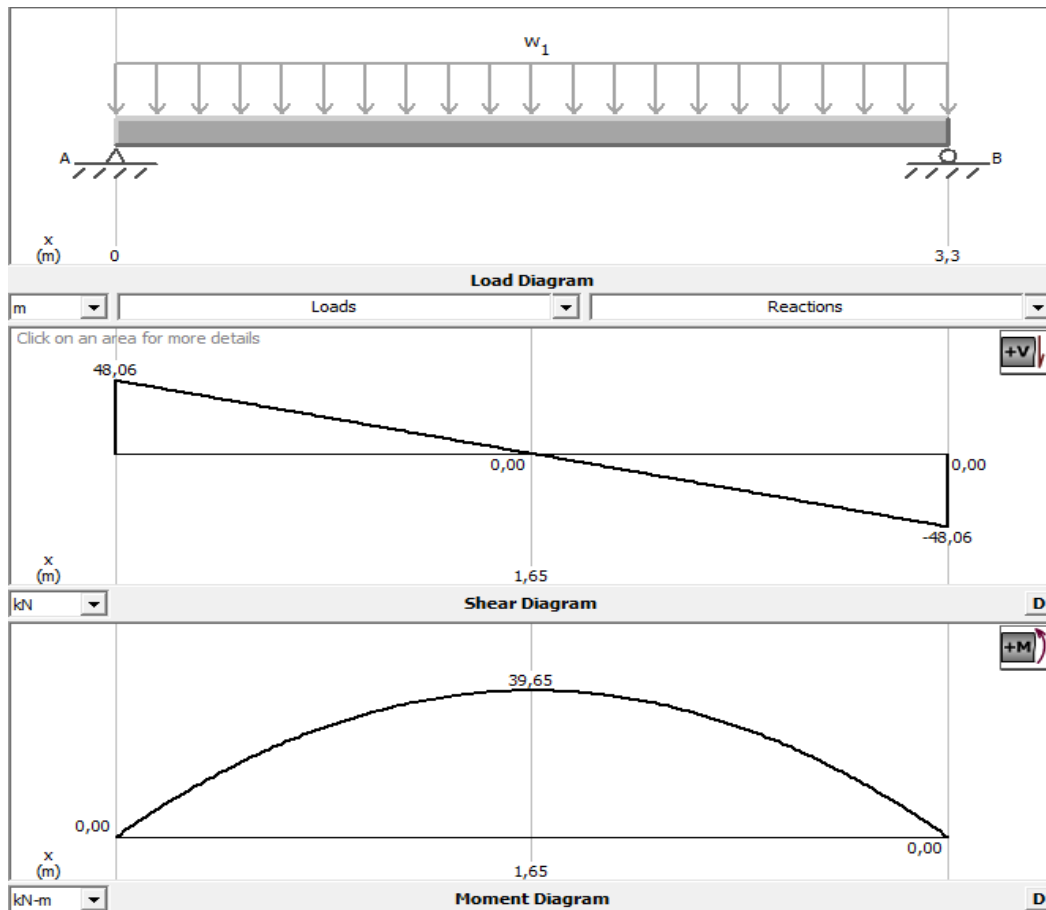


Figure III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.5.6. Vérification à l'ELS :

➤ État limite d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ État limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 du BAEL91)

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc} :

⇒ **En travée :**

1. Contrainte dans les aciers :

$$\rho = \frac{100 \times At}{b \times d} = \frac{100 \times 6,03}{25 \times 37} = 0,661$$

Tableau : $\rho = 0,661 \Rightarrow \beta_1 = 0,882 \Rightarrow K_1 = 27,02$.

$$\sigma_{St} = \frac{Mt}{At \times \beta_1 \times d} = \frac{33,70 \times 10^3}{6,03 \times 0,882 \times 37} = 171,25 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 171,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée .**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{171,25}{27,02} = 6,33 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$$
 la condition est vérifiée .

2. Contrainte dans le béton :

$$K = \frac{1}{27,02} = 0,037.$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,037 \times 171,25 = 6,34 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 6,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

⇒ **Aux appuis :**

1. Contrainte dans l'acier :

$$\phi = \frac{100 \times At}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 37} = 0,360$$

$$\phi = 0,360 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow K_1 = 38,76$$

$$\sigma_{St} = \frac{Ms}{At \times \beta_1 \times d} = \frac{11,39 \times 10^3}{3,39 \times 0,907 \times 37} = 100,12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 100,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée .**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{100,12}{38,76} = 2,58 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$$
 la condition est vérifiée .

2. Contrainte dans le béton :

$$K = \frac{1}{38,76} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,026 \times 100,12 = 2,60 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

3. État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
3. $\frac{M_t}{10 \times M_0} \geq \frac{h}{L}$

Avec : h : hauteur totale

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section .

Vérification :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{330} = 0,12 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{la condition est vérifiée .}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{603}{250 \times 370} = 0,0065 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée .}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{33,70}{10 \times 39,65} = 0,085 \geq \frac{h}{L} = 0,074 \rightarrow \text{la condition est vérifiée .}$$

Conclusion :

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

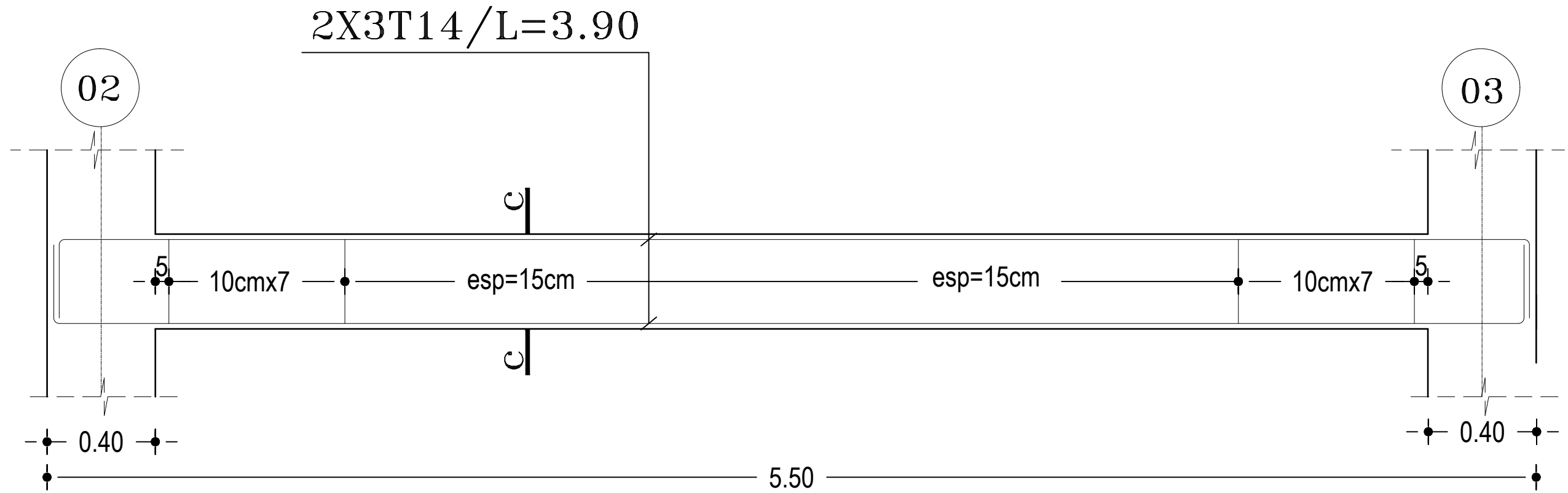
III.4.7. Ferrailage de la poutre palière :**Armatures longitudinales :**

- **3HA16** filantes pour le lit inférieur.
- **3HA 12** filantes pour le lit supérieur.

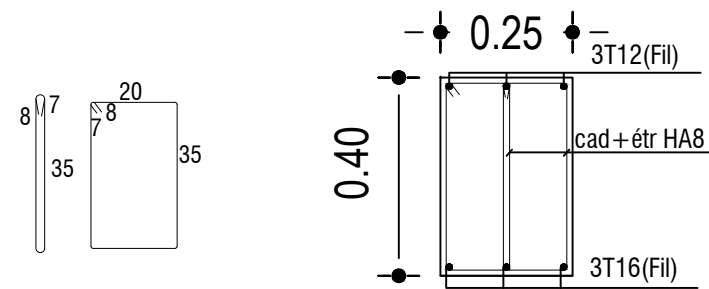
Armatures transversales :

1cadre et 1 étrier en **HA10**

ferrailage de la poutre paliere (25x40)



COUPE: c-c



• III.6 Dalle salle machine :

Un ascenseur est un équipement de transport vertical essentiel dans un bâtiment, jouant un rôle crucial dans la mobilité des occupants et devant être conçu pour résister aux charges et aux contraintes imposées par son fonctionnement ainsi que par les secousses sismiques éventuelles. Sa conception de l'ascenseur doit être conforme aux normes et aux exigences en vigueur.

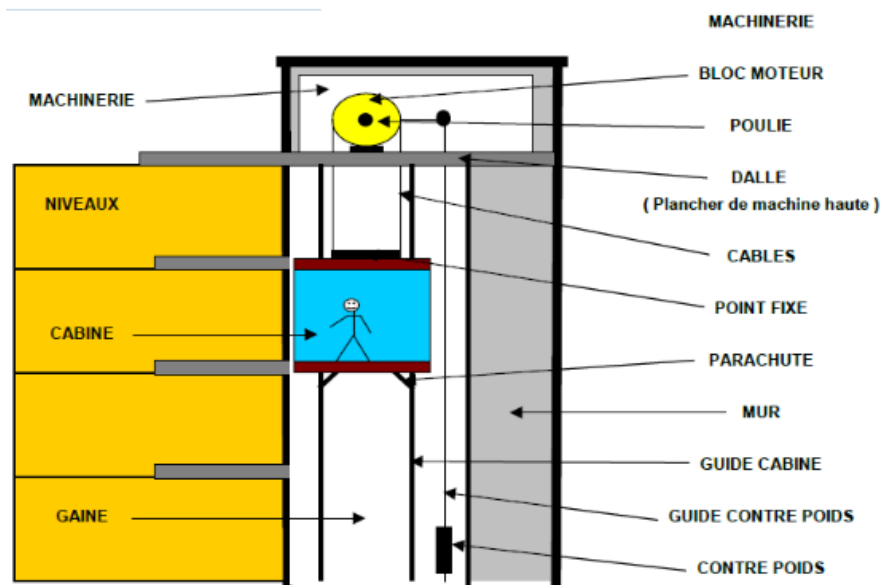


Figure III.6.1 : Schéma de la salle machine

III.6.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine :

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

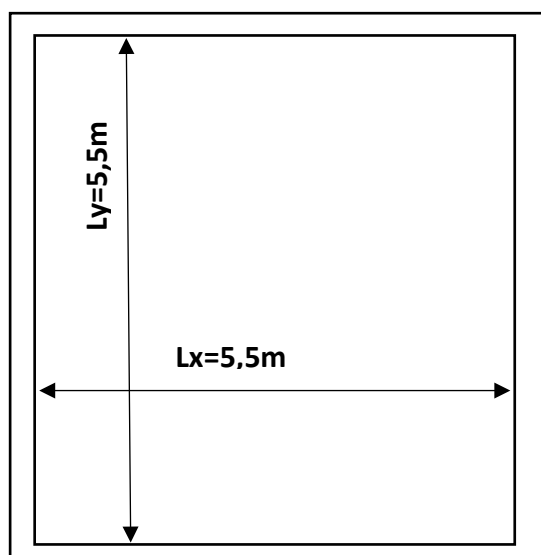


Figure III.6.2 : Schéma de la dalle pleine.

- L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{550}{30} = 18 \text{ cm}$$

Avec : h_0 : Épaisseur d'une dalle pleine.

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12 \text{ cm}$

Donc : on adopte une hauteur $h_0 = 20 \text{ cm}$

III.6.2. Calcul des sollicitations :

III.6.2.1. Calcul des moments engendrés par le système de levage :

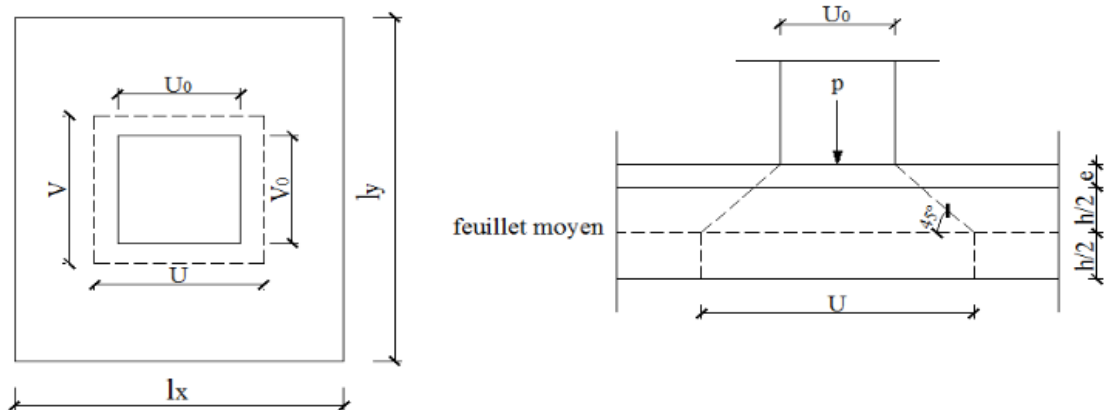


Figure III.6.3 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

a. Rectangle de diffusion :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t$$

Avec :

- h_t : épaisseur de la dalle. ($h_t = 20 \text{ cm}$)
- e : épaisseur du revêtement (5 cm)
- ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$).

b. Détermination les coefficients M_{01} et M_{02} :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{550}{550} = 1$$

Le calcul se fera en flexion en considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{550}{550} = 1.$$

$$\Rightarrow \frac{U}{l_x} = \frac{102}{550} \approx 0,2.$$

$$\Rightarrow \frac{U}{l_y} = \frac{102}{550} \approx 0,2.$$

c. Évaluation de moments M_{x1} et M_{y1} dus aux systèmes de levage à L'ELU :

$$M_{x1} = q \times (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{y1} = q \times (M_2 + \nu M_1).$$

Avec :

- ⇒ M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de **PIGEAUD** en fonction des rapports (l_x/l_y , U/l_x , V/l_y)
- ⇒ q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- ⇒ U , V : côtés de la surface réduite.
- ⇒ ν : Coefficient de poisson de béton qui est égal à : $\nu = 0$... à l'ELU
 $\nu = 0,2$ à l'ELS

d. Détermination les coefficients M_{01} et M_{02} :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{550}{550} = 1$$

Le calcul se fera en flexion en considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{550}{550} = 1.$$

$$\Rightarrow \frac{U}{l_x} = \frac{102}{550} \approx 0,2.$$

$$\Rightarrow \frac{U}{l_y} = \frac{102}{550} \approx 0,2.$$

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

Pour $\rho=1$:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,103. \\ M_2 = 0,046. \end{array} \right.$$

e. Calcul les moments M_{x1} et M_{y1} dues au poids propre de la dalle :

$$M_{x1} = q \times (M_1 + \nu M_2) \quad \text{avec : } \nu = 0 \text{ à l'ELU.}$$

$$M_{y1} = q \times (M_2 + \nu M_1)$$

✓ **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$.

$$P_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow M_{u,x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,103 = 12,514 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{u,y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,046 = 5,589 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de service (ELS) :** $\nu = 0,2$

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow M_{s,x1} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0,103 + 0,2 \times 0,046) = 10,098 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{s,y1} = P_s \cdot (\nu \cdot M_1 + M_2) = 90 \times (0,103 \times 0,2 + 0,046) = 5,99 \text{ KN.m}$$

f. Évaluation de moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_y \cdot q \cdot l_x^2 \longrightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_{y2} = \mu_x \cdot M_{x2} \longrightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Avec : μ_x et μ_y données en fonction de $\rho = 0,9$ donc : $\mu_x = 0,0456$, $\mu_y = 0,7834$.

$$q_u = 1,35G + 1,5Q.$$

Q : charge d'exploitation = 1kN/ml.

G : poids propre de la dalle : $G = \gamma_b \times e_{dalle} \times 1 \text{ ml} = 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ kN/m.}$

✓ **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ kN/m.}$$

$$\Rightarrow M_{u,x2} = 0,0456 \times 6,562 \times (1,80)^2 = 1,18 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{u,y2} = 0,7834 \times 1,18 = 0,92 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de service (ELS) :** $\nu = 0,2$

$\rho = 1$ donc : $\mu_x = 0,0456$, $\mu_y = 0,7834$.

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow M_{s,x2} = 0,0456 \times 4,75 \times (1,80)^2 = 0,71 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{s,y2} = 0,7834 \times 0,71 = 0,54 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$\text{ELU : } M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 12,514 + 1,18 = 13,694 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 5,589 + 0,92 = 6,509 \text{ KN.m}$$

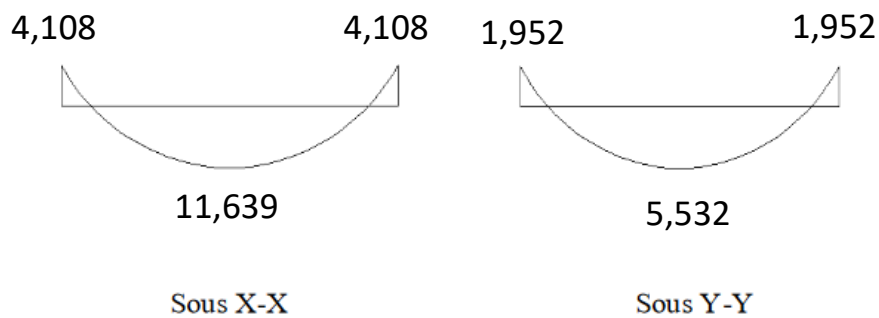
$$\text{ELS : } M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 10,098 + 0,71 = 10,808 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 5,99 + 0,54 = 6,35 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement de la dalle (continuité des voiles) on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

- **En travée :** $M_{tx} = 0,85 \times 13,694 = 11,639 \text{ kN.m}$
 $M_{yt} = 0,85 \times 6,509 = 5,532 \text{ kN.m}$
- **Aux appuis :** $M_{ax} = -0,3 \times 13,694 = -4,108 \text{ kN.m}$
 $M_{ya} = -0,3 \times 6,509 = -1,952 \text{ kN.m}$



III.6.2. 2. Ferrailage à l'ELU :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$

a. Dans le sens de la petite portée x-x :

⇒ En travée :

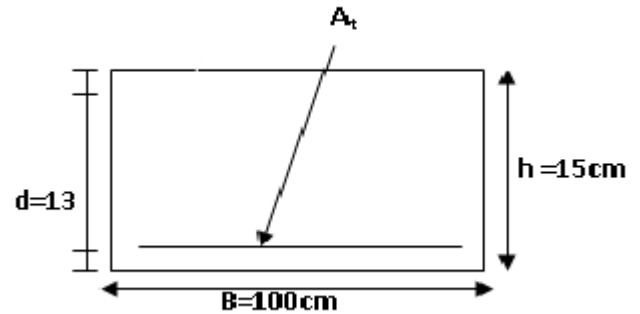
$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$= \frac{11,639 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,05 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,05 ; \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,639 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2,68 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25\text{cm}$.



⇒ Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$= \frac{4,108 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,018 ; \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,108 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $St=25 \text{ cm}$.

b. Dans le sens de la grande portée y-y :

⇒ En travée :

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$= \frac{5,532 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A.}$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,023 ; \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,532 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,24.$$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25\text{cm}$.

⇒ Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$= \frac{1,952 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,003 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A.}$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,003 ; \beta = 0,998$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,952 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²** avec : **St=25 cm.**

• Résumé du Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)		St (cm)
En travée	X-X	11,639	0,05	0,974	2,68	3,13	4HA10	25
	Y-Y	5,532	0,023	0,988	1,24	3,13	4HA10	25
Aux appuis	X-X	- 4,108	0,018	0,991	0,93	2,01	4HA8	25
	Y-Y	- 1,952	0,003	0,998	0,43	2,01	4HA8	25

Le panneau de dalle est soumis à une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

III.6.3. Vérification à l'ELU :

a. Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2h ; 25 \text{ cm}\} \longrightarrow St = 25 \text{ cm} < \{30\text{cm}; 25\text{cm}\}$$

✓ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \longrightarrow St = 25\text{cm} < \{45\text{cm} ; 33\text{cm}\}$$

Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \phi : \text{Diamètre des armatures longitudinales.}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

b. Condition de non fragilité (Art : B.7.4/BAEL91) :

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, qui sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence $W_0=0,8^0/_{00}$ dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

✓ **Direction principale sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_{x\min}}{bh} \geq \frac{W_0(3 - \alpha_x)}{2} \longrightarrow A_{x\min} \geq \frac{W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha_x)}{2}$$

Avec : $\alpha_x=0,9$: taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$W_0=0,8^0/_{00}$ pour les H.A FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\frac{W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha_x)}{2} = \frac{0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0,9)}{2} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 1,26\text{cm}^2 < A_x = 3,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Direction secondaire sens y-y :**

$$W_y = \frac{A_{y\min}}{bh} \geq \frac{W_0(3 - \alpha_y)}{2} \longrightarrow A_{y\min} \geq \frac{W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha_y)}{2}$$

Avec : $\alpha_y=0.8$

$$\frac{W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha_y)}{2} = \frac{0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0,8)}{2} = 1,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = A_{y\min} = 1,32\text{cm}^2 < A_y = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

c. Condition de non poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91 modifiée 99) :

$$P_u \leq Q = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$P_u = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ kN.}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

$$P_u = 121,5 \text{ kN/ml} < Q = 450 \text{ kN/ml} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

e. Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau}_u$$

$U = V$, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens est :

$$T_u = \frac{P_u}{3 \times U} = \frac{121,5}{3 \times (1,05)} = 38,57 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38,57 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,30 \text{ MPa.}$$

$$\min \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,07 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 1,167 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc} : \tau_u = 0,30 \leq \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

III.6.4 Vérification de l'E.L.S :

a. Superposition des moments :

$$M_{sx} = 10,098 + 0,71 = 10,808 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = 5,99 + 0,54 = 6,35 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } M^t_x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,808 = 9,18 \text{ KN.m}$$

$$M^t_y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,35 = 5,39 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{En appuis : } M^a_x = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10,808 = -3,24 \text{ KN.m}$$

$$M^a_y = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 6,35 = -1,90 \text{ KN.m}$$

b. Ferrailage de la dalle :

1) Dans le sens de la grande portée x-x :

\Rightarrow En travée :

$$\mu = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,18 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,04 ; \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,18 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$; avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

\Rightarrow Aux appuis :

$$\mu = \frac{M^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,24 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,01 ; \beta = 1,000$$

$$A_a = \frac{M^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,24 \times 10^3}{1 \times 13 \times 348} = 0,71 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$, Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

2) Dans le sens de la grande portée y-y :

⇒ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,532 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$M = 0,023 : \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,532 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3,14 cm²** ; Avec : : **S_t = 25 cm.**

⇒ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,952 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,003 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,003 ; \beta = 0,998$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,952 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **Aa=4HA8 = 2,01cm²** ; Avec : : **S_t = 25 cm.**

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

c. Vérification de l'état limite de déformation :(ArtB.7.5 BAEL91/99)

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{xt}}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec : M_{xt} moment en travée dans le sens x-x.

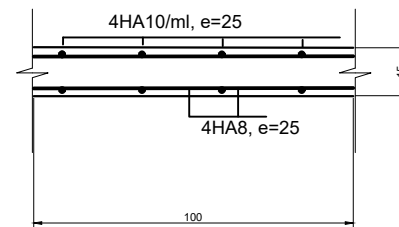
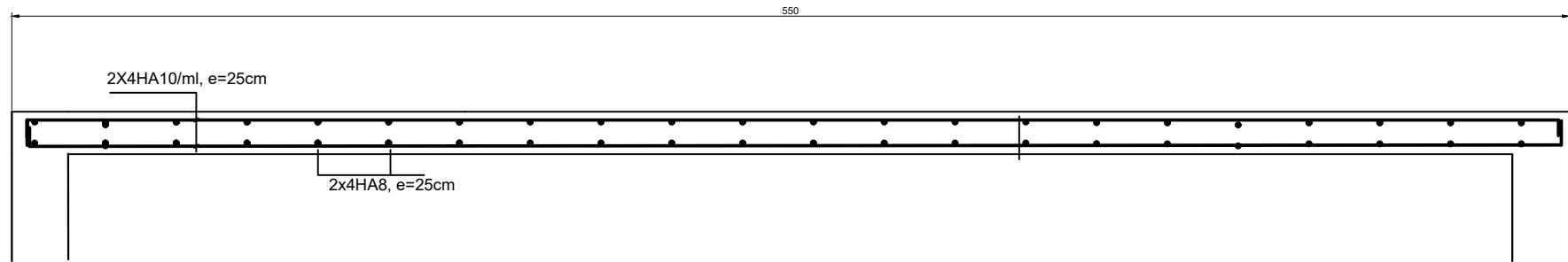
M_x moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m.

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{130} = 0,11 \geq \frac{9,18}{20 \times 10,808} = 0,04 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3,24}{100 \times 13} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

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

Ferrailage de la dalle pleine (Salle Machine)



CHAPITRE IV : Modélisation et vérifications des exigences du RPA

IV. PRESENTATION DE LOGICIEL :

IV.1. Description générale du logiciel ROBOT 2016 :

Le logiciel Robot est un outil de CAO/DAO développé par Autodesk dédié à la modélisation, à l'analyse et au dimensionnement de diverses structures. Il permet de créer des modèles de structures, de réaliser des calculs, de vérifier les résultats, de dimensionner les éléments spécifiques, et enfin, de générer la documentation nécessaire pour les structures calculées. Il est largement utilisé dans le domaine de la construction pour concevoir, analyser et simuler des structures complexes comme les bâtiments et les ponts, en fournissant une solution complète pour les ingénieurs.



Figure.IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT 2019.

IV.2. Modélisation avec le logiciel ROBOT :

IV.2.1. Choix de la méthode de calcul :

⇒ **La méthode statique équivalente [Art 4.1.2 RPA 99/MOD 2003] :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

- a. Si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone II.
- b. Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage IIa).

⇒ **La méthode d'analyse modale spectrale [Art 4.1.3 RPA 99/MOD 2003] :**

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

⇒ **La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [Art 4.1.3 RPA 99/MOD 2003]:**

IV.2.2. Modélisation à l'aide du logiciel Robot :

Pour effectuer la modélisation de notre structure on a dû suivre plusieurs étapes qui sont :

A. Création du model géométrique :

1. Choix du type de structure :

Pour notre cas on choisit "Etude d'une Coque" comme montré sur la figure IV.2.

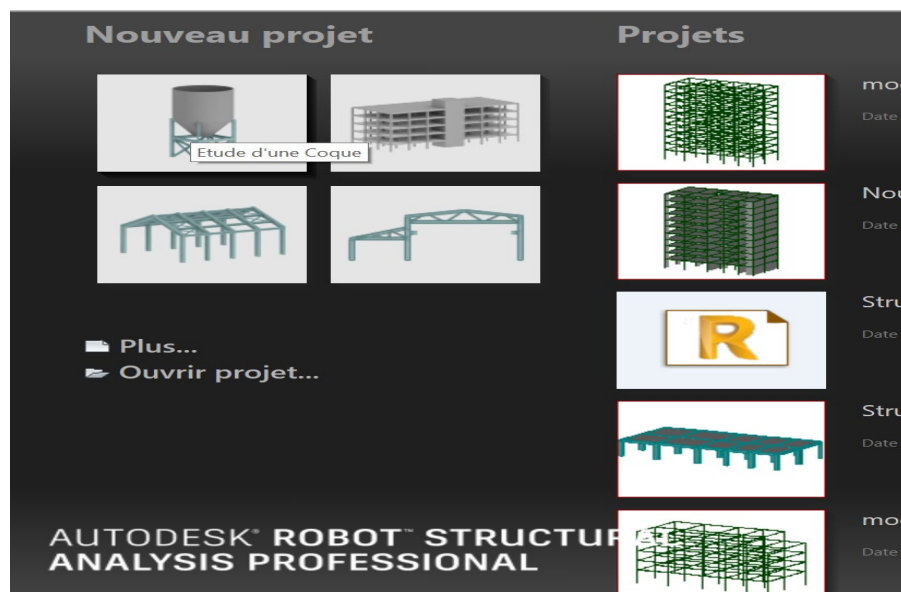


Figure IV.2 : Choix du modèle de structure.

Une fois le choix du modèle effectué ; **Désactiver la grille** :

⇒ Outils => mode d'accrochage => décocher la case de la grille.

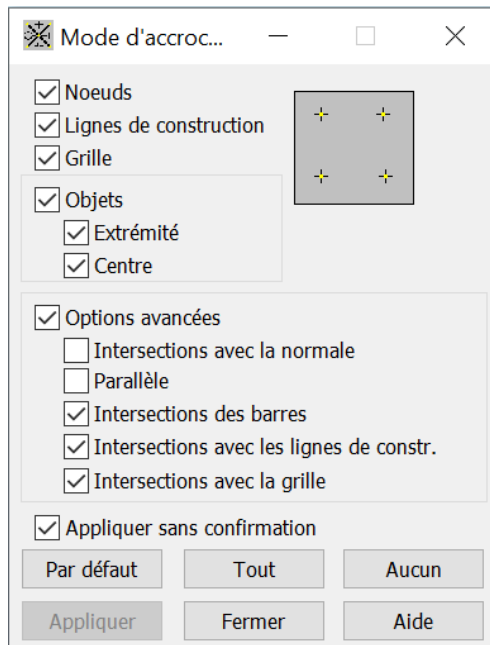
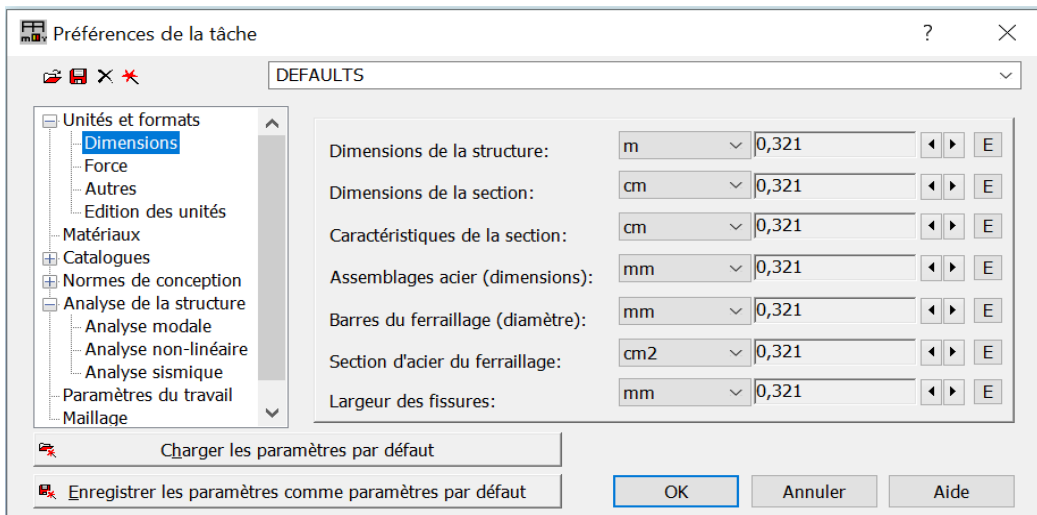


Figure IV. 3 : Désactivation de la Grille.

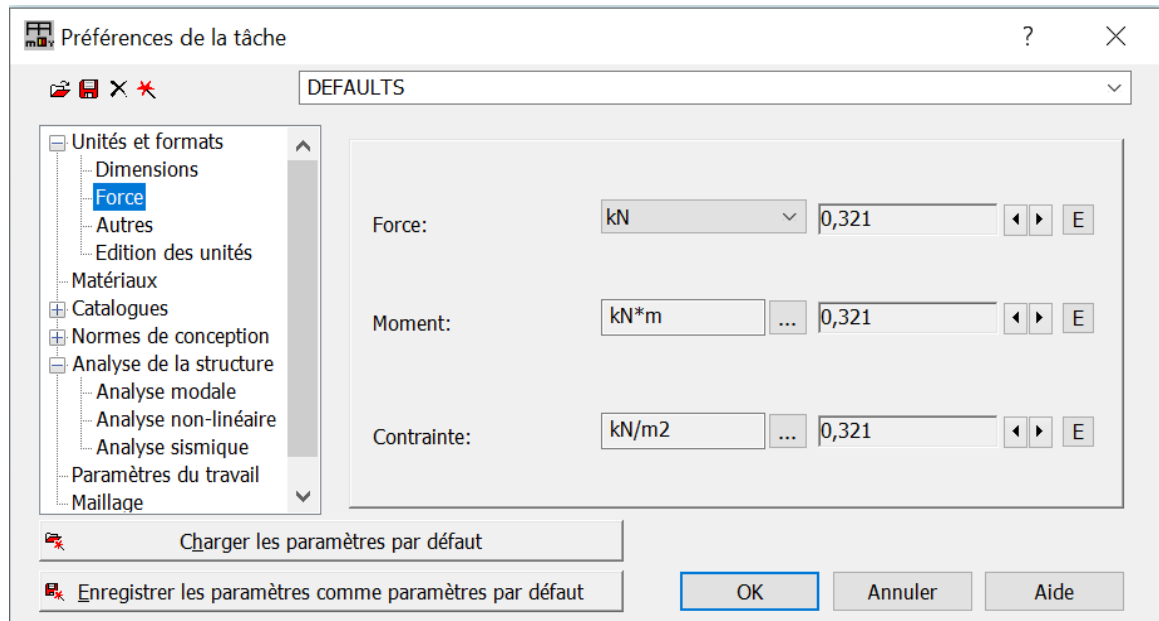
2. Configuration des paramètres du travail :

Dans le menu « outils » on choisit « préférences de l’affaire » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l’affaire.

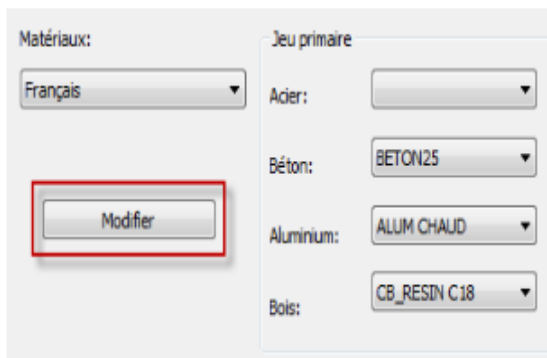
⇒ **Dimensions** :



⇒ Forces :



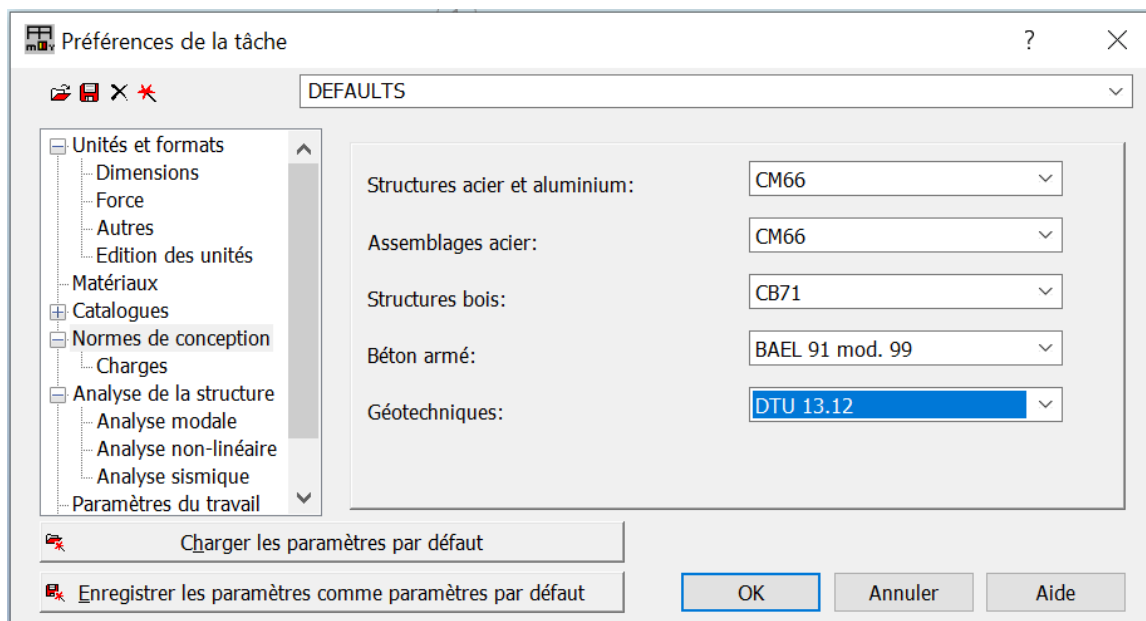
⇒ Matériaux :



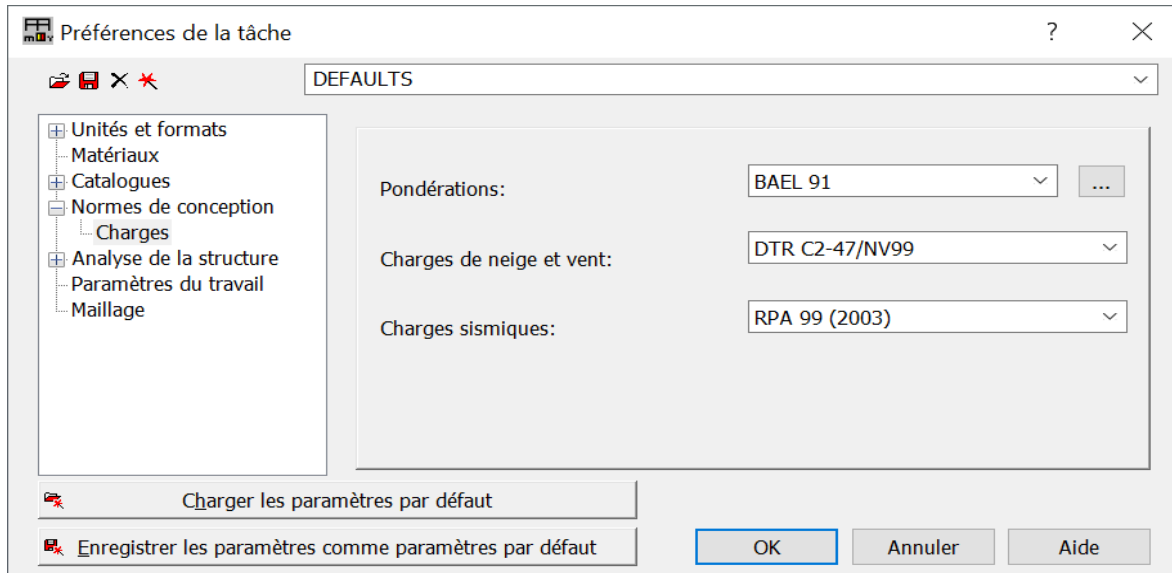
Nom: BETON25 Descrip:

Elasticité		
module de Young E:	<input type="text" value="32161,200"/>	(MPa)
coefficient de Poisson ν:	<input type="text" value="0,2"/>	
module de cisaillement G:	<input type="text" value="13300,000"/>	(MPa)
Poids spécifique (poids unitaire):	<input type="text" value="25,000"/>	(kN/m ³)
Expansion thermique:	<input type="text" value="0,000010"/>	(1/°C)
Coefficient d'amortissement:	<input type="text" value="0,04"/>	

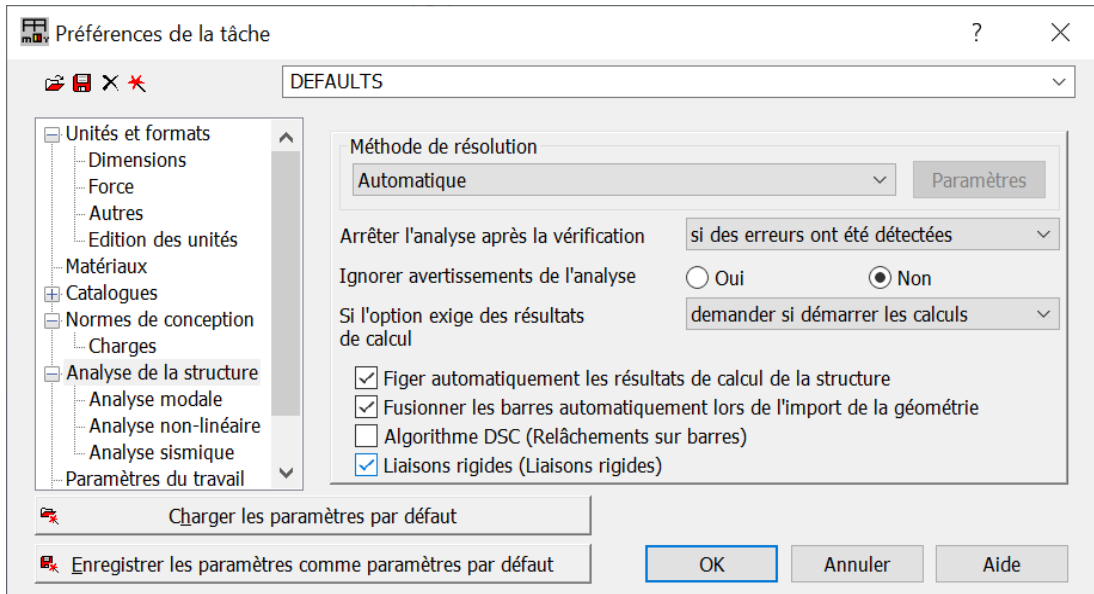
⇒ Normes de conception :



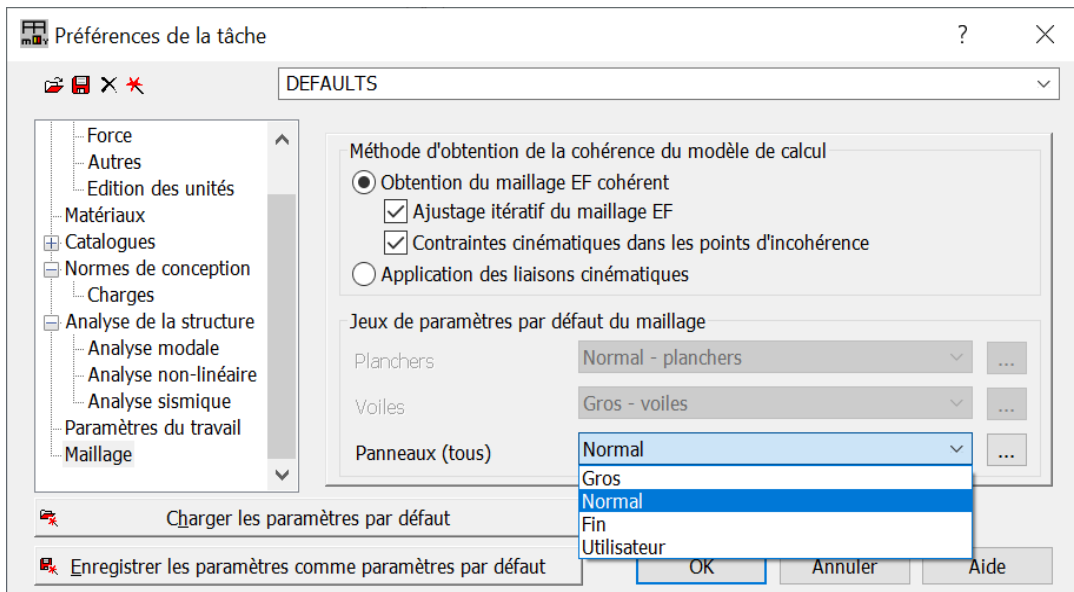
⇒ Charges :



⇒ **Analyse de la structure :**



⇒ **Maillage :**



3. Lignes de construction :

- Structure => lignes de constructions => introduire les cotes des lignes de construction de la structure dans la fenêtre donnée ci-dessous, dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou lignes arbitraires.

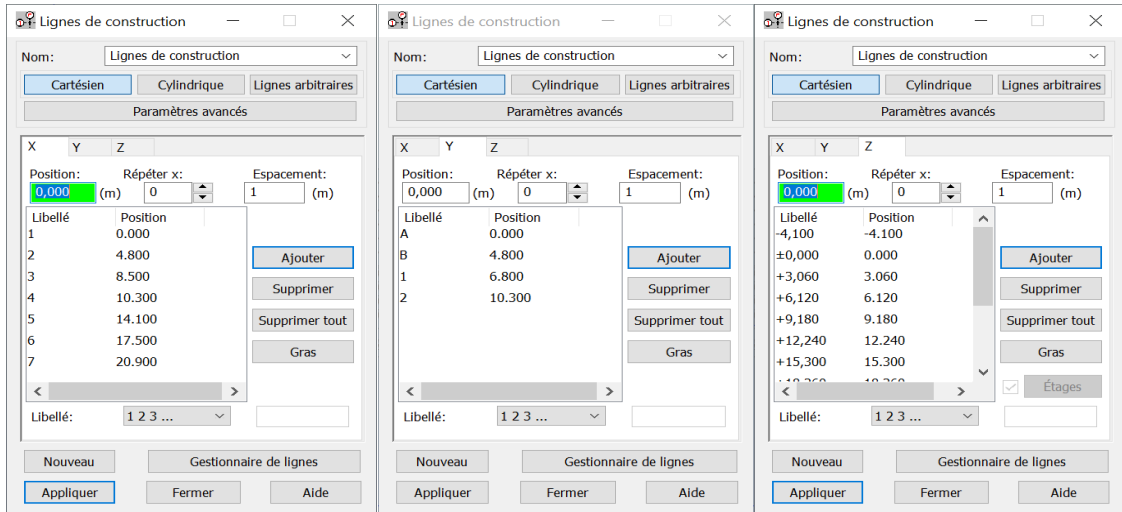



Figure IV. 4 : Lignes de construction.

4. Définition des éléments :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure => Caractéristiques => Profils de barres » ou dans la barre d’outils « Modèle de structure », on clique sur  l’icône :

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

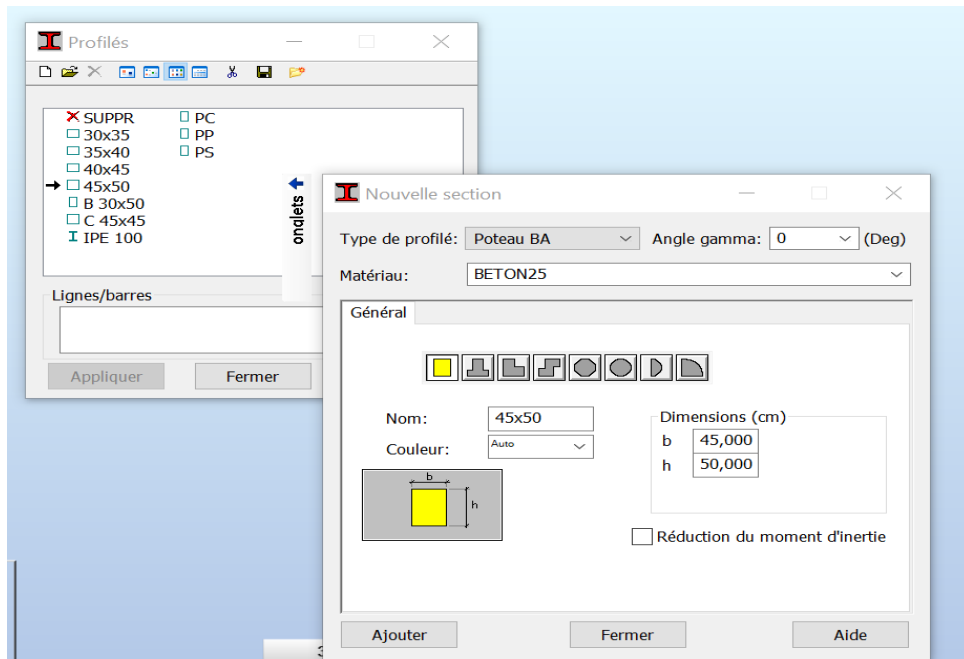


Figure IV. 5 : choix des profilés des barres.

5. Affectation des éléments :

5.1 Eléments barres :

Structure => barre => choisir le type et la section de l'élément.

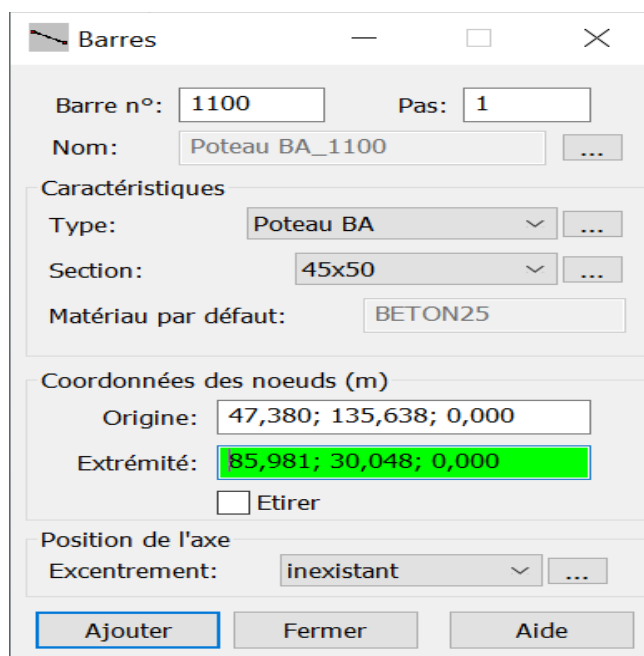


Figure IV. 6 : Modélisation des éléments barre.


5.2 Eléments surfaciques :

⇒ Plancher :

1^{ère} étape :

Définition de l'épaisseur : Structure => caractéristiques => Epaisseur EF.



La direction : toujours dans la direction des poutrelles 

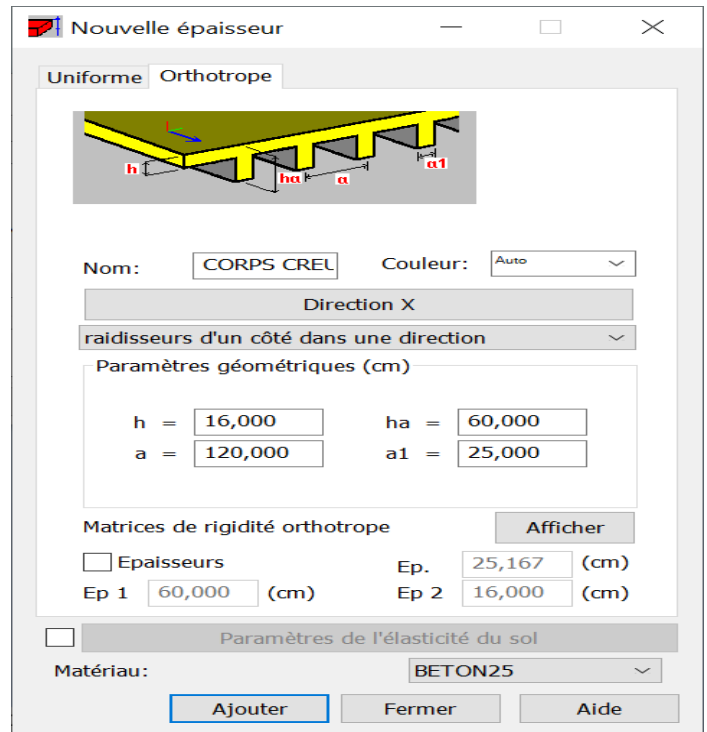


Figure IV. 7 : Définition d'un plancher à corps creux.

2^{ème} étape :

Affectation du plancher : Structure => plancher

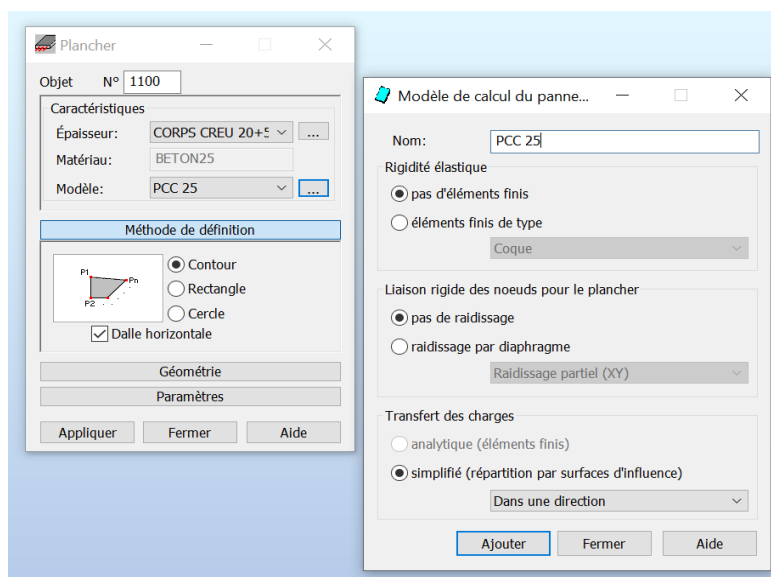


Figure IV.8 : Affectation d'un élément surfacique (Plancher).

- Dalle pleine :

Structure => caractéristiques => épaisseur EF => définir nouvelle épaisseur.

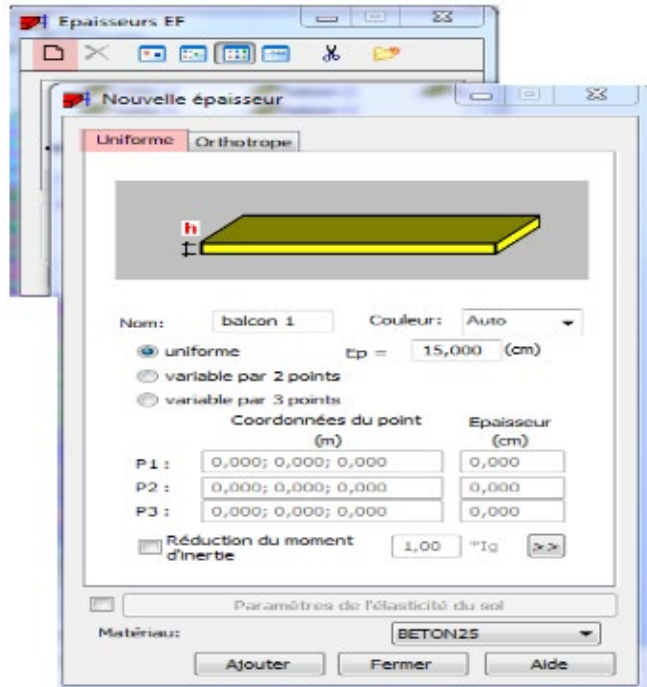


Figure IV.9 : Définition d'une dalle pleine.

Structure => objet => polyline-contour => paramètres => choisir panneau => délimiter la surface de la dalle pleine.

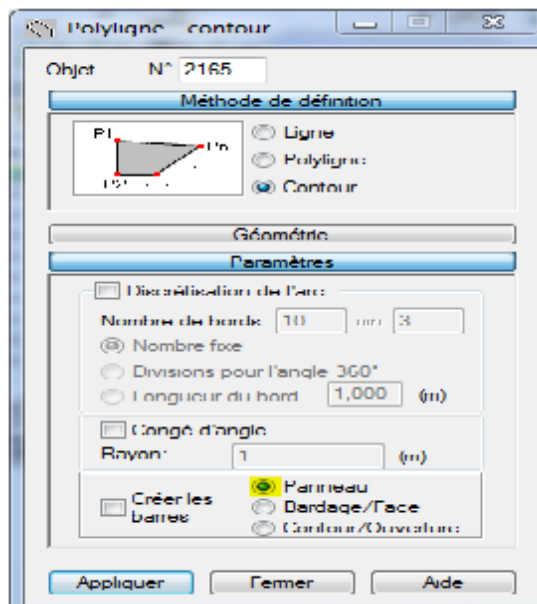



Figure IV.10: Affectation d'un élément surfacique (DP).

6. Définition des voiles :

Cliquer sur l'icône  => Définir nouvelle épaisseur => choisir l'onglet "Uniforme" => introduire le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

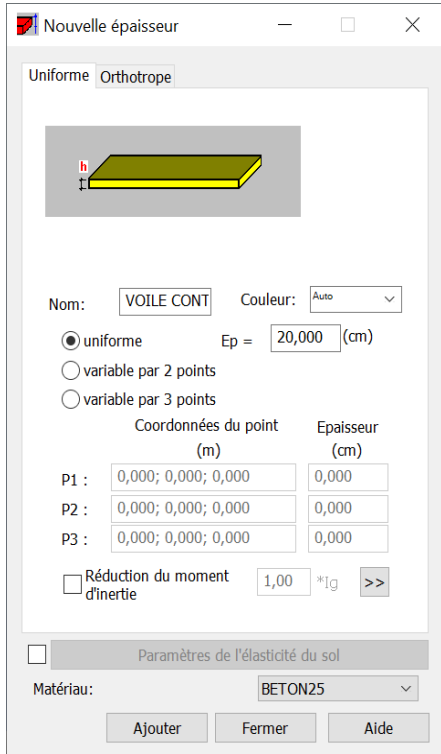


Figure IV.11: Définition des voiles.

Avant la modélisation des voiles, il faut créer des lignes de construction pour définir les contours des voiles.

- Cliquer sur l'icône "Polyligne - contour" => Paramètres => cocher la case "Contour" et "Panneau"

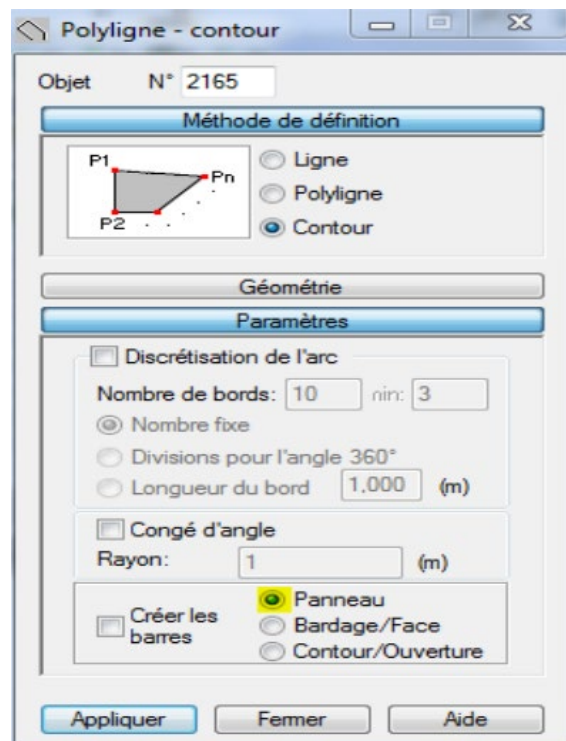


Figure IV.12: Modélisation des voiles.

7. Encastrement de la structure :

Pour l'encastrement des poteaux :

- Afficher le plan XY => afficher le numéro des nœuds => sélectionner les nœuds => structure => appuis => nœuds => encastrement.

Pour encastrer la base des voiles et les escaliers :

- Sélectionner les voiles et la volée => clique sur l'onglet "**Linéaires**" => Encastrement.

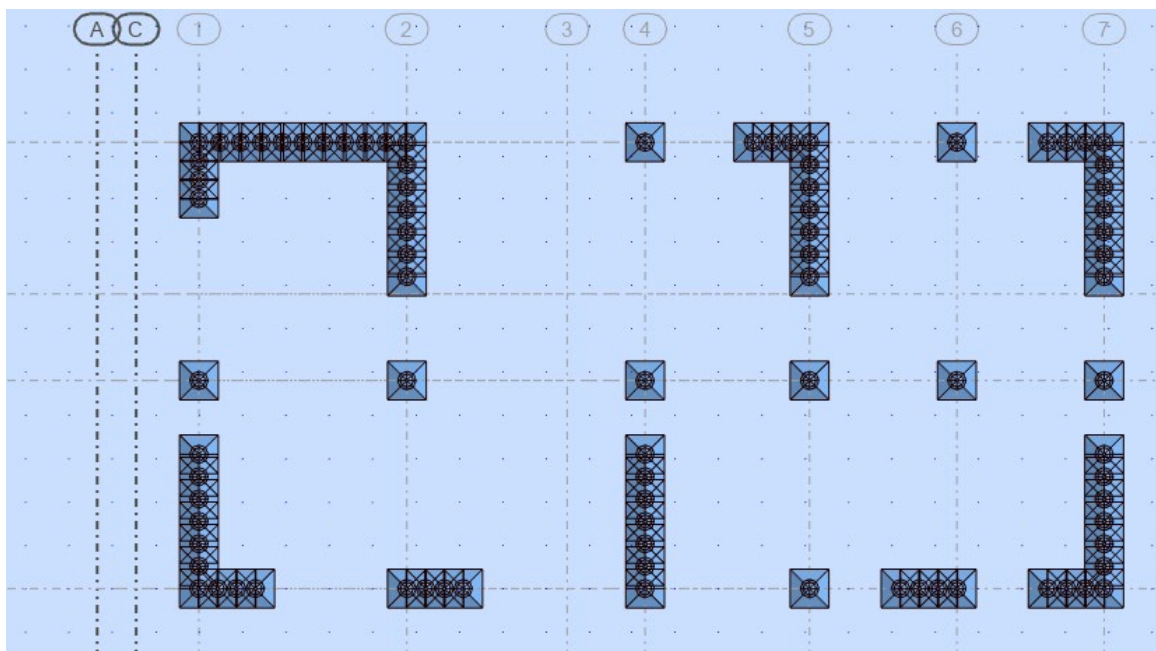


Figure IV.13 : Définition de l'encastrement.

8. Définitions des cas de charges statiques (G et Q) :

- Chargement => Cas de charge => choisir la nature et le nom => cliquer sur "Nouveau"

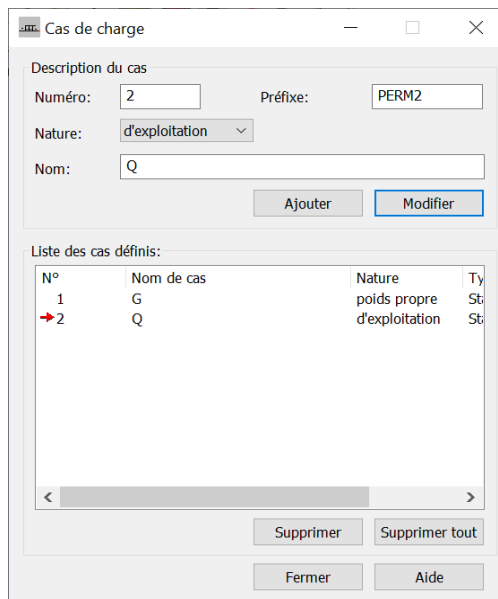



Figure IV.14 : Définition des charges.

9. Affectation des charges :

Choisir le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation) :



- Chargement => définir charges => surface => cliquer sur  => introduire la valeur de G ou Q dans la zone "valeurs Z". (Avec le signe moins).

Pour G :

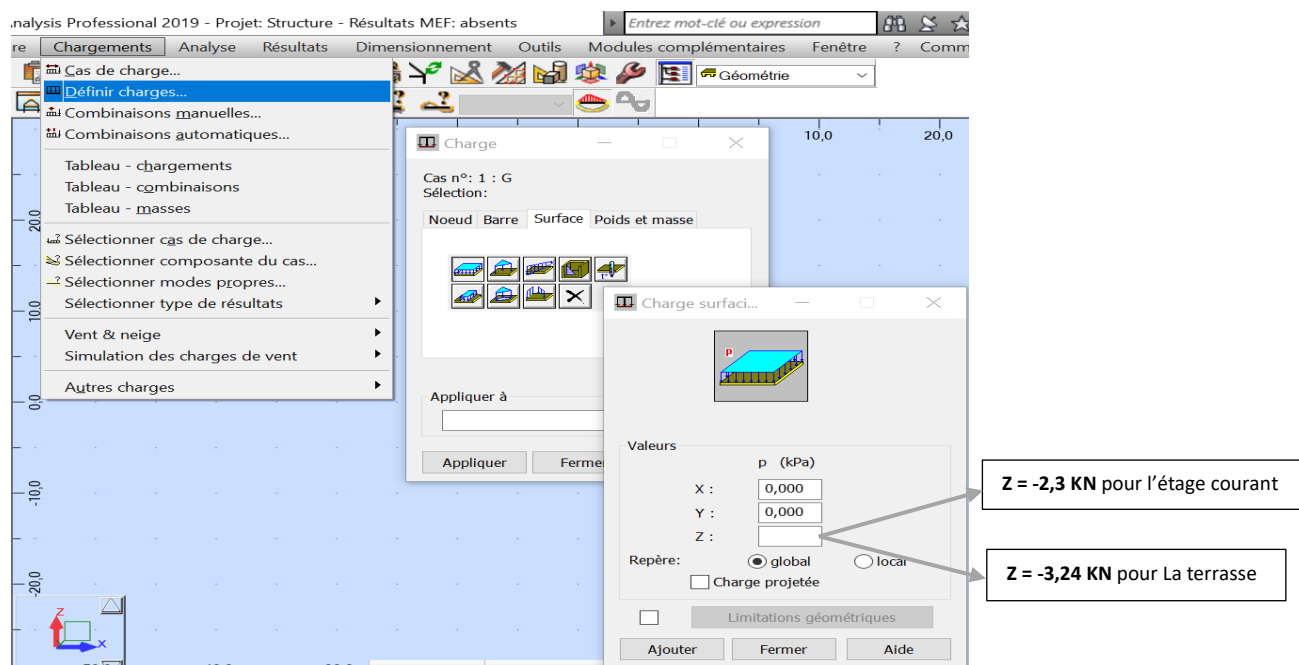


Figure IV.15 : Affectation de la charge surfacique G.

Pour Q :

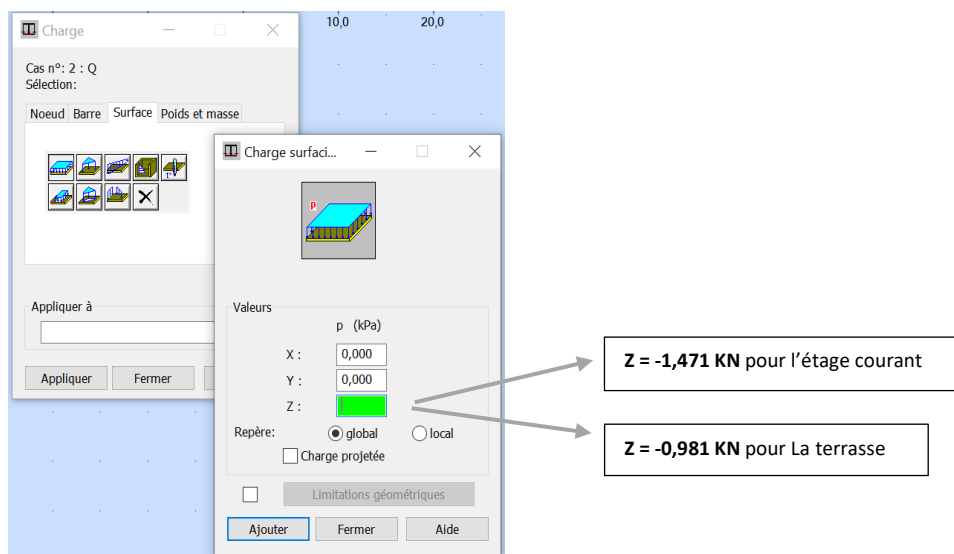


Figure IV.16 : Affectation de la charge surfacique Q.

De même pour les éléments barres, on remplace surface par barre.

a. Poids de la structure : $W = \Sigma G + \beta \Sigma Q$

⇒ Analyse => type d'analyse => masse.

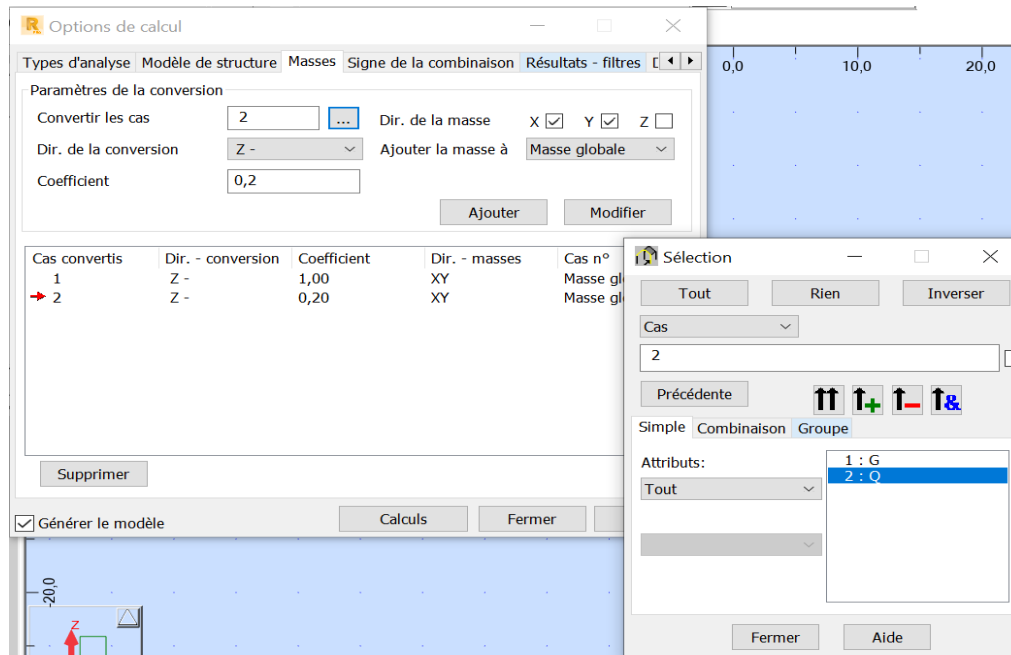


Figure IV.17 : Définition de la masse sismique.

b. Analyse modale :

Effectuer une vérification du comportement de la structure vis-à-vis de son poids propre.

⇒ Analyse => type d'analyse => type d'analyse => Nouveau => Modale => OK.

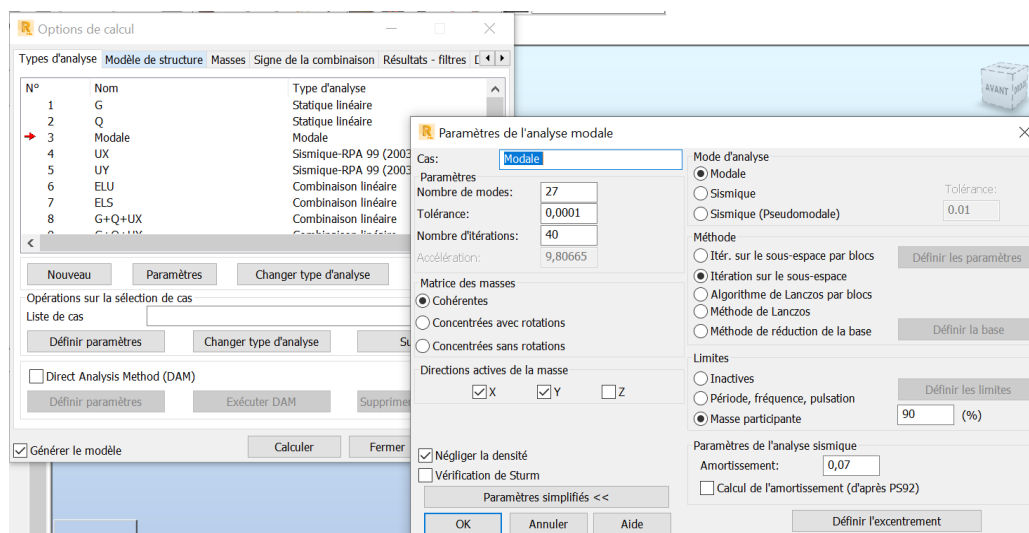


Figure IV.18 : Paramètres de l'analyse modale.

c. Analyse sismique :

Vérification du comportement de la structure vis-à-vis du séisme UX et UY.

➤ Analyse => type d'analyse => type d'analyse => Nouveau => Sismique.

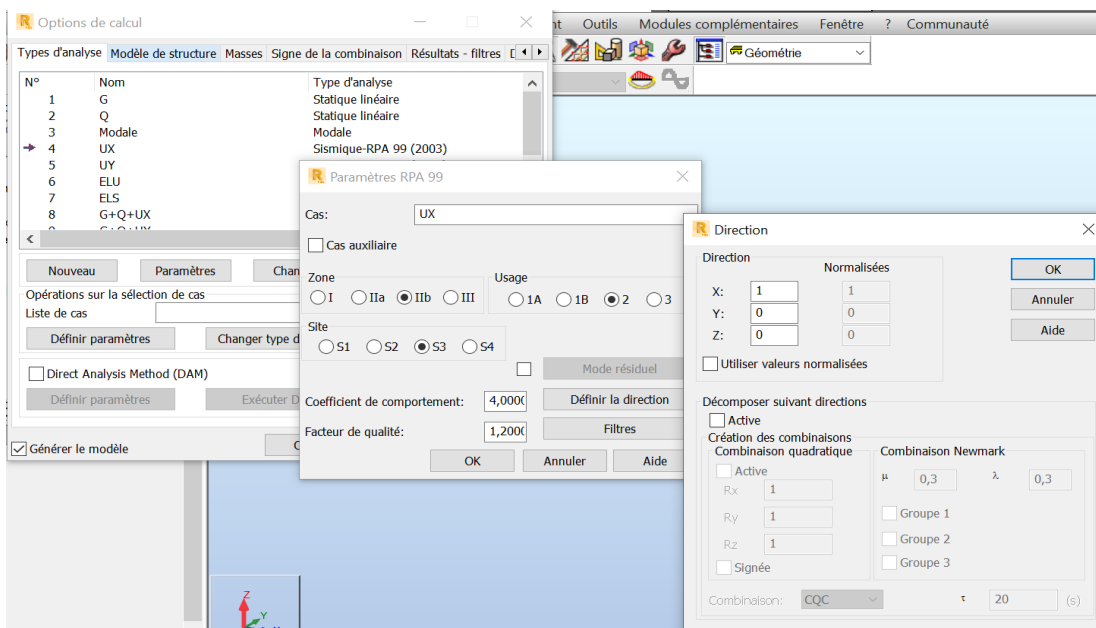


Figure IV.19 : Paramètres de l'analyse sismique.

d. Les combinaisons d'actions :

➤ Charge => combinaison manuel => choisir le type de la combinaison et sa nature.

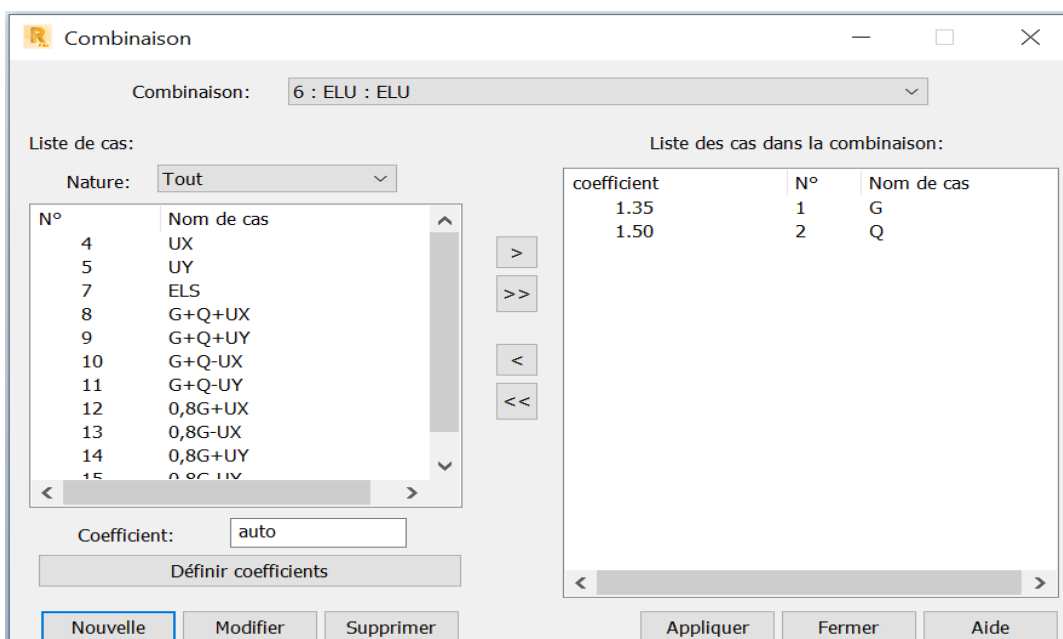



Figure IV.20 : Définition des combinaisons d'actions.

- Introduire les charges statiques " ELU, ELS ", le poids et les combinaisons sismiques "G + Q ± E ; 0.8 G ± E".

e. Le maillage :

-  Sélectionner barres => famille panneau => on sélectionne le tout sauf les PEC et PET.
- Analyse => maillage => options de maillage.
- Analyse => Générer le modèle de calcul => le maillage se fait automatiquement.

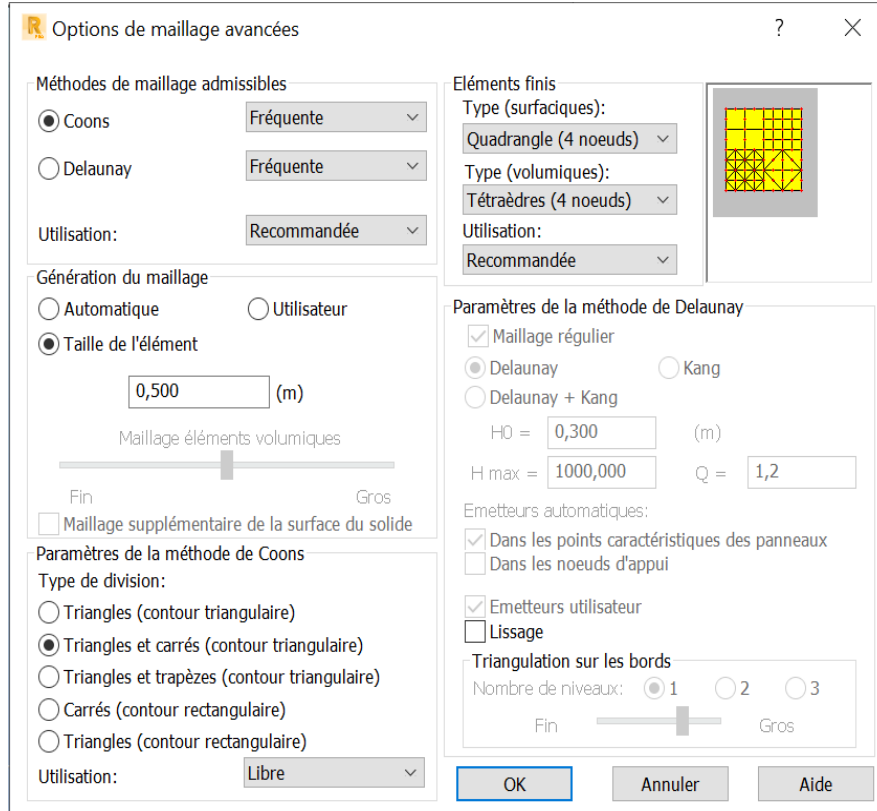


Figure IV.21 : Définition de maillage.

f. Liaisons rigides (diaphragme) :

- Structure => caractéristiques additionnelles => liaisons rigides.
- Double clic sur membrane.
- Afficher les numéros des nœuds => cliquer dans la zone "**nœuds maitres**" => sélectionner graphiquement le nœud maitre ou écrire son numéro => cliquer dans la zone "**sélectionner les nœuds esclaves**" => sélectionner graphiquement les nœuds esclaves ou écrire leurs numéros => cliquer sur "**appliquer**".

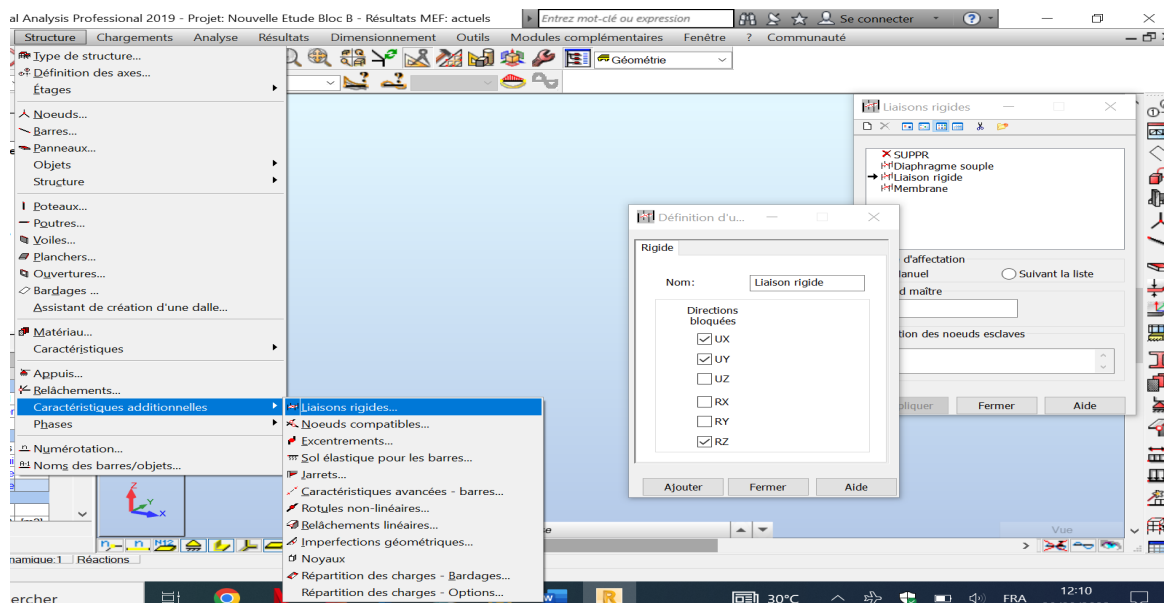


Figure IV.22 : Liaisons rigides.

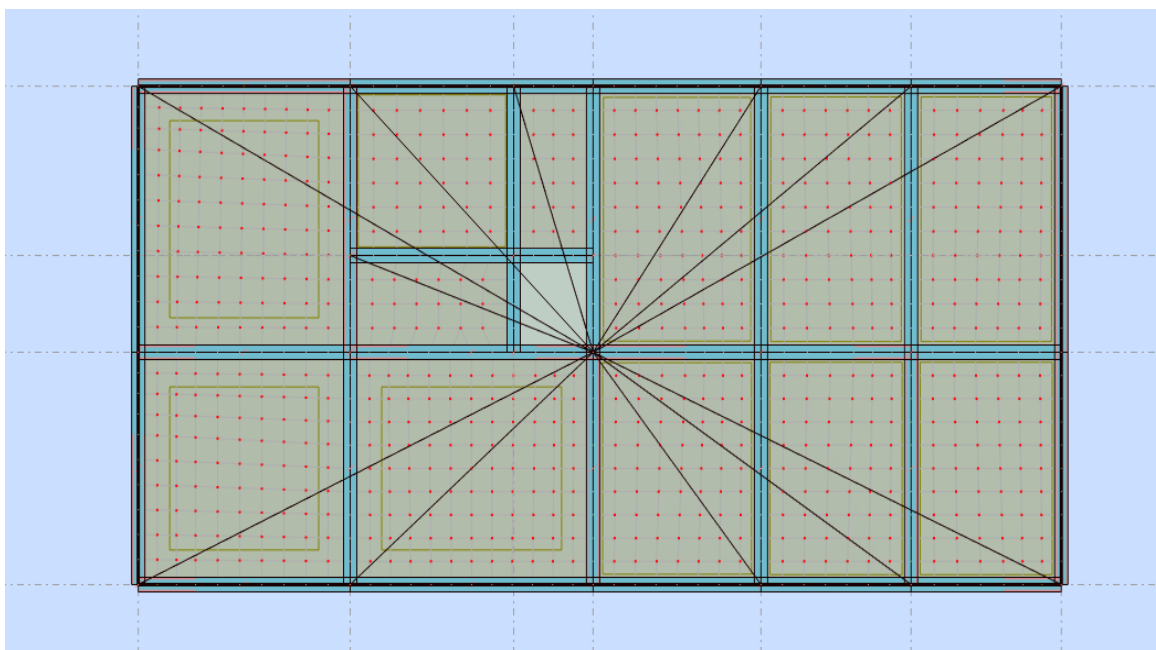


Figure IV.23 : Application de la liaison rigide.

- Répéter cette opération pour tous les planchers de la structure.

g. Définition des étages :

- Afficher le plan XZ ou YZ => Structure => étage.
- Cliquer sur "**définition graphique**" => définir graphiquement

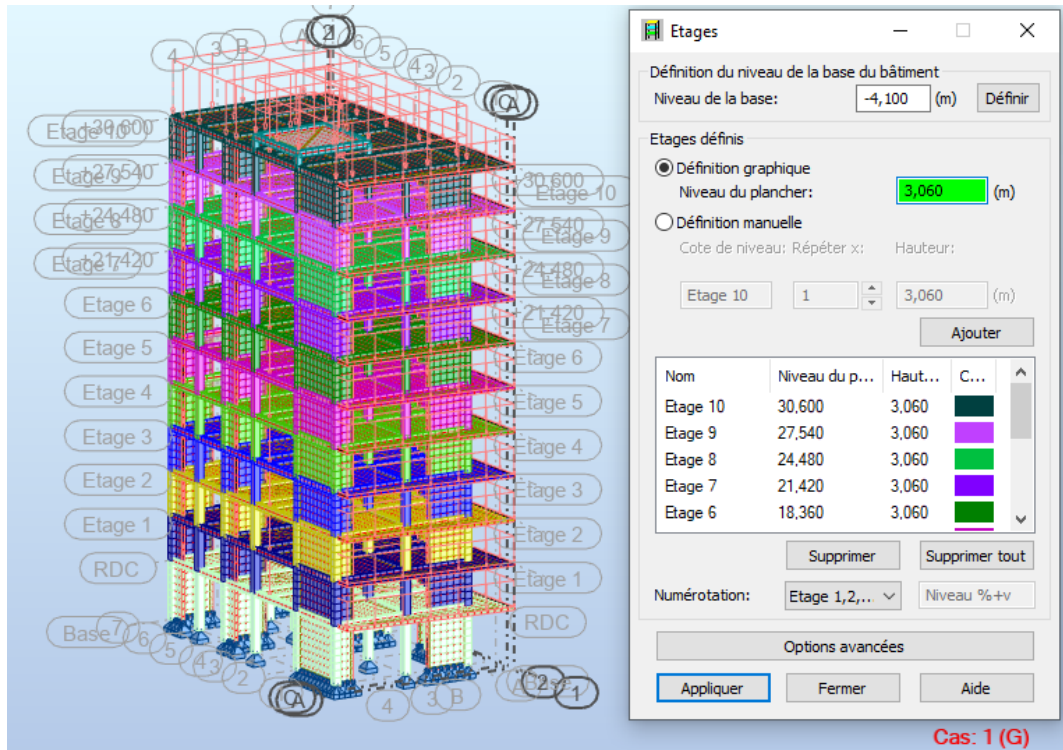


Figure IV.24 : Définition des étages.

h. Calcul de la structure :

- Analyse => Calculer => ou avec l'icône



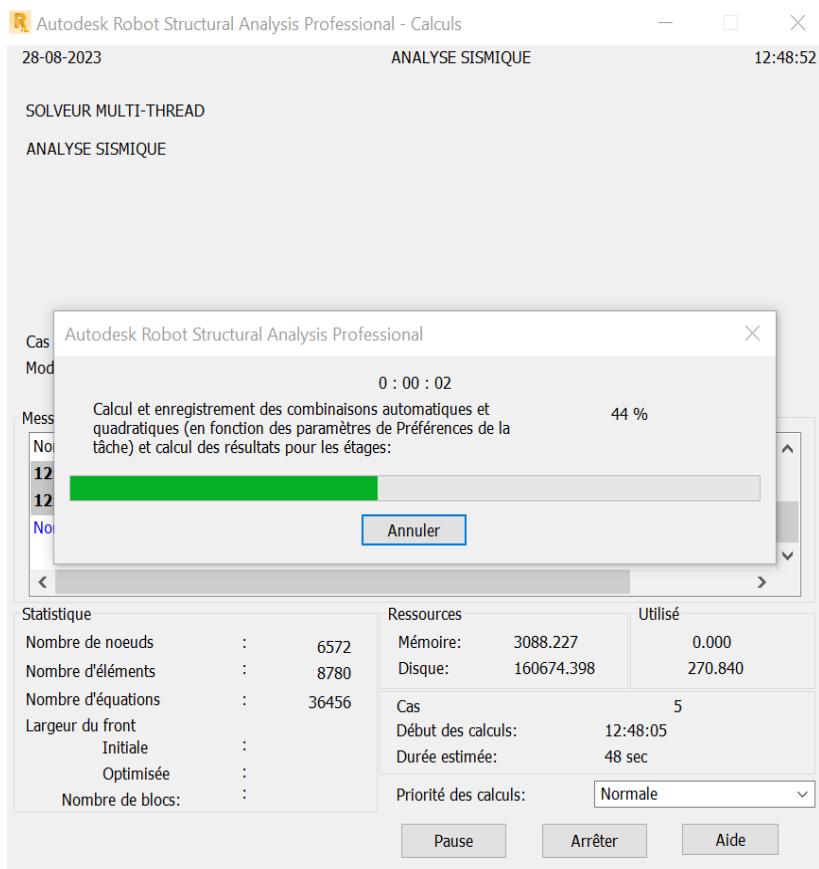


Figure IV.25 : Lancement du calcul.

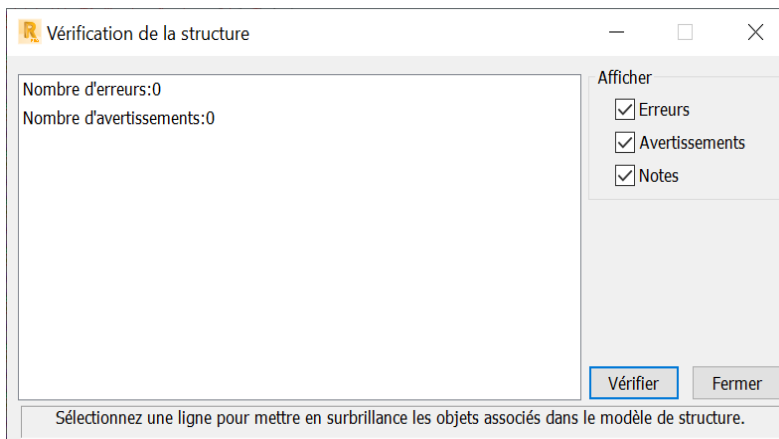


Figure IV.26 : Résultat du calcul.

IV.3. Justification des données introduites au logiciel ROBOT :

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer le degré de protection acceptable. Pour cela on doit vérifier plusieurs conditions.

Afin que le logiciel puisse effectuer le calcul de la structure il a fallu lui introduire les paramètres suivants :

✓ **Paramètres du RPA : [CHAPITRE III : Critères de classification du RPA99 mod 2003]**

ZONE	USAGE	SITE
IIa	2	S2

Tableau IV.1 : Paramètres du RPA.

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons selon le (BAEL 91 mod99, CBA93) :

V2003 :

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons selon le RPA99

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

Avec :

G : la charge permanente.

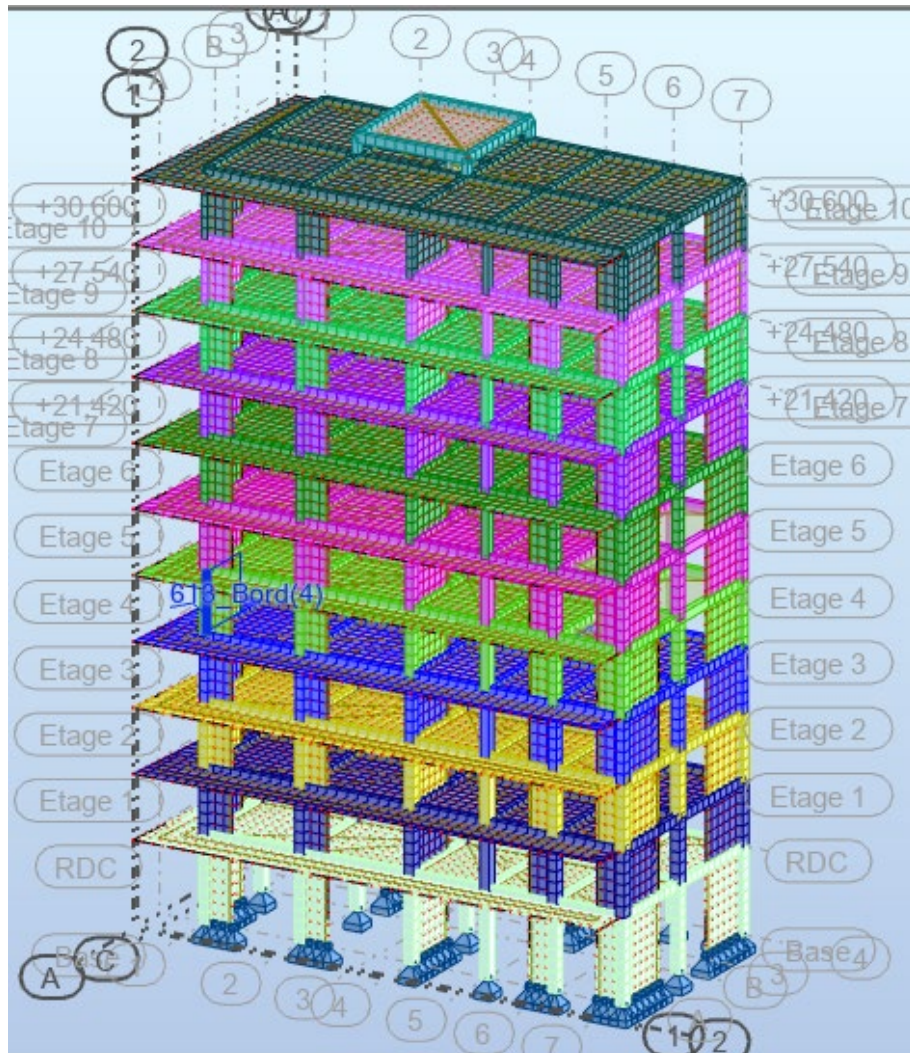
Q : la charge d'exploitation.

E : l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

IV.4. Vérifications et interprétation des résultats :

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans cette partie on s'intéressera à l'affichage des résultats (les périodes de vibration, les déplacements des nœuds et les efforts internes dans les éléments de la structure).

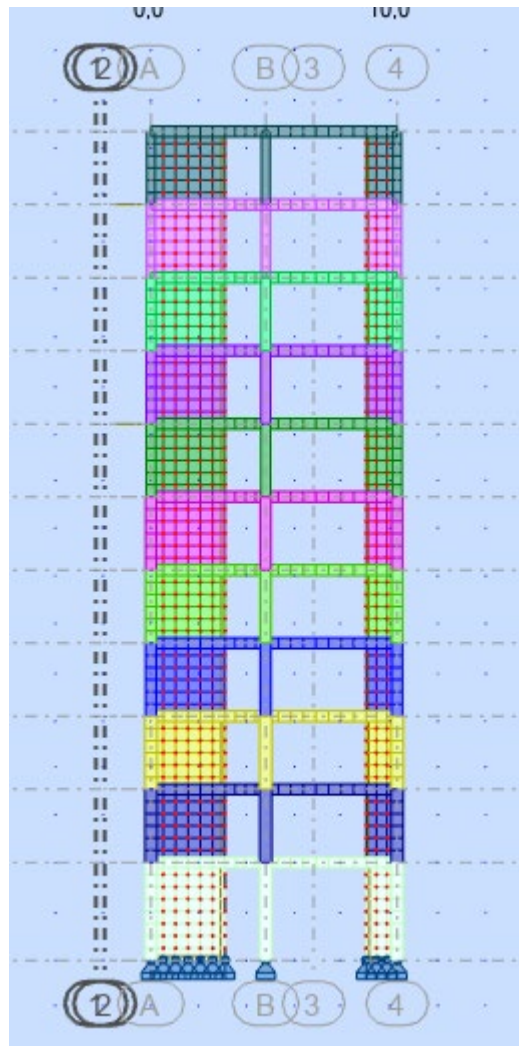
✓ Vue en 3D :



- ✓ Vue en portique plan XZ :



- ✓ Vue en portique plan YZ :



IV.5. Justification du système de contreventement :

Le contreventement dans le cas de notre bâtiment, est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (effort sismique) que reprennent chaque élément (portique ; voile), et enfin juger le type de contreventement selon les règles du RPA, puis tirer R coefficient de comportement [**tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003**].

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient de comportement R.

Les charges verticales et horizontales reprises par le système de contreventement seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
2. Cliquer sur "**effort réduit**".
3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", cocher et les cocher aussi dans répartition des forces sur les poteaux et les voiles
4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner puis cliquer sur "**combinaison**" et ajouter ELS à la sélection.
5. Relever les résultats du 1^{er} étage pour chaque cas de charge.

Pour le cas 4 (Ex) on relève F_x , Pour le cas 5 (Ey) on relève F_y et pour le cas 7 (ELS) on relève F_z .

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
4/ 1	2513,975	391,509	5994,360	170,037	2343,938	18,301	373,208	0,0	792,822	-792,822
4/ 2	2453,718	384,095	5776,707	582,973	1870,745	96,377	287,718	0,0	770,525	-770,525
4/ 3	2362,747	369,689	5496,834	694,621	1668,126	106,220	263,468	0,0	619,129	-619,129
4/ 4	2243,811	349,758	5127,478	643,345	1600,466	95,105	254,652	0,0	469,023	-469,023
4/ 5	2099,028	326,570	4863,935	688,581	1410,448	93,409	233,161	0,0	340,297	-340,297
4/ 6	1938,003	305,046	4532,528	709,018	1228,985	94,616	210,430	0,0	255,930	-255,930
4/ 7	1752,081	280,248	4068,552	550,032	1202,049	70,636	209,612	0,0	173,570	-173,570
4/ 8	1526,292	246,010	3599,765	551,207	975,085	66,075	179,934	0,0	92,122	-92,122
4/ 9	1262,732	206,195	3082,221	527,118	735,614	61,822	144,373	0,0	52,103	-52,103
4/ 10	949,822	158,482	2470,627	341,725	608,097	37,349	121,133	0,0	57,091	-57,091
4/ 11	570,548	96,655	1526,836	330,142	240,406	36,663	59,993	0,0	64,174	-64,174
5/ 1	391,482	2365,556	9652,873	65,863	325,619	67,802	2297,754	0,0	160,624	-160,624
5/ 2	384,589	2313,840	9482,323	96,621	287,969	429,408	1884,432	0,0	123,783	-123,783
5/ 3	372,706	2231,190	9188,481	112,337	260,369	506,239	1724,950	0,0	87,177	-87,177
5/ 4	356,383	2122,772	8743,384	105,130	251,252	466,990	1655,782	0,0	64,564	-64,564
5/ 5	336,714	1989,206	7874,724	109,433	227,281	476,645	1512,561	0,0	47,749	-47,749
5/ 6	315,097	1838,419	7285,019	116,527	198,570	496,324	1342,094	0,0	43,796	-43,796
5/ 7	289,248	1661,941	6822,758	90,859	198,389	377,861	1284,080	0,0	53,039	-53,039
5/ 8	255,990	1450,461	5915,752	90,418	165,572	364,939	1085,522	0,0	53,831	-53,831
5/ 9	216,179	1205,857	4850,631	91,057	125,122	352,019	853,838	0,0	55,604	-55,604
5/ 10	170,084	920,057	3613,512	59,536	110,548	222,527	697,531	0,0	49,445	-49,445
5/ 11	112,494	569,923	2172,403	60,491	52,003	222,892	347,030	0,0	51,973	-51,973
6 (C)/1	0,0	0,0	0,0	-5,494	5,494	2,010	-2,010	-46047,976	-21145,693	-24902,283
6 (C)/2	0,0	0,0	0,0	14,703	-14,703	25,303	-25,303	-41262,356	-18715,118	-22547,238
6 (C)/3	0,0	0,0	0,0	16,728	-16,728	7,663	-7,663	-37013,345	-16532,421	-20480,923
6 (C)/4	0,0	0,0	0,0	11,222	-11,222	-3,348	3,348	-32786,373	-13756,411	-19029,963
6 (C)/5	0,0	0,0	0,0	10,833	-10,833	4,595	-4,595	-28619,442	-11663,009	-16956,433
6 (C)/6	0,0	0,0	0,0	10,529	-10,529	1,415	-1,415	-24742,892	-10009,113	-14733,779
6 (C)/7	0,0	0,0	0,0	6,218	-6,218	-1,830	1,830	-20885,934	-7946,152	-12939,782
6 (C)/8	0,0	0,0	0,0	2,956	-2,956	6,396	-6,396	-16791,962	-6255,307	-10536,655
6 (C)/9	0,0	0,0	0,0	8,597	-8,597	3,527	-3,527	-12697,991	-4769,664	-7928,327
6 (C)/10	0,0	0,0	0,0	6,522	-6,522	7,609	-7,609	-8621,162	-3114,271	-5506,890
6 (C)/11	0,0	0,0	0,0	3,136	-3,136	17,658	-17,658	-4591,030	-1760,341	-2830,689

Tableau IV.3 : Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure.

Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés :

a. Sous charges verticales (ELS) :

Effort Normal Total $N_t=$	46047,976 [kN]	100 %
Effort Normal Voiles $N_v=$	24902,583 [kN]	54,07 %
Effort Normal Portiques $N_p=$	21145,693 [kN]	45,92 %

Tableau IV.4 : Charges verticales.

Avec :

$$N_p \% = \frac{N_p}{N_t} \times 100$$

$$N_v \% = \frac{N_v}{N_t} \times 100$$

Sachant que N correspond aux charges verticales (F_z) sous la combinaison (G+Q).

b. Sous charges horizontales (séisme E) :

	Fx	Fx %	Fy	Fy %
Effort Horizontal Total : [KN]	2 513,975	100%	2 365,556	100%
Effort Horizontal Voiles : [KN]	2 343,937	93,23%	2 297,754	97,13%
Effort Horizontal Portiques: [KN]	170,037	6,77%	67,802	2,87%

Tableau IV.5 : Charges horizontales.

Avec :

$$N_p \% = \frac{N_p}{N_t} \times 100$$

$$N_v \% = \frac{N_v}{N_t} \times 100$$

Sachant que V correspond aux charges horizontales (F_x et F_y) sous la combinaison (E_x et E_y) respectivement.

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3,5$ (structure à voiles porteurs)

IV.3. Vérifications et interprétation des résultats :

IV.3.1. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer le degré protection acceptable. On doit vérifier les conditions nécessaires :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ).

IV.3.1.1. Pourcentage de masse participante [Art 4.3.4 du RPA99/version 2003] :

Le pourcentage d'au moins une des masses modales participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y).

Cas/Mode	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	56,04	14,27
4/ 2	67,43	60,38
4/ 3	70,38	69,44
4/ 4	85,76	69,50
4/ 5	85,81	84,02
4/ 6	88,16	86,36
4/ 7	93,18	86,39
4/ 8	93,22	91,92
4/ 9	94,68	92,62
4/ 10	96,25	92,70
4/ 11	96,26	95,07

Tableau IV.6 : Pourcentage de la masse participante.

⇒ Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante es atteint au **7^{ème} mode** dans le sens X-X et au **8^{ème} mode** dans le sens Y-Y.

IV.3.1.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

[Art 4.2.4 du RPA 99 / version 2003] :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T h_N^{3/4} \longrightarrow \text{Formule 4.6 du RPA 99 /version 2003.}$$

h_N = hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T = Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.05

Tableau IV.7 : Valeurs du coefficient C_T .

$$T = 0,05 \times 30,60^{3/4} = 0,651 \text{ s}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : $T_{RPA} > T_{LOG}$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0,651 \times 1,3 = 0,846 \text{ s}$$

La période analytique (T_{LOG}) sera tirée des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

- Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**mode propre**".
- Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir la colonne correspondant aux valeurs des périodes.
- Cliquer sur "**extrêmes globaux**" pour afficher les valeurs maximales et minimales.
- Relever les résultats.

Le logiciel ROBOT nous a permis d'avoir les modes de vibrations de la structure et la période correspondante à chacun :

	Période [sec]
MAX	0,81
Cas	4
Mode	1
MIN	0,03
Cas	4
Mode	27

Tableau IV.8 : Période fondamentale.

La période maximale est de **0,65s** pour le **1^{er} mode** de vibration et la période minimale est de **0,02s** pour le **27^{ème} mode** de vibration.

✓ **Comparaison des résultats :**

$$T_{RPA} = 0,84 \text{ s} > T_{LOG} = 0,81 \text{ s} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :**

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 :

$$\frac{N_d}{b_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec : **N_d** : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de rez-de-chaussée (45 x 50) cm² on retire l'effort normal de puis le logiciel ROBOT
N_d = 1 215,962 KN

$$U = \frac{1215,962}{45 \times 50 \times 25} = 0,216 < 0,30 \longrightarrow \text{La condition de RPA condition vérifiée}$$

IV.3.1.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) :

La résultante des forces sismiques à la base 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, autrement dit : $V_d > 0.8 \times V_{stat}$

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad [\text{Art 4.2.3 RPA 99 MOD 2003 }].$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

W : poids total de la structure.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure.

⇒ **Calcul du coefficient d'accélération de zone A :**

D'après le RPA99/mod 2003 nous avons tiré le coefficient d'accélération de zone :

⇒ **A = 0,15** (la zone IIa et Groupe d'usage 2).

⇒ Calcul du facteur d'amplification dynamique D : [Art 4.2.3 RPA 99 MOD 2003 énoncé 4.2].

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

⇒ T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site donnée par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.10 : Périodes caractéristiques.

On a $T_1 = 0,15$ et $T_2 = 0,40$ alors on est dans $D = \begin{cases} 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \end{cases}$
Avec $T = 0,651$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

Tableau 4.2: Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'où : $\xi = 10\%$

$\eta = 0,836$.

$D = 1,843$.

⇒ **Q : facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " **est satisfait ou non**". Sa valeur est donnée au [tableau 4.4 du RPA 99 / Mod 2003]

Sens X-X :

Critère Q	Observé(oui ou non)	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0
Redondance en plan	NON	0,05
Régularité en plan	OUI	0
Régularité en élévation	OUI	0
Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0

Tableau IV.11 : Tableau de facteur de qualité Qx.

$$Q_x = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05.$$

Sens Y-Y :

Critère Q	Observé(oui ou non)	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0,05
Redondance en plan	NON	0,05
Régularité en plan	OUI	0
Régularité en élévation	OUI	0
Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0

Tableau IV.12 : Tableau de facteur de qualité Qy.

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,10.$$

⇒ **W : poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau IV.13 : valeurs du coefficient de pondération β .

⇒ On est dans le cas 1 : Bâtiments d'habitation. $\beta = 0,20$

A partir des résultats trouver par le logiciel ROBOT on retire les valeurs de F_z de G et Q qui correspondants à W_{Gi} et W_{Qi} .

$$W_{Gi} = 27\,703,035 \text{ KN} \quad \text{et} \quad W_{Qi} = 5\,765,919 \text{ KN}$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 27\,703,035 + 0,20 \times 5\,765,919$$

$$W_i = 28\,856,2188 \text{ KN}$$

⇒ **Calcul du poids total de la structure :**

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

Sens X-X :

A	D	Q	W	R
0,15	1,843	1,05	28 617,885	3,5

Tableau IV.14 : Tableau récapitulatif des différents paramètres sens X-X.

D'ou: $V_{xstat} = 2\ 373,42\ KN$

$$0,8 \times V_{xstat} = 0,8 \times 2\ 373,42 = 1\ 898,73\ KN$$

Sens Y-Y :

A	D	Q	W	R
0,15	1,843	1,10	28 617,885	3,5

Tableau IV.15 : Tableau récapitulatif des différents paramètres sens Y-Y.

D'ou: $V_{ystat} = 2\ 486,44\ KN$

$$0,8 \times V_{ystat} = 0,8 \times 2\ 486,44 = 1\ 989,15\ KN$$

⇒ V_d sera tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :

- Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
- Cliquer sur "**effort réduit**".
- Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir
- Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner

- Relever les résultats du 1er étage E_x et E_y qui signifie V_{dx} et V_{dy} .

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]
4/ 1	2513,975	391,509
4/ 2	2453,718	384,095
4/ 3	2362,747	369,689
4/ 4	2243,811	349,758
4/ 5	2099,028	326,570
4/ 6	1938,003	305,046
4/ 7	1752,081	280,248
4/ 8	1526,292	246,010
4/ 9	1262,732	206,195
4/ 10	949,822	158,482
4/ 11	570,548	96,655
5/ 1	391,482	2365,556
5/ 2	384,589	2313,840
5/ 3	372,706	2231,190
5/ 4	356,383	2122,772
5/ 5	336,714	1989,206
5/ 6	315,097	1838,419
5/ 7	289,248	1661,941
5/ 8	255,990	1450,461
5/ 9	216,179	1205,857
5/ 10	170,084	920,057
5/ 11	112,494	569,923

Tableau IV.16 : Extraction des valeurs de V à partir de Robot.

$$V_{dx} = 2\,513,975 > 0,8 \times V_{xstat} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$V_{dy} = 2\,365,556 > 0,8 \times V_{ystat} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.3.1.4. Vérification du déplacement latéral inter étage (Art 4.4.3 du RPA99 version 2003) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit $\delta_k = R \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

D'après (art 5.10 RPA99/2003) le déplacement relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Les valeurs de δ_k seront tirées du logiciel Robot en procédant comme suit :

- Bouton droit, on choisit "**tableau**", puis on coche "**étage**".
- Cliquer sur "**déplacement**".
- Bouton droit "**filtre spécial**", décocher tout et laisser uniquement U_x et U_y , qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
- Bouton droit "**filtre**", sélectionner U_x et U_y
- Relever U_x pour le cas 4 (Ex) et U_y pour le cas 5 (Ey)

⇒ **Suivant EX :**

Etages	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Hauteur	1%	Condition
Terrasse	10,6	1	306	3,06	verifiée
8	9,6	1	306	3,06	Verifiée
7	8,6	1	306	3,06	Verifiée
6	7,6	1,1	306	3,06	Verifiée
5	6,5	1,1	306	3,06	Verifiée
4	5,4	1,2	306	3,06	Verifiée
3	4,2	1	306	3,06	Verifiée
2	3,2	1	306	3,06	Verifiée
1	2,2	0,9	306	3,06	Verifiée
RDC	1,3	0,7	306	3,06	Verifiée
S/SOL	0,6	0,6	410	4,1	Verifiée

Tableau IV.17 : Déplacements relatifs selon X.

⇒ Suivant EY :

Etages	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Hauteur	1%	Condition
Terrasse	9,9	1	306	3,06	Vérifiée
8	8,9	1	306	3,06	Vérifiée
7	7,9	1	306	3,06	Vérifiée
6	6,9	1	306	3,06	Vérifiée
5	5,9	1	306	3,06	Vérifiée
4	4,9	1	306	3,06	Vérifiée
3	3,9	1,1	306	3,06	Vérifiée
2	2,8	1	306	3,06	Vérifiée
1	1,8	0,7	306	3,06	Vérifiée
RDC	1,1	0,7	306	3,06	Vérifiée
S/SOL	0,4	0,4	410	4,10	Vérifiée

Tableau IV.18 : déplacements relatifs selon Y.

Conclusion :

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage.

IV.2.2 Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7 du RPA99 version 2003) :

Comme pour toutes les structures comportant des planchers au diaphragme horizontaux rigide dans leur plan, on supposera à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension de bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultante des plans.

Avec : **CM** : centre de masse.
 CR : centre de rigidité.
 ex et **ey** : excentricités accidentelles.
 Ex et **Ey** : excentricités théoriques.

On prend la moitié de $L_x = 20,9/2 = 10,45$ et $L_y = 10,30 / 2 = 5,15$

$$L_x \times 5\% = 10,45 \times 0,05 = 0,522.$$

$$L_y \times 5\% = 5,15 \times 0,05 = 0,257.$$

⇒ **SUIVANT LE SENS X-X** : $|C_m - C_r| < L_x \times 5\%$

Etages	CM	CR	CM-CR	5% Lx	Observation
TERRASSE	10,45	10,528	0,078	0,522	Vérifiée
8	10,45	10,521	0,071	0,522	Vérifiée
7	10,45	10,514	0,064	0,522	Vérifiée
6	10,45	10,506	0,056	0,522	Vérifiée
5	10,45	10,498	0,048	0,522	Vérifiée
4	10,45	10,490	0,040	0,522	Vérifiée
3	10,45	10,481	0,031	0,522	Vérifiée
2	10,45	10,473	0,023	0,522	Vérifiée
1	10,45	10,466	0,016	0,522	Vérifiée
RDC	10,45	10,460	0,010	0,522	Vérifiée
S/SOL	10,45		0,040	0,522	Vérifiée

Tableau IV.19 : Tableau de l'excentricité.

⇒ SUIVANT LE SENS Y-Y : $/ C_m - C_r / < L_y \times 5\%$

Etages	CM	CR	CM-CR	5% Ly	Observation
TERRASSE	5,15	5,193	0,043	0,257	Vérifiée
8	5,15	5,189	0,039	0,257	Vérifiée
7	5,15	5,184	0,034	0,257	Vérifiée
6	5,15	5,179	0,029	0,257	Vérifiée
5	5,15	5,175	0,025	0,257	Vérifiée
4	5,15	5,171	0,021	0,257	Vérifiée
3	5,15	5,166	0,016	0,257	Vérifiée
2	5,15	5,161	0,011	0,257	Vérifiée
1	5,15	5,157	0,007	0,257	Vérifiée
RDC	5,15	5,154	0,004	0,257	Vérifiée
S/SOL	5,15	5,152	0,002	0,257	Vérifiée

Tableau IV.20 : Tableau de l'excentricité.

On remarque que l'excentricité théorique est inférieure à l'excentricité accidentelle.

Donc : La condition $L_y \times 5\% \geq E$ est vérifiée.

IV.3.1.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second 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).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- ⇒ **Le grand effet P- Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- ⇒ **Le petit effet P- δ** : au niveau des éléments de la structure.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **(Art 5.9 RPA 99/version 2003)**

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec : P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (WG_i + 0,2WQ_i)$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

V_k : effort tranchant de l'étage au niveau "k".

h_k : hauteur de l'étage "k".

- **Si :** $0,1 < \theta_k < 0,2$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1-\theta_k)$.
- **Si :** $\theta_k > 0,2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les valeurs de V_k seront tirées du logiciel Robot en procédant comme suit

- On sélectionne les poteaux de rez-de-chaussée (**45 x 50**) cm²
- Bouton droit, on choisit "**tableau**", puis on coche "**étage**".
- Bouton droit "**filtre**", sélectionner U_x on prend les résultats de F_x pour le sens X-X.
- Sélectionner U_y on prend les résultats de F_y pour le sens Y-Y.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etages	P_k	H_k	SENS(X-X)			SENS (Y-Y)		
			$\Delta_k(x)$	$V_k(x)$	θ_x	$\Delta_k(y)$	$V_k(y)$	θ_y
TERRASSE	3 254,387	306	0,7	570,548	0,011	0,4	569,922	0,006
8	6 072,514	306	0,7	949,822	0,027	0,5	920,058	0,001
7	7 917,189	306	0,8	1262,732	0,014	0,5	1205,857	0,009
6	9 229,224	306	0,8	1526,292	0,015	0,4	1450,461	0,008
5	11 541,259	306	0,8	1752,081	0,016	0,4	1661,94	0,009
4	13 737,468	306	0,9	1938,003	0,020	0,5	1838,419	0,001
3	15 945,688	306	0,8	2099,028	0,019	0,5	1989,205	0,013
2	18 311,768	306	0,7	2243,811	0,018	0,4	2122,772	0,011
1	20 725,136	306	0,6	2362,748	0,016	0,3	2231,19	0,009
RDC	23 152,015	306	0,6	2453,717	0,018	0,2	2313,841	0,006
S/SOL	26 040,751	410	0,4	2513,973	0,009	0,2	2365,554	0,007

Tableau. IV.21 : Vérification de l'effet P- Δ .**Conclusion :**

On constate que : θ_x et θ_y sont inférieurs à « **0.1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Les conditions exigées par le **RPA** sont vérifiées pour tous les étages tels qu'ils sont mentionnés dans le tableau ci-dessus.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ L'excentricité est vérifiée.
- ✓ L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments Structuraux.

CHAPITRE V : Ferrailage des poutres

V. Introduction :

La superstructure fait référence à la partie d'une structure en surface, généralement constituée de murs, de planchers, de poutres, de poteaux et d'autres éléments de soutien. Elle supporte les charges verticales et horizontales, ainsi que les éléments fonctionnels tels que les murs extérieurs, les cloisons intérieures et les revêtements. La conception et la construction de la superstructure sont cruciales pour la stabilité, la sécurité et la fonctionnalité d'un bâtiment ou d'une structure. Elle peut être réalisée en divers matériaux, notamment le béton, l'acier, le bois, ou une combinaison de ceux-ci, en fonction des besoins du projet et des normes de construction applicables.

V.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2. Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

En s'assurant que les résultats sont actuels (calcul lancé), on va suivre quelques étapes pour relever le moment, ces dernières sont énumérées ci-dessous :

1. Sélectionner les poutres principales ou secondaires selon celles que l'on veut ferrailer.
2. En haut de l'écran, cliquer sur "**Résultats**" puis "**Diagrammes-barres**", une fenêtre s'affiche.
3. Cliquer sur "**NTM**", puis cocher "**M_y**".
4. Cliquer sur "**paramètres**" et les modifier selon le besoin, puis cliquer sur "**appliquer**" sans oublier de cocher "**ouvrir nouvelle fenêtre**", (les réglages effectués sont visibles dans la "**figure 4**").
5. Désactiver le "**croquis des profilés**" pour mieux visualiser les résultats.
6. Sélectionner le cas de charge suivant "**combinaisons**", Robot va donner les moments max en travée et sur appuis ainsi que le cas de charge correspondant à chacun d'eux (en vert c'est le moment sur appuis et en rouge c'est le moment en travée).

Relever la valeur des moments.

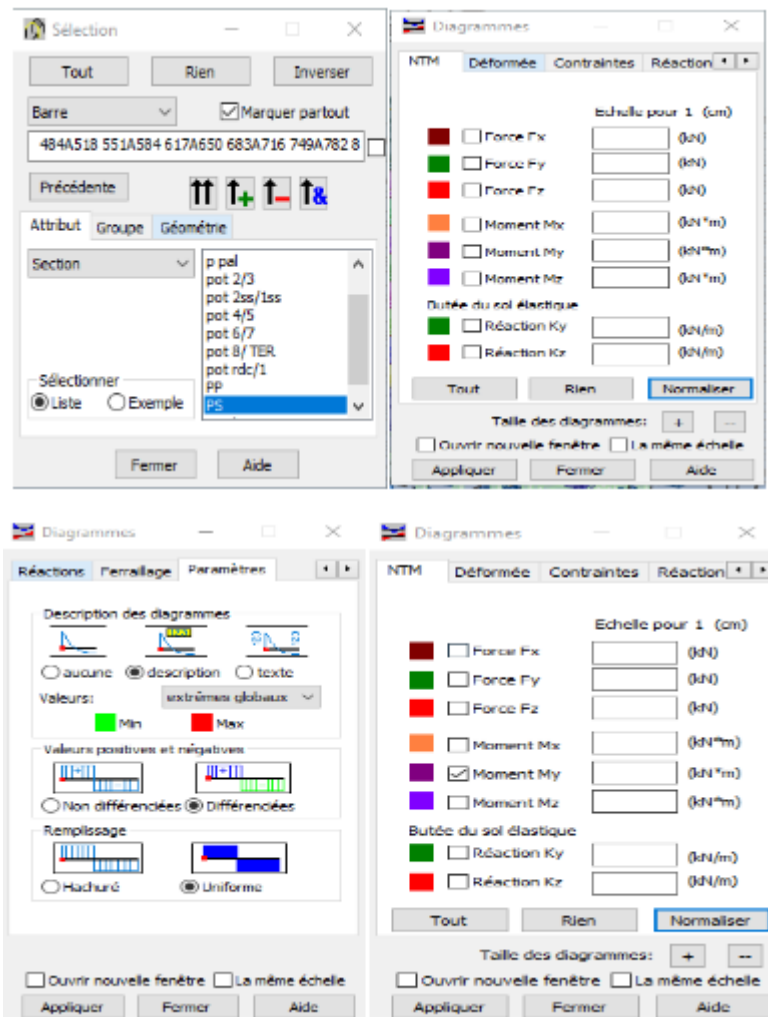


Figure.V.1 : Extraction des valeurs My à partir de ROBOT.

1. Calcul des ferrillages :

Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acie (Fe400)		
	γ_b	F_{c28} [Mpa]	F_{bu} [Mpa]	γ_s	Fe [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

Combinaisons considérées dans les calculs :

- **Combinaisons fondamentales [BAEL 91] :**
 - 1,35G + 1,5 Q → à l'ELU.
 - G + Q → à l'ELS.
- **Combinaisons accidentelles [RPA 99 V2003] :**
 - G + Q ± E → RPA99 révisé 2003.
 - 0,8G ± E → RPA99 révisé 2003.
- **Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :**
 - ⇒ Effort normal maximal et le moment correspondant.
 - ⇒ Effort normal minimal et le moment correspondant.
 - ⇒ Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

V.1.2. Recommandation et exigence du RPA :**a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003] :**

- ⇒ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section ;
- ⇒ La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \phi L$ en zone II ;
- ⇒ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (90°).
- ⇒ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante ;
 - 6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0,5% bh	4%bh En zone courante	6%bh En zone nodale
Poutre principale (30 × 45)	6,75	54	81
Poutre secondaire (30 × 45)	6,75	54	81
Poutre de chaînage (30 × 45)	6,75	54	81

Tableau V.2 : Section des armatures longitudinales.

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_T = 0,003 \times S_T \times b.$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

Min=($h/4$; 12ϕ) ; avec ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

⇒ Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.2.1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Exposé de la méthode de calcul :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

avec : A_{st} : Section d'acier inférieure (tendue) ;

A_{sc} : Section d'acier supérieure (comprimée) ;

M_u : Moment de flexion ;

h : Hauteur de la section du béton ;

b : Largeur de la section du béton ;

d : Hauteur utile $d = h - c$;

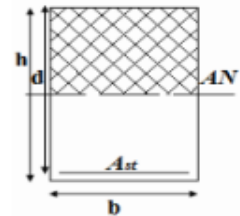
c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Deux cas peuvent se présenter lors du calcul d'une section rectangulaire

1^{er} cas : Section simplement armée $A_c = 0$:

$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la f

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{ou bien :} \quad A_{st} = \frac{M_{ACC}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$



2^{ème} cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$:

$\mu > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivantes:

Armature tendue :

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \bar{\sigma}_{st}} \rightarrow \text{avec: } M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

Armature comprimée:

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \bar{\sigma}_{st}} \rightarrow \text{avec: } \Delta M = M_u - M_1 \text{ ou bien: } \Delta M = M_{ACC} - M_1$$

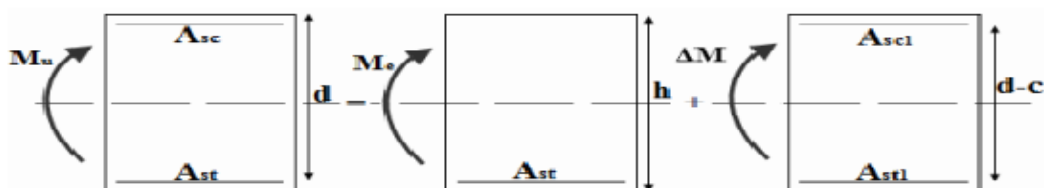


Figure.V.2 : Section doublement armée.

b. Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont résumées dans les tableaux suivants :

	Moment aux Appuis (KN.m)			Moment en Travées (KN.m)		
	ELU	ELS	ELA	ELU	ELS	ELA
Poutre Principale	- 124,150	- 89,810	- 225,443	87,941	64,210	204,870
Poutre Secondaire	- 74,162	- 54,123	- 177,663	64,006	46,220	194,60
Poutre de Chainage	/	/	- 47,85	/	/	37,63

Tableau V.3 : Moments max et min des poutres.

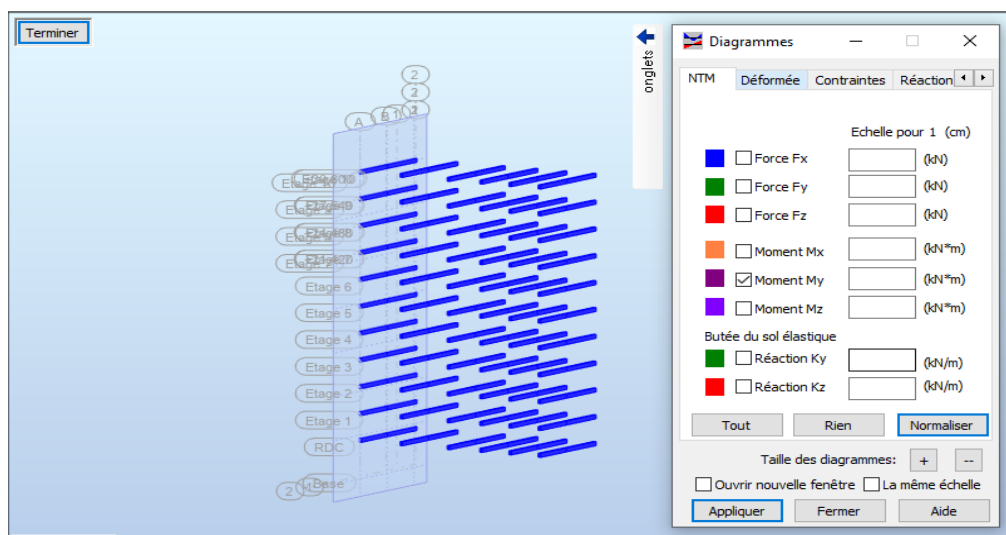


Figure.V.3 : Poutres principales.

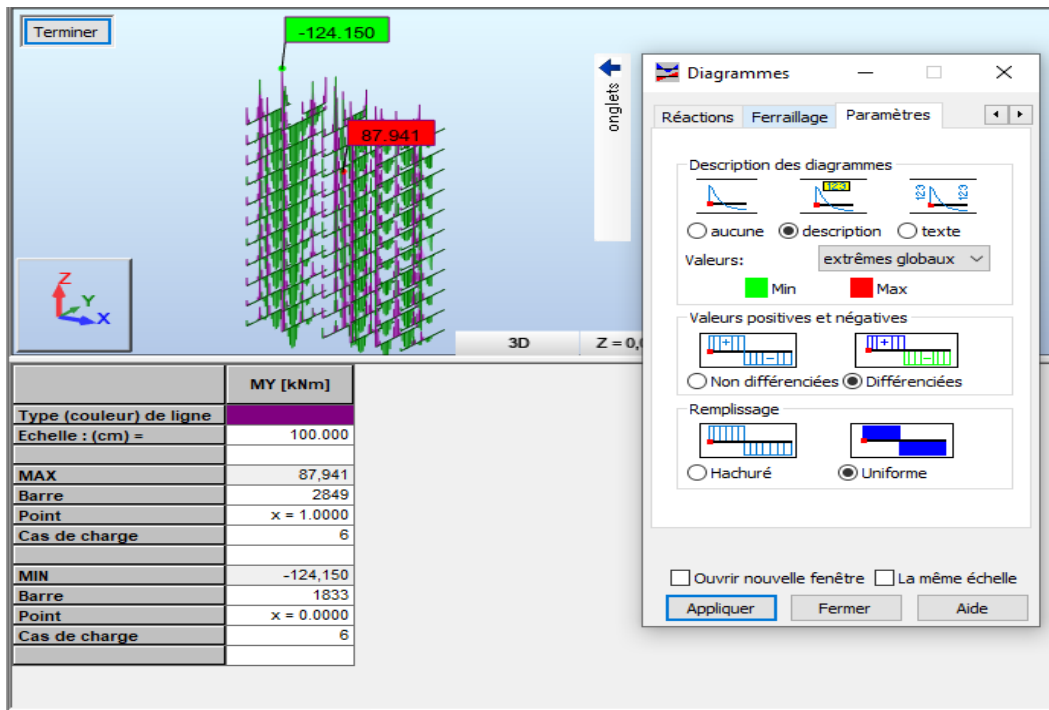


Figure.V.4 : Poutres principales a l'ELU.

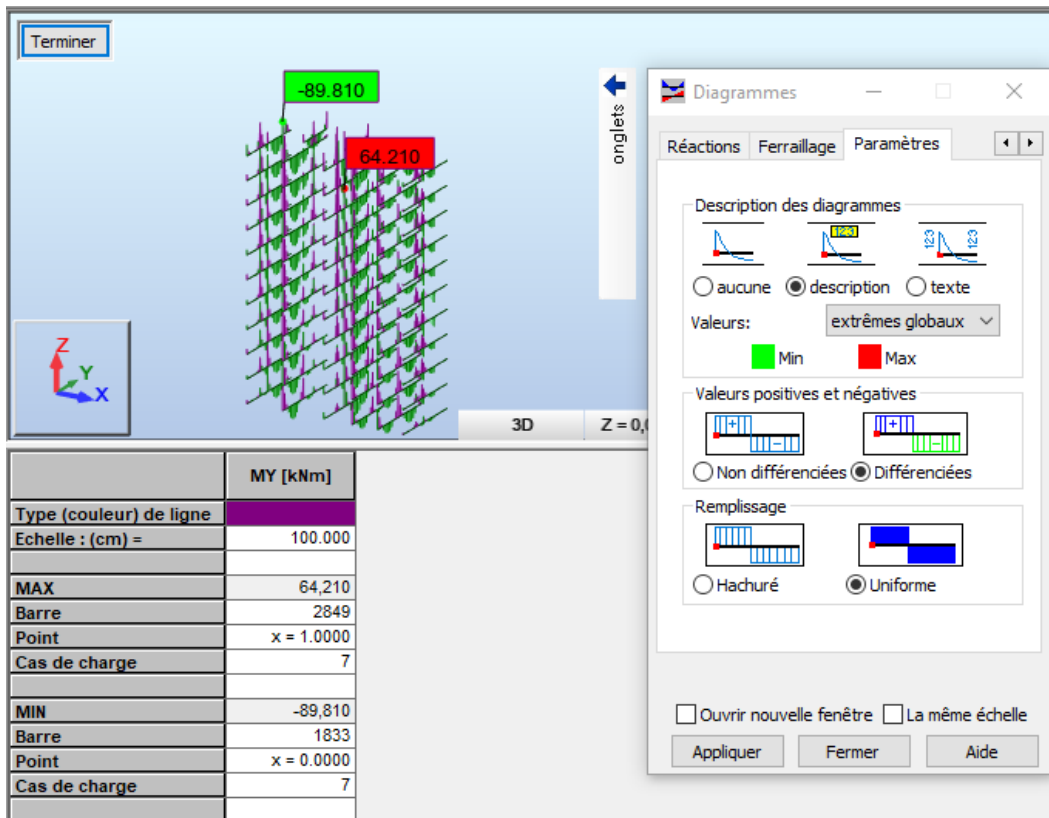


Figure.V.5 : Poutres principales a l'ELS.

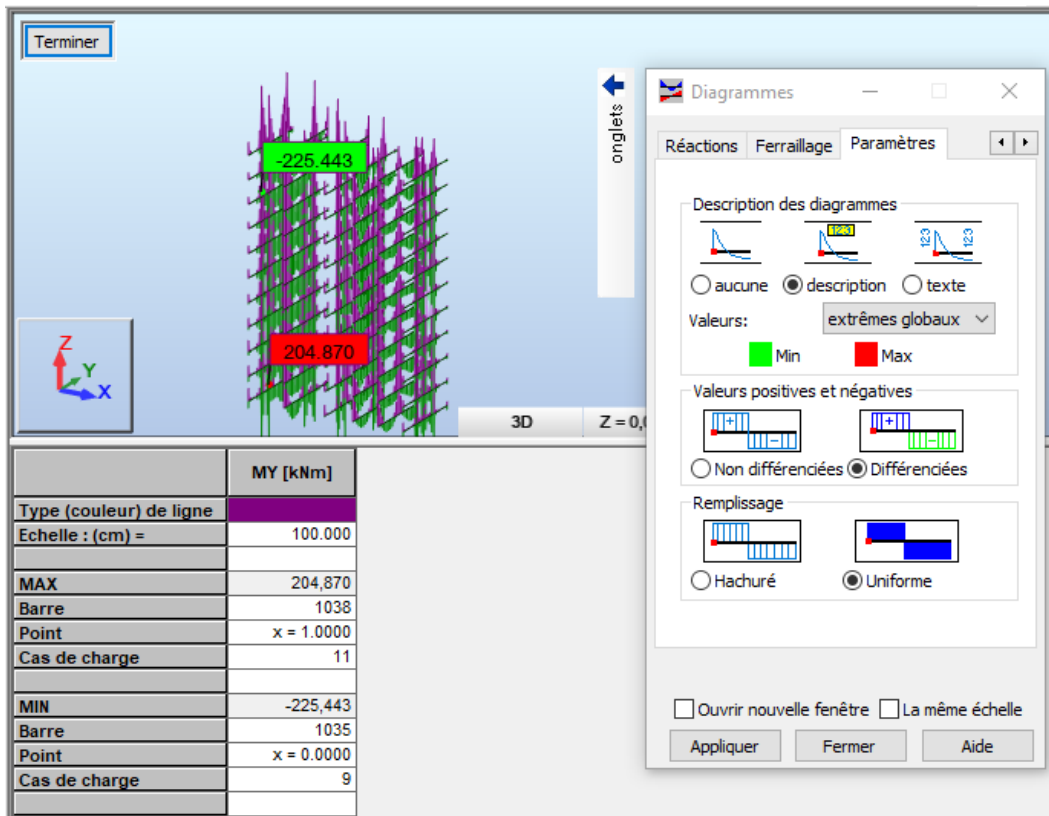


Figure.V.6 : Poutres principales a l'ELA.

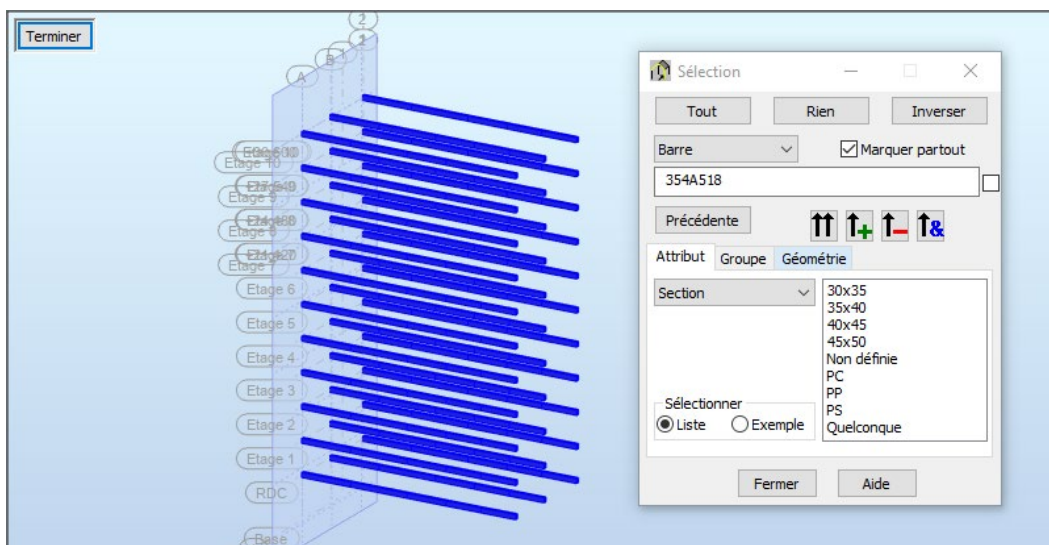


Figure.V.7 : Poutres secondaires.

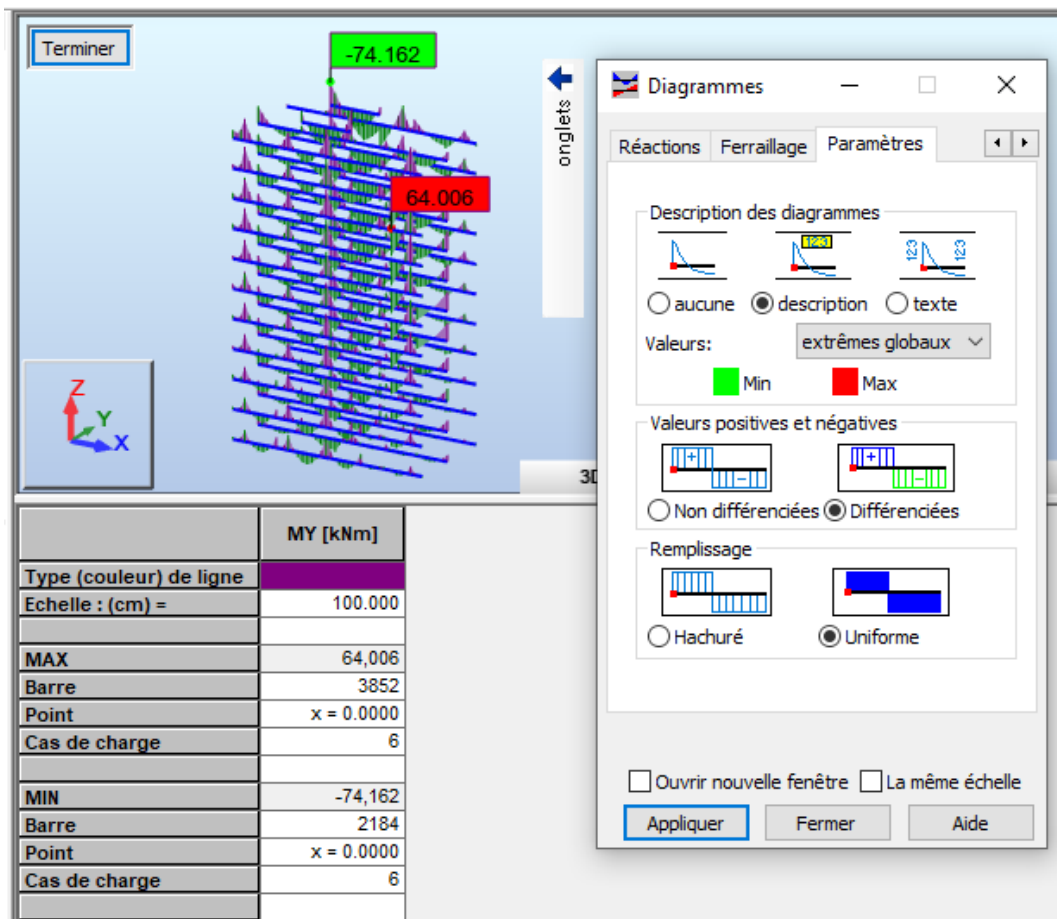


Figure.V.8 : Poutres secondaires a l'ELU.

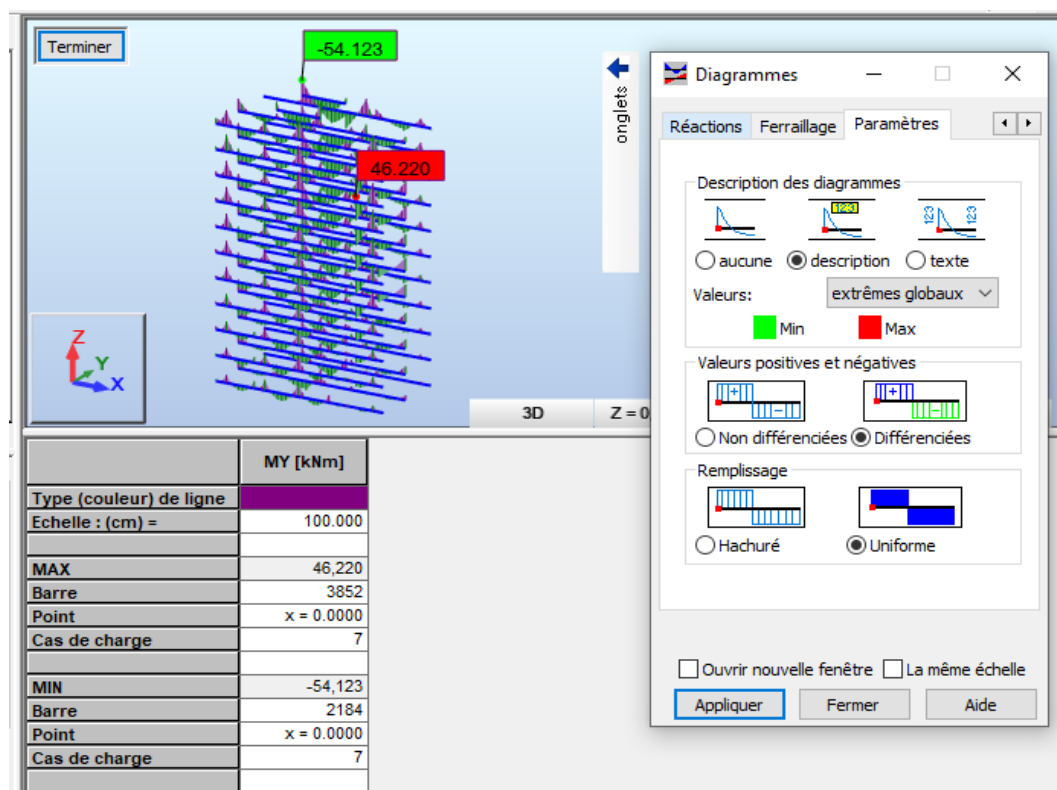


Figure.V.9 : POUTRES SECONDAIRES A L'ELS.

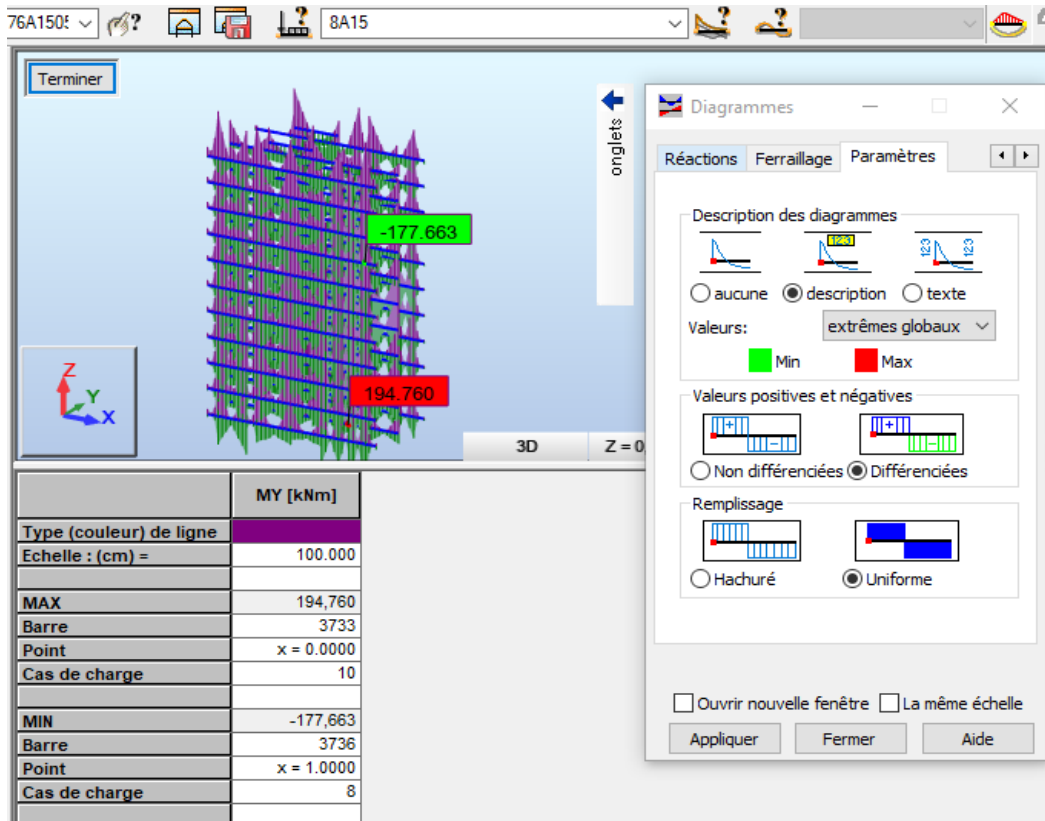


Figure.V.10 : POUTRES SECONDAIRES A L'ELA.

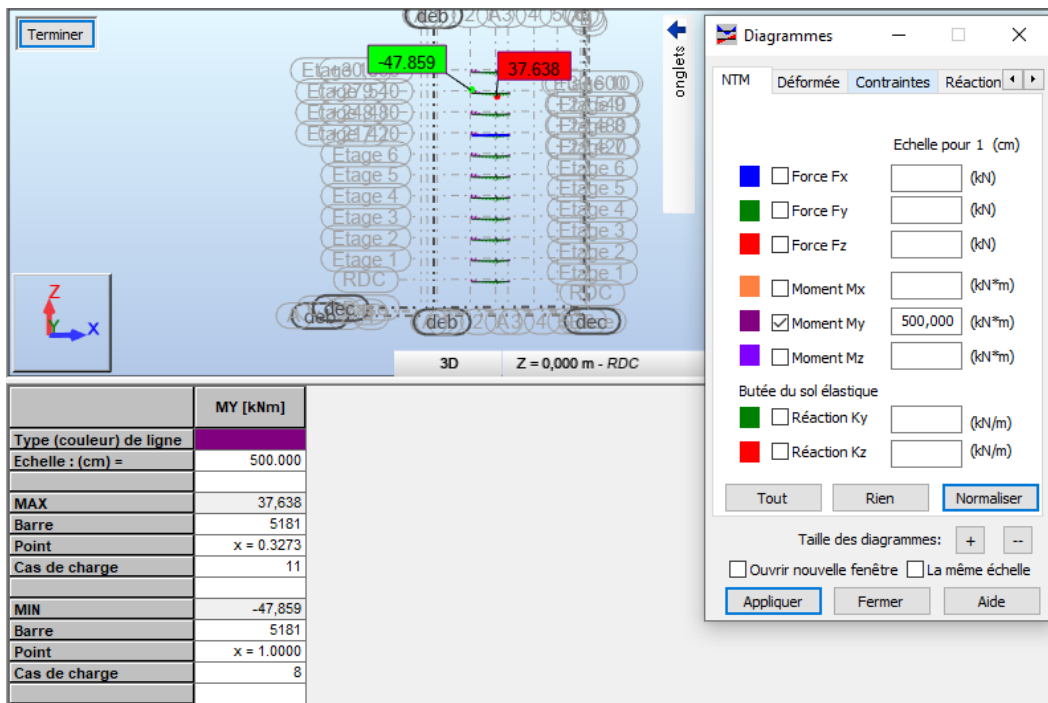


Figure.V.11 : Poutre de chaînage à l'ELA.

c. Ferrailage des poutres :

- Poutres principales :

⇒ En travée :

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{204,870 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,48} = 0,268$$

$\mu = 0,268 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu = 0,268 \rightarrow \beta = 0,841$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{204,870 \times 10^3}{0,841 \times 42 \times 400} = 14,50 \text{ cm}^2$$

⇒ Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{225,443 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,48} = 0,294$$

$\mu = 0,294 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu = 0,294 \rightarrow \beta = 0,821$$

$$A_p = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{225,443 \times 10^3}{0,821 \times 42 \times 400} = 16,34 \text{ cm}^2$$

- Poutres Secondaires :

⇒ En travée :

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{194,60 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,48} = 0,254$$

$\mu = 0,254 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu = 0,254 \rightarrow \beta = 0,851$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{194,60 \times 10^3}{0,851 \times 42 \times 400} = 13,61 \text{ cm}^2$$

⇒ Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{177,663 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,48} = 0,232$$

$\mu = 0,232 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu = 0,232 \rightarrow \beta = 0,866$$

$$A_p = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{177,663 \times 10^3}{0,866 \times 42 \times 400} = 12,21 \text{ cm}^2.$$

- Poutres de chaînage :

⇒ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37,638 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,48} = 0,05$$

$\mu = 0,05 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu = 0,05 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37,638 \times 10^3}{0,974 \times 42 \times 400} = 2,30 \text{ cm}^2.$$

⇒ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47,859 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,48} = 0,062$$

$\mu = 0,062 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_p = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47,859 \times 10^3}{0,968 \times 42 \times 400} = 2,94 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

⇒ Ferrailage des poutres principales (30×45) :

Poutre	M_{\max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	204,870	14,50	3HA25	14,73
Aux appuis	225,443	16,34	6HA20	18,85

Tableau. V.4 : Ferrailage des poutres principales

⇒ Ferrailage des poutres Secondaire (30×45) :

Poutre	M_{\max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	194,60	13,61	3HA25	14,73
Aux appuis	177,663	12,21	6HA20	18,85

Tableau V.5 : Ferrailage des poutres secondaires.

⇒ Ferrailage des poutres de Chainage (30×45) :

Poutre	M_{\max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	37,638	2,30	4HA10	3,14
Aux appuis	47,859	2,94	4HA10	3,14

Tableau V.6 : Ferrailage des poutres chainage.

V.1.3. Vérifications à l'ELU :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

$$A_{\min} = 0,5 \% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min}$$

		A_{st}		A_{\min}	Vérifications
Poutres principales (30×45)	En travée	14,73	1,52	6,75	CV
	Aux appuis	18,85			CV
Poutres secondaires (30×45)	En travée	14,73	1,52	6,75	CV
	Aux appuis	18,85			CV
Poutres de chainage (30×45)	En travée	3,14	1,52	6,75	CNV
	Aux appuis	3,14			CNV

Tableau V.7 : Vérifications de la condition de non fragilité.

Conclusion :

$A_{adopté} \geq A_{min}$ \longrightarrow La condition de non-fragilité est vérifiée pour les poutres secondaire et principale, sauf celle des poutres de chainage donc on adoptera les armatures minimales.

c) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement :

	Calcul de S_t (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage Cm^2
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$	Min [11,25 ; 30]	$S_t = 10$	$A_t = 0,9$	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t = \frac{h}{2}$	$S_t \leq 22,5cm$	$S_t = 20$	$A_t = 1,8$	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$	Min [11,25 ; 30]	$S_t = 10$	$A_t = 0,9$	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t = \frac{h}{2}$	$S_t \leq 22,5 cm$	$S_t = 20$	$A_t = 1,8$	
Poutre de chainage	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$	Min [11,25 ; 24]	$S_t = 10$	$A_t = 0,9$	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t = \frac{h}{2}$	$S_t \leq 22,5 cm$	$S_t = 20$	$A_t = 1,8$	

Tableau V.8 : Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU.

a) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU

\Rightarrow Poutres principales : $\tau_u = \frac{188,474 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42} = 1,49 \text{ MPa.}$

\Rightarrow Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{11,710 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42} = 0,09 \text{ MPa.}$

⇒ Poutres de chainages : $\tau_u = \frac{5,675 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42} = 0,04 \text{ MPa}$.

⇒ $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2fc_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$.

⇒ Poutres principales : $\tau_u = 1,49 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

⇒ Poutres secondaires : $\tau_u = 0,09 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

⇒ Poutres de chainages : $\tau_u = 0,04 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Poutres	Efforts Tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales	188,474	30	42	1,49	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	11,710	30	42	0,09	3,33	Condition vérifiée
Chainages	5,675	30	42	0,04	3,33	Condition vérifiée

Tableau V.9 : Vérification au cisaillement.

b) Influence de l'effort tranchant :

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :

$$\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times fc_{28}}{\gamma_b}$$

Poutres	Efforts Tranchant T_{\max} (KN)	b (cm)	d (cm)	fc_{28} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (KN)	observation
Principales	188,474	30	42	25	756	Condition vérifiée
Secondaires	11,710	30	42	25	756	Condition vérifiée
Chainages	5,675	30	42	25	756	Condition vérifiée

Tableau V.10: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}) \Rightarrow \text{Si : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0 \longrightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée .}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres Principales : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 188,474 - \frac{225,443}{0,9 \times 0,42} = -407,93 < 0.$$

$$\Rightarrow \text{Poutres Secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 11,710 - \frac{75,320}{0,9 \times 0,42} = -187,54 < 0.$$

Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.A.6.1.2.1) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa ; avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U} < \bar{\tau}_{se} ; \text{ avec } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres Principales : } \sum U = (3 \times 3,14 \times 25) + (6 \times 3,14 \times 20) = 612,30 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U} = \frac{188,474 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 612,30} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres Secondaires : } \sum U = \sum U = (3 \times 3,14 \times 25) + (6 \times 3,14 \times 20) = 612,30 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U} = \frac{11,710 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 612,30} = 0,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres de chaînage : } \sum U = (6 \times 3,14 \times 12) \times 2 = 452,16 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U} = \frac{5,675 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 452,16} = 0,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} ; \text{ Avec : } \tau_{se} = 0,6 \Psi s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \text{Pour les } \phi 25 : l_s = 88,18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Pour les } \phi 20 : l_s = 70,54 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

$$\Rightarrow \text{Pour les } \phi 20 : l_a = 14,10 \text{ cm soit } l_a = 15 \text{ cm}$$

V.1.4. Vérifications à L'ELS :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{CNF}$

$$\text{Avec : } A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	14,73	1,52	Condition vérifiée
	Aux appuis	18,85	1,52	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	14,73	1,52	Condition vérifiée
	Aux appuis	18,85	1,52	Condition vérifiée
Poutres de chaînage	En travée	9,42	1,52	Condition vérifiée
	Aux appuis	9,42	1,52	Condition vérifiée

Tableau V.11 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

$$\Rightarrow \text{Poutres Principales : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres Secondaires : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres de chaînages : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$$

La plus grande flèche tirée par le logiciel ROBOT est :

$$\Rightarrow \text{Poutres principales : } f = 0,7 \text{ cm} < \bar{f} = 1,1 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres secondaires : } f = 0,7 \text{ cm} < \bar{f} = 1,1 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres de chaînages : } f = 0,4 \text{ cm} < \bar{f} = 1,1 \text{ cm.}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale, secondaire et chaînage).

d) Vérification des contraintes :

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS}$$

$$\text{Avec: } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Extrêmes globaux des moments à l'ELS

Poutres		Moments (KN.m)		Élément	Combinaison
Principales	Travée	M _{st}	64,710	2849	ELS
	Appuis	M _{sa}	- 89,810	1883	ELS
Secondaires	Travée	M _{st}	46,220	3854	ELS
	Appuis	M _{sa}	- 54,123	2184	ELS
Chainage	Travée	M _{st}	25,168	5181	ELS
	Appuis	M _{sa}	- 28,733	5181	ELS

Tableau V.12 : Extrêmes globaux des moments à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		M.I'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
P.P	Travée	64,710	1,274	0,848	17,89	14,73	42	113	348	C.V	6,31	15	C.V
	Appuis	- 89,810	1,464	0,840	16,35	18,85	42	155,791	348	C.V	9,53	15	C.V
P.S	Travée	46,220	1,274	0,848	17,89	14,73	42	95,35	348	C.V	5,32	15	C.V
	Appuis	- 54,123	0,975	0,862	21,23	18,85	42	121,342	348	C.V	5,71	15	C.V
P.S	Travée	25,168	0,719	0,877	25,65	9,42	42	75,50	348	C.V	2,94	15	C.V
	Appuis	- 28,733	0,719	0,877	25,65	9,42	42	75,50	348	C.V	2,94	15	C.V

CHAPITRE VI : Ferrailage des poteaux

Introduction :

- Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).
- Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acie (Fe400)		
	γ_b	F_{c28} [Mpa]	F_{bu} [Mpa]	γ_s	Fe [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

VI. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extrait à partir de logiciel (ROBOT), ils sont donc calculés en flexion composé.

- Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour tous les niveaux.
- Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :
 - ⇒ Effort normal maximal N_{max} et le Moment correspondant.
 - ⇒ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspond.
 - ⇒ Effort normal minimal N_{min} et le Moment correspondant.

Avec :

Mx : moment du poteau dans le sens longitudinal

My : moment du poteau dans le sens transversal

Pour les moments correspondants on prendra le max de ; quand a l'effort N il correspond à dans Robot.

- Procédure avec Robot :
 1. Bouton droit "**tableau**", cliquer sur "**effort**".
 2. Filtrer les poteaux en choisissant ceux loin des voiles et ce pour chaque section de poteaux.
 3. Choisir le "**cas de charge**" suivant "**combinaisons**".
 4. Relever les valeurs citées précédemment.

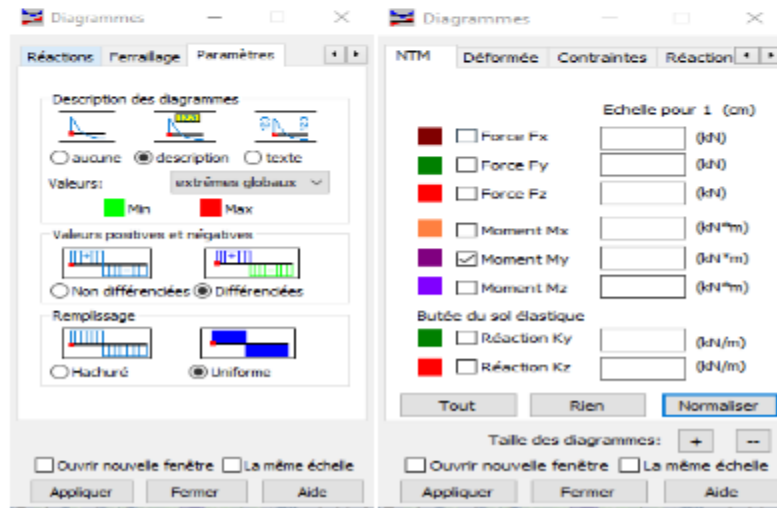
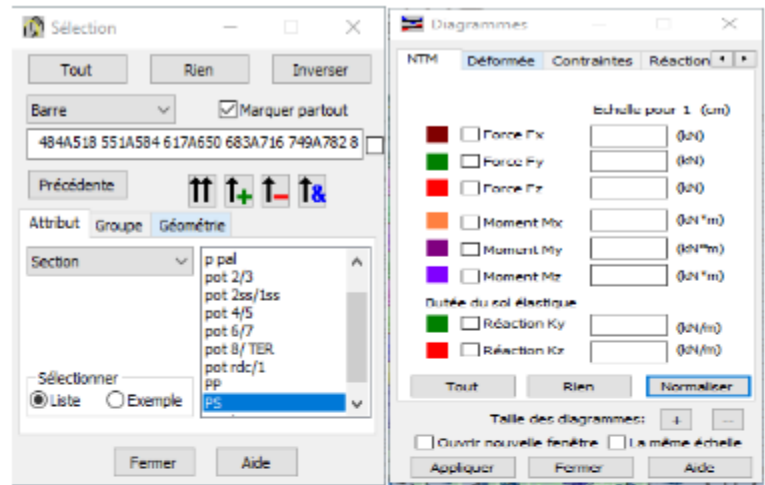


Figure.VI.1 : Extraction des valeurs My à partir de ROBOT.

- En tenant compte de combinaisons suivantes :
 - ⇒ 1,35G + 1,5Q à L'ELU.
 - ⇒ G + Q à L'ELS.
 - ⇒ G + Q ± E RPA 2003.
 - ⇒ 0,8 G ± E RPA 2003.

V.1. Recommandation du RPA 2003 :

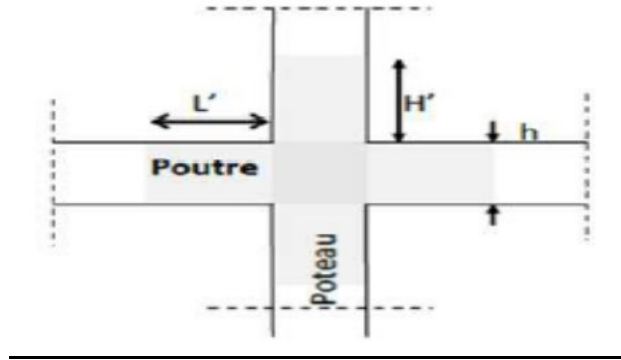
a. Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1).

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing_L$ (zone IIa).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa
- ✓ Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :
 - Le pourcentage minimal est de 0.8% de la section du poteau.
 - Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{\min} = 0,008 \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\min} = 0,006 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{\min} = 0,004 \times b \times h$ (cm ²)
Poteaux (45×50)	18	13,5	9
Poteaux (40×45)	14,4	10,8	7,2
Poteaux (35×40)	11,2	8,4	5,6
Poteaux (30×35)	8,4	6,3	4,2

Tableau VI.2 : Armatures longitudinales des poteaux recommandés par le RPA.

Délimitation de la zone nodale :



$$h' = \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\}$$

- ⇒ Les poteaux S/SOL (45X50) : $h' = [410/6; 50; 60] = 68,33$ cm.
- ⇒ Les poteaux RDC/1 (45X50) : $h' = [306/6; 50; 60] = 60$ cm.
- ⇒ Les poteaux 2/3/4 (40X45) : $h' = [306/6; 45; 60] = 60$ cm.
- ⇒ Les poteaux 5/6/7 (35X40) : $h' = [306/6; 40; 60] = 60$ cm.
- ⇒ Les poteaux 8/9 (30X35) : $h' = [306/6; 35; 60] = 60$ cm.

$$L' = 2 \times h$$

Pour les poutres (30X45) : $L' = 2 \times 45 = 90$ cm

b. Armatures transversales (RPA 99 / Art 7.4.2.2) :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [Mpa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$\rho = 2.50$ si l'élancement géométrique $\lambda g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda g < 5$.

S_t : Espacement des armatures transversales :

- ⇒ $S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm})$ en zone nodal.
- ⇒ $S_t \leq 15 \emptyset$ en zone courante

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

c. La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b S_t}$ En % est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda g \geq 5$

0,8 % si $\lambda g \leq 3$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda g < 5$.

d. Calcul d'élancement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \emptyset minimum.

$$\lambda g = \left\{ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right\}.$$

Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

V.3.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- ⇒ Section partiellement comprimée SPC.
 - ⇒ Section entièrement tendue SET.
 - ⇒ Section entièrement comprimée SEC.
- En tenant compte de combinaisons suivantes :
 - ⇒ $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU.
 - ⇒ $G + Q$ à l'ELS.
 - ⇒ $G + Q \pm E$ RPA 2003.
 - ⇒ $0,8 G \pm E$ RPA 2003.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

V.1.1. Etapes de calcul en flexion composée :

a) La section est partiellement comprimée SPC :

La section est partiellement comprimée si l’une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l’extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l’intérieur du segment limité par les armatures et l’effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l’inégalité suivante

$$N_u (d - C') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

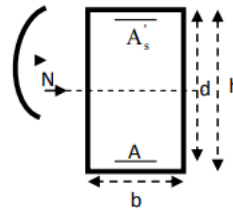
M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

$\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : effort de compression.



➤ **Détermination des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

avec : μ : moment réduit.

- **1^{er} cas :**

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

➤ **Armatures fictives:** $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$

➤ **Armatures réelles :** $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$; Avec : $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

• **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul: $M_r = \mu_l \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

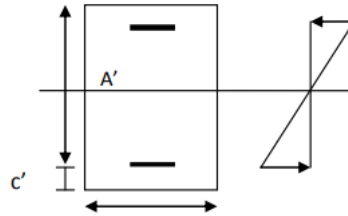
$\Delta M = M_f - M_r$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - C') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - C') \sigma_s} \end{array} \right.$$

La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A'_s = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$



b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

$$N_u (d - C') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{C}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

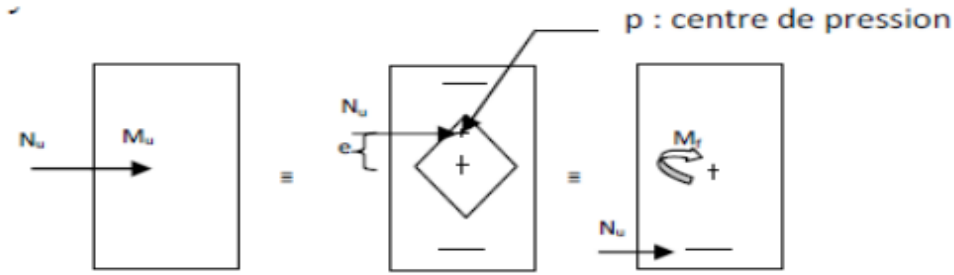


Figure .V.2: Schéma de calcul en flexion composée (SEC).

▪ 1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

Si $N_u (d - C') - M_f < \left(0,5 - \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ $A'_1 = 0$; $A_2 > 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A_2 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_{sc}} ; A'_1 = 0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-C') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{C'}{h}}$$

▪ 2^{ème} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

Si $N_u (d - C') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ $A'_1 > 0$ et $A_2 > 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - C') \sigma_s} ; A_2 = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

c) Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - C\right) \qquad g = \frac{h}{2} - C - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{si} = \frac{N_u g}{(d - C) \sigma_{10}} \qquad A_{ss} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}$$

Avec :

$$\sigma_{10} : \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u}$ → excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme.

la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$ avec : B : aire de la section du béton seul.

⇒ **Les efforts internes dans les poteaux :**

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN]
S/SOL, RDC 1 ^{er} étage	45 X 50	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	1733,116	13,774
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8G ± UX	-1414,803	-1,503
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q ± UX	639,984	99,930
2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	40 X 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	1190,439	-5,681
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8G ± UX	-358,959	-1,200
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q ± UX	334,405	100,648
5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	35 X 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	702,502	-4,569
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8G ± UX	-87,461	-9,541
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q ± UX	196,690	76,909
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	30 X 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	325,887	-16,074
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8G ± UX	-165,109	-11,842
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q ± UX	131,941	70,793

Tableau VI.3 : Efforts internes dans les poteaux.

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- ✓ Zone 1 : sous-sol + RDC + 1^{er}étage
- ✓ Zone 2 : 2^{ème} + 3^{ème} + 4^{ème} étage.
- ✓ Zone 3 : 5^{ème} étage + 6^{ème} + 7^{ème} étage.
- ✓ Zone 4 : 8^{ème} + 9^{ème} + terrasse.

• **Calcul du ferrailage des poteaux :**

Exemple de calcul

⇒ **Pour le poteau (45×50) :**

$$N_u = 1\,733,116 \text{ KN} \quad ; \quad M_u = 13,774 \text{ KN.m}$$

○ Calcul de l'excentricité (e) : $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13,774 \times 10^2}{1733,116} = 0,794 \text{ cm}$

$$e = 0,794 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - C\right) = \left(\frac{50}{2} - 3\right) = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

○ Calcul de : $(d-c') N_u - M_f$ et $(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$; Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C\right)$

$$d = h - c = 0,50 - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

○ Calcul du moment fictif : $M_f = 13,774 + 1733,116 \left(\frac{0,50}{2} - 0,03\right) = 395,059 \text{ KN.m}$

$$\text{Et : } (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) b . h^2 . f_{bc} = (0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,50}) \times 0,45 \times (0,50)^2 \times 14,2 \times 10^3 = 460,719 \text{ KN.m}$$

$$(d-c') N_u - M_f = (0,47 - 0,03) 1733,116 - 395,059 = 367,512 \text{ KN.m}$$

$367,512 \text{ KN.m} < 460,719 \text{ KN.m}$ **la section est simplement armée (SSA)**

$$A_s' > 0 \text{ et } A_s = 0$$

○ Calcul de :

$$(0,5h - c') \times h \times b \times f_{bc} = (0,5 \times 0,50 - 0,03) \times 0,50 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3 = 702,9 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } (d-c') N_u - M_f = 367,512 \text{ KN.m} < 702,9 \text{ KN.m}$$

○ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad \Psi = \frac{0,3571 + \frac{1733,116(0,47-0,03) - 100 \times 13,774}{100 \times 0,45 \times 0,5^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,8571 - \frac{0,03}{0,5}} = 0,443$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_s' = \frac{1\,733,116 - 100 \times 0,443 \times 0,45 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = 0 \\ A_s = 0 \end{cases}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{0,02 - 0,455 \times 47}{0,02 - 0,185 \times 47} \times 45 \times 47 = 6,29 \text{ cm}$$

VI-1- 4- Ferrailage Avec logiciel SOCOTEC :

Exemple :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN]	$\frac{h}{2} - C$	E_u	OBS	A_{inf} [cm^2]	A_{sup} [cm^2]	A_{min} [cm^2]	Ferrailage	$A_{adopté}$ [cm^2]
S/SOL RDC 1 ^{er} étage	45 X 50	$N^{max} \rightarrow M^{corres}$	ELU	1733,116	13,774	22	0,007	SPC	5	0	18	8HA20	25,13
		$N^{min} \rightarrow M^{corres}$	0,8G - UX	-1414,803	-1,503	22	0,001	SEC	0	0			
		$N^{corres} \rightarrow M^{max}$	G + Q -UX	639,984	99,930	22	0,156	SEC	0	0			
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	40 X 45	$N^{max} \rightarrow M^{corres}$	ELU	1190,439	-5,681	19,5	0,004	SPC	3	0	14,4	8HA16	16,08
		$N^{min} \rightarrow M^{corres}$	0,8G - UX	-358,959	-1,200	19,5	0,003	SEC	0	0			
		$N^{corres} \rightarrow M^{max}$	G + Q -UX	334,405	100,648	19,5	0,300	SEC	0	0			
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	35 X 40	$N^{max} \rightarrow M^{corres}$	ELU	702,502	-4,569	17	0,006	SEC	0	0	11,2	8HA14	12,32
		$N^{min} - M^{corres}$	0,8G - UX	-87,461	-9,541	17	0,109	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	G + Q -UX	196,690	76,909	17	0,391	SEC	0	0			

8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	30 X 35	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corres}}$	ELU	325,887	-16,074	14,5	0,049	SPC	0,4	0	8,4	8HA12	9,05
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corres}}$	0,8G - UX	-165,109	-11,842	14,5	0,071	SEC	0	0			
		$N^{\text{corres}} \rightarrow M^{\max}$	G + Q -UX	131,941	70,793	14,5	0,535	SEC	0	0			

Tableau VI.4 : Calcul des sections d'armatures.

V.2.5. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ⇒ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinal.
- ⇒ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- ⇒ Positionner les armatures longitudinales.

- **Selon BAEL91/modifier 99(Art A8.1.3) :**

- **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t > \frac{\varnothing_l}{3} \text{ (Selon BAEL91/modifier 99 ArtA8 1 3)}$$

$$\varnothing_t > \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm}$$

Soit: $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

A_t : armatures transversales.

V_u : effort tranchant de calcul.

h_e : hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales.

- **Espacement des armatures transversales « S_t » Selon le RPA99 version 2003 (Art7.4.2.2)**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

⇒ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\varnothing_l ; 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{Longitudinale}$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1 ; 15 \text{ cm}) = \min (10 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

⇒ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \varnothing_l.$$

$$S_t \leq 15 \varnothing_l = 15 \times 1 = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

Avec : $\varnothing_l = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $S_t = 10$ cm en zone nodale.

$S_t = 15$ cm en zone courante.

➤ **Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :**

- $\rho = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

- **Calcul d'élanement géométrique :**

Section des poteaux (cm ²)	L_0 (m)	$L_f = 0,7 L_0$ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	Coefficient correcteur « ρ »
45 X 50	4,10	2,870	5,740	2,50
45 X 50	3,06	2,142	4,284	3,75
40 X 45	3,06	2,142	4,760	3,75
35 X 40	3,06	2,142	5,355	2,50
30 X 35	3,06	2,142	6,120	2,50

Tableau VI.5 : Les valeurs de l'élanements géométrique λ_g .

Niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant Max à l'ELU (kN)	Effort tranchant Max à l'ELS (kN)
S/SOL	Zone 1 45 X 50	64,641	41,225
RDC 1 ^{er} étage	Zone 2 45 X 50	52,648	39.908
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	Zone 3 40 X 45	43,480	31,204
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	Zone 4 35 X 40	27,119	19,438
8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	Zone 5 30 X 35	14,686	10,667

- Poteau (30×35) (étage 8 + 9 + terrasse) :

$$\lambda_g = 6,12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 14,686$ kN

⇒ En zone nodale : $S_t = 10$ cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 14,686}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 26,22 \text{ mm}^2.$$

⇒ En zone courante : $S_t = 15$ cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 14,686}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 39,33 \text{ mm}^2.$$

- **Poteau (35×40) (étage 5 + 6+7) :**

$$\lambda_g = 5,355 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 27,119$ kN

⇒ **En zone nodale** : $S_t = 10$ cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 27,119}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 42,37 \text{ mm}^2.$$

⇒ **En zone courante** : $S_t = 15$ cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 27,119}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 63,56 \text{ mm}^2.$$

- **Poteau (40×45) (étage 2 + 3+4) :**

$$\lambda_g = 4,760 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 43,480$ kN

⇒ **En zone nodale** : $S_t = 10$ cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 43,480}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 90,58 \text{ mm}^2.$$

⇒ **En zone courante** : $S_t = 15$ cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 43,480}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 135,87 \text{ mm}^2.$$

- **Poteau (45×50) (RDC+ 1 étage) :**

$$\lambda_g = 4,284 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 52,648$ kN.

⇒ **En zone nodale** : $S_t = 10$ cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 52,648}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 98,71 \text{ mm}^2.$$

⇒ **En zone courante** : $S_t = 15$ cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 52,648}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 148,07 \text{ mm}^2.$$

• **Poteau (45x50) (S/SOL) :**

$$\lambda_g = 5,740 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

V_u: L'effort tranchant max V_u = 64,641 Kn.

⇒ **En zone nodale** : S_t = 10 cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 64,641}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 80,80 \text{ mm}^2.$$

⇒ **En zone courante** : S_t = 15 cm.

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 64,641}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 121,20 \text{ mm}^2.$$

V.2.6. Vérifications à l'ELU :

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimale A_t/t.b₁ en % est donnée comme suit:

- ⇒ Si λ_g ≥ 5 : la quantité d'armatures transversale est 0,3% .
- ⇒ Si λ_g ≤ 3 : la quantité d'armatures transversale est 0.8% .
- ⇒ Si 3 < λ_g < 5 : la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec : $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$; $i = \sqrt{\frac{l}{bh}}$ l_f = 0,7 h_e A_{RP}A = 0,8%bh

Section des poteaux (cm ²)	λ _g	$\frac{A_t}{b \times S_t}$ %	Zones	A _{min} = %x b x S _t (cm ²)	A _{RP} A ^{calculé} (cm ²)	A _{choix} (cm ²)	Vérification A _{calculé} < A _{choix}
45 X 50	5,740	0,3 %	Nodale	1,35	0,80	3HA8	C.V
			Courante	2,02	1,21	3HA10	C.V
45 X 50	4,284	0,8 %	Nodale	1,35	0,98	3HA8	C.V
			Courante	2,02	1,48	3HA10	C.V
40 X 45	4,760	0,8 %	Nodale	1,2	0,42	3HA8	C.V
			Courante	1,8	0,63	4HA8	C.V
35 X 40	5,355	0,3 %	Nodale	1,05	0,42	3HA8	C.V
			Courante	1,57	0,63	4HA8	C.V
30 X 35	6,120	0,3 %	Nodale	0,9	0,26	2HA8	C.V
			Courante	1,35	0,39	4HA8	C.V

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{tmin} < A_{choi}$

- ✓ Les armatures longitudinales des poteaux (du 6ème au 8ème étage + terrasse) seront encadrées avec un cadre de HA8 de sections transversales ($4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$) dans la zone courante et la zone nodale.
- ✓ Les poteaux (sous-sol 2+sous-sol 1) seront encadrées avec un cadre de HA8 sections transversales ($6HA8 = 3.01 \text{ cm}^2$) dans la zone nodale et ($6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$) dans la zone courante.
- ✓ Les poteaux (RDC et du 1erau 5ème étage) seront encadrées avec un cadre de ($6HA8 = 3.01 \text{ cm}^2$) dans la zone courante et la zone nodale.
- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur Droite minimum $10 \varnothing t \text{ min} = 8 \text{ cm}$

• **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1) :**

La longueur minimale de recouvrement est : $L \geq 40 \times \varnothing_L$

- ⇒ Pour les HA12 : $L = 40 \times \varnothing_L = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.
- ⇒ Pour les HA14 : $L = 40 \times \varnothing_L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
- ⇒ Pour les HA16 : $L = 40 \times \varnothing_L = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- ⇒ Pour les HA16 : $L = 40 \times \varnothing_L = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.

• **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2) :**

$$I_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28}$$

Et : $\Psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence.

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

$$\tau_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

Acier	HA20	HA16	HA14	HA12
I_s	70,54	56,44	49,38	42,32

- **Vérification au cisaillement (RPA/ Art7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

τ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique $\tau = V/bd$.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_d = 0,075$ Si $\rightarrow \lambda_g \geq 5$.

$\rho_d = 0,040$ Si $\rightarrow \lambda_g < 5$.

Poteaux	V_u	b	d	λ_g	ρ_d	τ_b	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
45 X 50	64,641	45	47	5,740	0,075	0,03	1,875	CV
45 X 50	52,648	45	47	4,284	0,040	0,02	1	CV
40 X 45	43,480	40	42	4,760	0,040	0,02	1	CV
35 X 40	27,119	35	37	5,355	0,075	0,02	1,875	CV
30 X 35	14,686	30	32	6,120	0,075	0,01	1,875	CV

Tableau VI.6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

VI. 1.6. Vérification à l'ELS :

1. Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99/Art.4.2.1) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{adp} > A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left\{ \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right\} bd$$

Avec : A_{min} : section minimale d'aciers tendus.

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.

Niveau	Section	Sollicitation ELS	N [KN]	M [KN]	e _s	A _{min}	A _{adop} (cm ²)	Observation
S/SOL RDC 1 ^{er} étage	45 X 50	N ^{max} → M ^{corres}	1259,052	9,970	0,007	6,834	25,13	CV
		N ^{min} → M ^{corres}	172,113	-1,430	0,008	6,847		CV
		N ^{corres} → M ^{max}	1160,354	49,081	0,042	6,859		CV
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	40 X 45	N ^{max} → M ^{corres}	858,586	-3,588	0,004	4,999	16,08	CV
		N ^{min} → M ^{corres}	96,562	-1,166	0,012	5,003		CV
		N ^{corres} → M ^{max}	513,255	49,694	0,096	5,024		CV
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	35 X 40	N ^{max} → M ^{corres}	506,708	-2,803	0,005	3,854	12,32	CV
		N ^{min} → M ^{corres}	31,197	-0,228	0,007	3,859		CV
		N ^{corres} → M ^{max}	286,542	49,773	0,173	3,891		CV
8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	30 X 35	N ^{max} → M ^{corres}	238,419	-11,855	0,049	2,862	9,05	CV
		N ^{min} → M ^{corres}	-10,841	-4,802	0,442	2,865		CV
		N ^{corres} → M ^{max}	126,334	67,089	0,531	2,927		CV

Tableau.VI.7 : Vérification de la condition de non fragilité.

f_e : contrainte limite élastique des aciers

e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99) :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

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

Section	Sollicitation ELS	N [KN]	M [KN]	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
45 X 50	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corres}}$	1259,052	9,970	6,6	15	CV
	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corres}}$	172,113	-1,430			
	$N^{\text{corres}} \rightarrow M^{\max}$	1160,354	49,081			
40 X 45	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corres}}$	858,586	-3,588	5,6	15	CV
	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corres}}$	96,562	-1,166			
	$N^{\text{corres}} \rightarrow M^{\max}$	513,255	49,694			
35 X 40	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corres}}$	506,708	-2,803	4,3	15	CV
	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corres}}$	31,197	-0,228			
	$N^{\text{corres}} \rightarrow M^{\max}$	286,542	49,773			
30 X 35	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corres}}$	238,419	-11,855	3,2	15	CV
	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corres}}$	-10,841	-4,802			
	$N^{\text{corres}} \rightarrow M^{\max}$	126,334	67,089			

Tableau.VI.8 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Conclusion :

Après les calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suite :

Niveaux	Section	Ferrailage
S/SOL, RDC, 1 ^{er} étage	45 x 50	8HA20
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	40 x 45	8HA16
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	35 x 40	8HA14
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	30 x 35	8HA12

Tableau VI.9 : ferrailage des poteaux.

CHAPITRE VII : Ferrailage des voiles

VII. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- ⇒ Armatures verticales.
- ⇒ Armatures horizontales.
- ⇒ Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles.

- ⇒ Voiles longitudinaux
- ⇒ Voiles transversaux

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : S-SOL
- **Zone II** : RDC au 2^{ème} étage.
- **Zone III** : 3^{ème} au 5^{ème} étage.
- **Zone IV** : 6^{ème} au 9^{ème} étage.

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

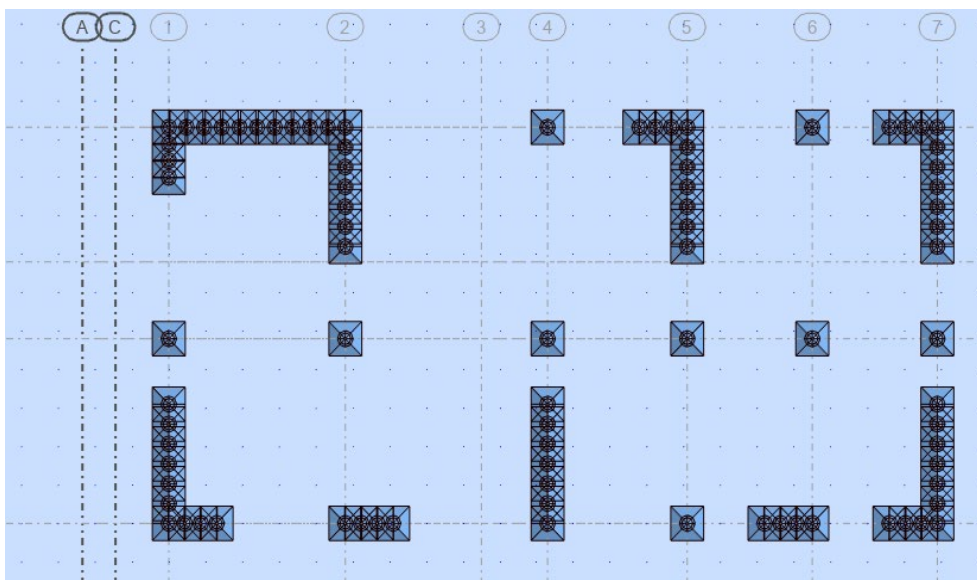


Figure VII.1 : Disposition des voiles.

⇒ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- ⇒ **ELU** : $1,35G + 1,5Q$.
- ⇒ **ELS** : $G + Q$.
- ⇒ **RPA99 Version 2003** : $G + Q \pm E$.
 $0,8G \pm E$.

⇒ **Procédure avec Robot :**

1. Sélectionner les voiles longitudinaux et transversaux selon les zones.
2. Copier les voiles sélectionnés.
3. Cliquer sur le bouton droit de la souris, puis choisir "**tableau**", puis "**résultats réduits**".
4. Choisir le "**cas de charge**" suivant : "**combinaison**".
5. Cliquer sur "**Filtres**", coller les voiles déjà sélectionnés.

⇒ **Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acie (Fe400)		
	γ_b	F_{c28} [Mpa]	F_{bu} [Mpa]	γ_s	Fe [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VII.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

V.3.2. Exposé de la méthode de calcul :

La méthode préconisée pour l'armature des voiles est la méthode des contraintes. Cette approche implique l'élaboration du diagramme des contraintes en se basant sur les sollicitations les plus critiques. Les valeurs des contraintes sont extraites du logiciel ROBOT.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

Avec :
$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L: Longueur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendue.

$$L_c = L - L_t$$

V.3.3. Type de sollicitation :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement comprimé (S.P.C).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VII.2: Tableau des efforts normaux.

V.3.4. Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau. VII.3 : Tableau des armatures verticales.

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance ($L/10$) de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15cm.

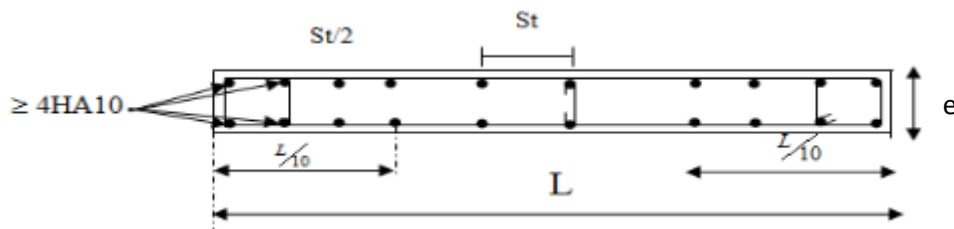


Figure. VII.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

➤ Armatures minimales :

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 mod99) :**

$A_{min} > 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures

$0,20 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \%$, Avec :B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (BAEL Art A4.2.1) :**

$A_{min} \geq \frac{B_t \times f_{t28}}{f_e}$ avec B_t : la section horizontale du béton tendu $B_t = d \times e$.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu (**RPA Art 7.7,4,1**).

$A_{min} \geq A = 0,2\% B$

b. Armatures horizontales :

- **Selon BAEL :** $A_h = \frac{A_v}{4}$

Avec : A_h : section d'armature horizontales.

B : section du béton.

- **Selon l’RPA VS 2003 :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/rev2003**) et disposées vers l’extérieur dans chaque nappe d’armatures.

c. Exigences de RPA 99 version 2003 :

- D’après l’article 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l’espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes
 - ⇒ $A_h \geq 0,15\% \times B$: Globalement dans la section du voile.
 - ⇒ $A_h \geq 0,10\% \times B$: En zone courante.
- L’espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ⇒ $S_t \leq \min \{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$; Avec : e : épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ⇒ **40 ϕ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ⇒ **20 ϕ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l’exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l’épaisseur du voile .

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d’armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d’empêcher le flambement des aciers verticaux sous l’action de la compression d’après l’article (7.7.4.3 du RPA / 2003).

Les deux nappes d’armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

e. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l’effort tranchant doit être par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1,1 V}{f_e} \text{ avec : } \bar{v} = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

\bar{v} : L’effort tranchant majoré à la base du voile.

Cette quantité doit s’ajouter à la section d’acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

V.3.5. Les Vérifications :

• **Vérification à l'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- Ns : L'effort normal appliqué à l'ELS.
- B : section du béton
- A : section des armatures adoptées (verticales).
- σ_{bc} : Contrainte admissible

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

⇒ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \text{ et } \bar{v} = 1,4 v_u \dots\dots\dots \text{D'après RPA99 révisé 2003}$$

Avec :

- v_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.
- b : Epaisseur du voile.
- d : Hauteur utile (d=0.9 h)
- h : Hauteur totale de la section brute.

⇒ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable Selon BAEL91.}$$

VI.3.6. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinal L = 3,1 m sur la zone I.

a. Caractéristiques géométriques :

L (m)	e (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3,1	0,20	0,62	0,010

Tableau.VII.4 : Caractéristiques géométriques.

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 5819,659 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{\min} = -347,64 \text{ KN/m}^2$$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5819,659}{5819,659 + 347,64} \times 3,1 = 2,92 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 3,1 - 2,92 = 0,18 \text{ m.}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = \left(\frac{3,65}{2}, \frac{2}{3} \times 2,92\right) = \min(1,82 ; 1,94) = 1,82 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4,10 - 0,45 = 3,65 \text{ m}$$

• Détermination de N :

\Rightarrow Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{347,64 \times (0,59 - 1,82)}{0,59} = 724,74 \text{ KN/m}^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{347,64 + 724,74}{2} \times 1,82 \times 0,20 = 195,17 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{724,74}{2} \times 1,82 \times 0,20 = 130,90 \text{ KN.}$$

e. Calcul des armatures verticales :

\Rightarrow 1^{ère} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{195,17}{348 \times 10^{-1}} = 5,61 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow 2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{130,90}{348 \times 10^{-1}} = 3,76 \text{ cm}^2.$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times T_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 399,390}{400 \times 10^{-1}} = 17,69 \text{ cm}^2.$$

g. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,2\% B \right)$$

$$A_{\min} = \max (19,11 ; 7,28)$$

$$A_{\min} = 19,11 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des sections totales :**

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = 5,61 + \frac{17,69}{4} = 10,03 \text{ cm}^2 / \text{Bande}.$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3,76 + \frac{17,69}{4} = 8,18 \text{ cm}^2 / \text{Bande}.$$

- **Ferrailage adopté :**

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 19,11 \text{ cm}^2$	8HA20 = 25,13 cm ²	$S_t = 20 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 19,11 \text{ cm}^2$	8HA20 = 25,13 cm ²	$S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau. VII.5 : Ferrailage adopté.

h. Armatures horizontales :

$$\Rightarrow \text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{25,13}{4} = 6,28 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \text{D'après le RPA : } A_H \geq 0,15\% B = 0,0015 \times 310 \times 20 = 9,3 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_H = 9,3 \text{ cm}^2$.

Soit : **9HA12 = 10,18 cm² / 1m de hauteur ; avec $S_H = 20 \text{ cm}$.**

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. **(4HA8)**.

j. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5 e ; 30\text{cm}\} = 30\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 30\text{cm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1696,326 \times 10^3}{0,20 \times 10^6 + 15 \times 25,13 \times 10^2} = 7,13 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7,13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

⇒ **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 399,390 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3100} = 1 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{399,390 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3100} = 0,72 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les résultats des calculs et de ferrailage des différents voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,62	0,62	0,62	0,62	
	H (m)	4,10	3,06	3,06	3,06	
	h _e (m)	3,65	2,61	2,61	2,61	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	5819,659	1519,103	2074,451	3384,38	
	σ_{\min} (KN/m ²)	- 347,64	- 1000,348	- 1561,637	-1068,841	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	399,390	54,397	79,331	147,971	
	N _s (KN)	1696,326	781,030	1127,187	1380,501	
	L _c (m)	2,92	1,89	1,76	2,35	
	L _t (m)	0,59	1,21	1,34	0,75	
	d (m)	1,82	1,24	1,17	1,3	
	σ_1 (KN/m ²)	724,74	24,80	198,11	783,81	
	N ₁ (KN)	195,17	127,11	205,89	240,84	
	N ₂ (KN)	130,90	3,07	23,17	101,89	
	Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	5,61	3,65	5,91	6,92
A _{v2} (cm ²)		3,76	0,09	0,66	2,92	
A _{vi} (cm ²)		17,69	2,4	3,51	6,54	
A ₁ (cm ²)		10,03	4,25	6,78	8,55	
A ₂ (cm ²)		8,18	0,69	1,53	4,55	
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	19,11	13,02	12,28	5,2	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)	8HA20	8HA16	8HA14	8HA12	
	A _{v2} adopté (cm ²)	8HA20	8HA16	8HA14	8HA10	
	S _t (cm)	20	20	20	20	
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)	9,3	9,3	9,3	9,3	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	20	
Armature transversal	A _t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u=2,5\text{MPa}$	τ_u (MPa)	0,71	1,39	0,14	0,26
	$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	τ_b (MPa)	1	1,95	0,19	0,37
	ELS $\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	σ_{bc} (MPa)	7,13	6,15	5,15	3,65

Tableau. VII.6 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL1.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,3	1,3	1,3	1,3	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,26	0,26	0,26	0,26	
	H (m)	4,10	3,06	3,06	3,06	
	h _e (m)	3,65	2,61	2,61	2,61	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	10885,826	8469,439	4138,384	2798,321	
	σ_{\min} (KN/m ²)	- 8655,195	-7308,773	- 2682,757	- 1143,193	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	185,682	79,804	59,172	49,915	
	N _s (KN)	2540,33	2051,168	856,748	512,397	
	L _C (m)	0,72	0,69	0,79	0,92	
	L _t (m)	0,58	0,61	0,51	0,38	
	d (m)	0,48	0,46	0,52	0,61	
	σ_1 (KN/m ²)	1492,27	1797,23	52,60	619,93	
	N ₁ (KN)	487,07	418,87	142,23	111,94	
	N ₂ (KN)	71,62	80,87	2,73	42,20	
Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	14	12,03	4,08	3,21	
	A _{v2} (cm ²)	2,05	2,32	0,07	1,21	
	A _{vi} (cm ²)	9,09	3,07	2,2	1,37	
	A ₁ (cm ²)	16,08	12,91	4,63	3,55	
	A ₂ (cm ²)	4,32	3,20	0,62	1,55	
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	5,04	4,83	5,46	6,4	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)	8HA16	8HA16	8HA12	8HA12	
	A _{v2} adopté (cm ²)	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16	
	S _t (cm)	Bande 1	15	15	15	15
Bande 2		20	20	20	20	
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)	4,02	3,9	3,9	3,9	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	4HA12 = 4,52	4HA12=4,52	4HA12=4,52	4HA12=4,52	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	20	
Armature transversal	A _t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$	τ_u (MPa)	0,79	0,34	0,25	0,21
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{MPa}$	τ_b (MPa)	1,11	0,47	0,35	0,29
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$	σ_{bc} (MPa)	11,33	9,15	4,01	2,4

Tableau. VII.7 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL2.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,3	1,3	1,3	1,3	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,26	0,26	0,26	0,26	
	H (m)	4,10	3,06	3,06	3,06	
	h _e (m)	3,65	2,61	2,61	2,61	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	10826,231	5393,870	3097,427	1225,702	
	σ_{\min} (KN/m ²)	- 9679,404	- 2232,718	- 1892,830	- 1588,155	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	122,445	301,248	223,210	61,832	
	N _s (KN)	2665,732	3660,762	2395,323	1350,651	
	L _c (m)	0,68	0,91	0,80	0,56	
	L _t (m)	0,62	0,39	0,50	0,74	
	d (m)	0,45	0,61	0,53	0,37	
	σ_1 (KN/m ²)	2654,03	1259,48	113,56	794,07	
	N ₁ (KN)	555	213,02	106,33	88,14	
	N ₂ (KN)	119,43	76,82	6,01	29,38	
Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	15,94	6,12	3,05	2,53	
	A _{v2} (cm ²)	3,43	2,02	0,17	0,84	
	A _{vi} (cm ²)	4,71	11,59	34,37	2,38	
	A ₁ (cm ²)	17,11	9,01	11,64	3,12	
	A ₂ (cm ²)	4,60	4,91	8,76	1,43	
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	4,71	6,4	5,5	3,88	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)	6HA25	6HA25	6HA16	6HA10	
	A _{v2} adopté (cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
	S _t (cm)	20	20	20	20	
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)	7,36	7,36	7,36	7,36	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	20	
Armature transversal	A _t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u=2,5\text{MPa}$	τ_u (MPa)	0,79	1,28	0,95	0,26
	$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	τ_b (MPa)	1,11	1,08	1,33	0,29
	ELS $\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	σ_{bc} (MPa)	11	14,45	10,96	6,55

Tableau. VII.8 : Ferrailage des voiles longitudinaux VH1.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,8	4,8	4,8	4,8	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,96	0,96	0,96	0,96	
	H (m)	4,10	3,06	3,06	3,06	
	h _e (m)	3,65	2,61	2,61	2,61	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	6700,221	5393,870	3907,426	1225,702	
	σ_{\min} (KN/m ²)	- 2364,697	- 2232,718	1892,831	1588,155	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	557,651	301,248	223,211	61,83	
	N _s (KN)	4351,161	3660,762	2395,32	1350,651	
	L _c (m)	3,54	3,39	2,97	2,09	
	L _t (m)	1,26	1,41	1,83	2,71	
	d (m)	1,82	1,3	1,3	1,3	
	σ_1 (KN/m ²)	1050,97	174,18	548,19	828,3	
	N ₁ (KN)	621,65	312,89	317,33	314,13	
	N ₂ (KN)	191,27	22,64	70,35	107,67	
	Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	17,86	9	9,11	9,02
A _{v2} (cm ²)		5,49	0,65	2,02	3,09	
A _{vi} (cm ²)		21,46	11,59	8,59	2,38	
A ₁ (cm ²)		23,22	11,89	11,25	9,62	
A ₂ (cm ²)		10,85	3,54	4,16	3,68	
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	19,11	13,65	13,65	13,65	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)	14HA25	14HA20	14HA16	14HA14	
	A _{v2} adopté (cm ²)	14HA25	14HA20	14HA16	14HA14	
	S _t (cm)	20	20	20	20	
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)	17,18	17,18	17,18	17,18	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	9HA16	9HA16	9HA16	9HA16	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	20	
Armature transversal	A _t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u=2,5\text{MPa}$	τ_u (MPa)	0,64	0,34	0,25	0,07
	$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	τ_b (MPa)	0,90	0,48	0,36	0,10
	ELS $\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	σ_{bc} (MPa)	14,35	13,76	9,88	5,81

Tableau. VII.9 : Ferrailage des voiles longitudinaux VH2.

CHAPITRE VIII :
Dimensionnement du Joint
Sismique

VIII. Introduction :

En situation sismique, il est nécessaire de prévoir un joint sismique avec une distance minimale entre deux bâtiments voisins, permettant d'éviter l'entrechoquement. Pour un bâtiment de forme complexe, il peut être intéressant de le découper par des joints sismiques afin de ne plus avoir que des parties structurales de forme simple comme c'est le cas dans notre structure où nous avons le bloc B et le bloc C.

Pour créer et dimensionner un joint sismique, des exigences minimales doivent être respectées.

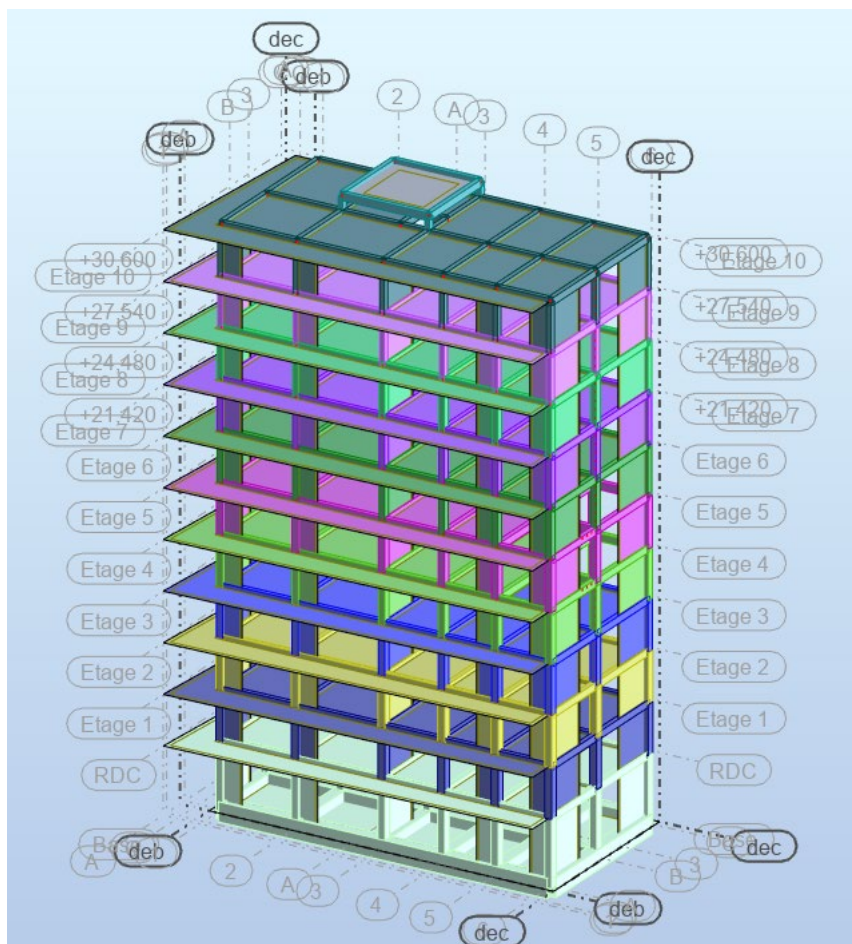


Figure VIII.1 : Vue en 3D du bloc B.

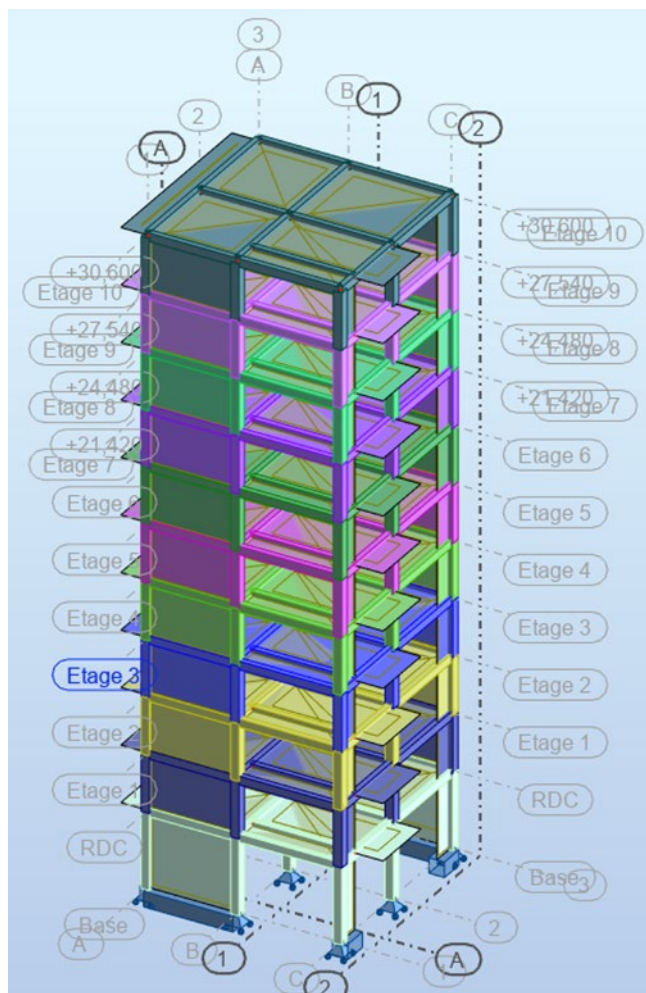


Figure VIII.2 : Vue en 3D du bloc C.

VIII.1. Définition d'un joint sismique :

Un joint sismique est l'espace laissé libre entre deux bâtiments ou deux parties d'un même bâtiment afin de dissocier complètement le comportement sismique des structures ainsi séparées. La présence du joint sismique permet de concevoir, de calculer et de dimensionner de manière indépendante les deux structures pour la situation sismique.

Les joints sismiques sont utilisés principalement dans les cas suivants :

- Pour deux bâtiments au voisinage l'un de l'autre ;
- Lorsque la configuration en plan d'un bâtiment est complexe, le comportement sismique peut être aggravé par les phénomènes de torsion, le comportement modal distinct des différentes parties d'un niveau et les concentrations locales de charges qui en découlent (Figure 1). Dans ce cas, il peut être intéressant de transformer la configuration en plan par deux (ou plus) configurations plus simples, souvent rectangulaires, séparés par des joints sismiques (Figure 2). Le bâtiment est alors constitué par deux (ou plus) structures dynamiquement indépendantes. La réalisation d'un joint sismique séparant un bâtiment en deux unités distinctes d'un point de vue dynamique améliore le comportement

sismique d'ensemble. Elle peut par contre s'avérer assez délicate à combiner avec les exigences de circulation, d'étanchéité et d'isolation thermique.

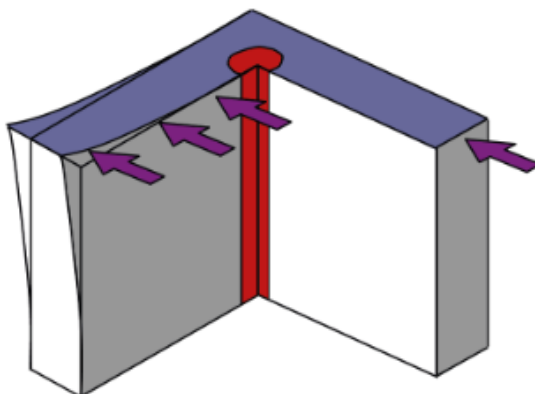


Figure VIII.3 : Comportement sismique différent pour les deux branches d'un plan en L.

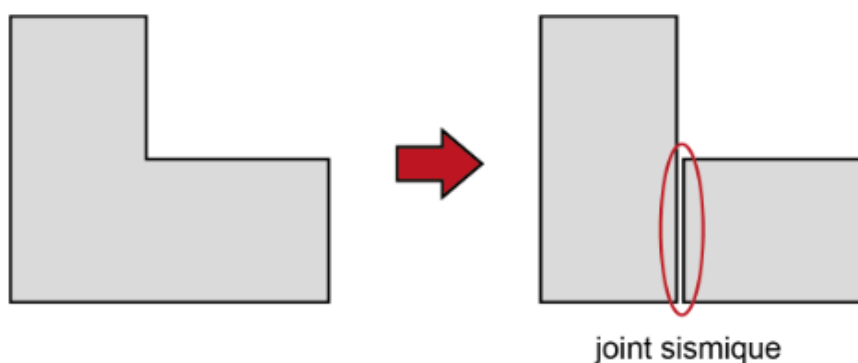


Figure VIII.4 : D'une configuration en plan complexe (irrégulière) vers deux configurations simples (régulières) par l'adjonction d'un joint sismique.

VIII.2. Justification de la largeur du joint sismique (A.5.8. R.P. A99/2003) :

Afin d'éviter l'entrechoquement de deux blocs voisins, ces derniers doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

Avec : d_{\min} : La largeur minimal du joint sismique.

δ_1, δ_2 : Déplacements maximaux des deux blocs étudiés, calculés par la relation suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

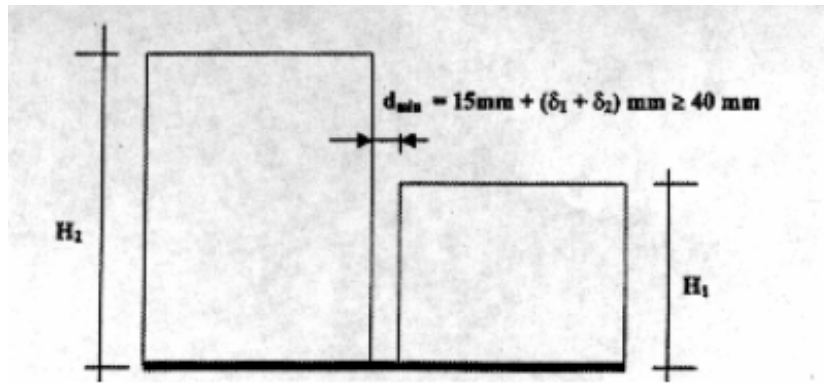


Figure VIII.5 :largeur minimum du joint sismique.

VIII.3. Calcul du joint sismique :

Pour le dimensionnement du joint sismique entre les deux blocs, il y a lieu de calculer les déplacements relatifs maximaux aux nœuds du dernier niveau de chaque bloc, et qui sont illustrés à la (Figure VIII.4).

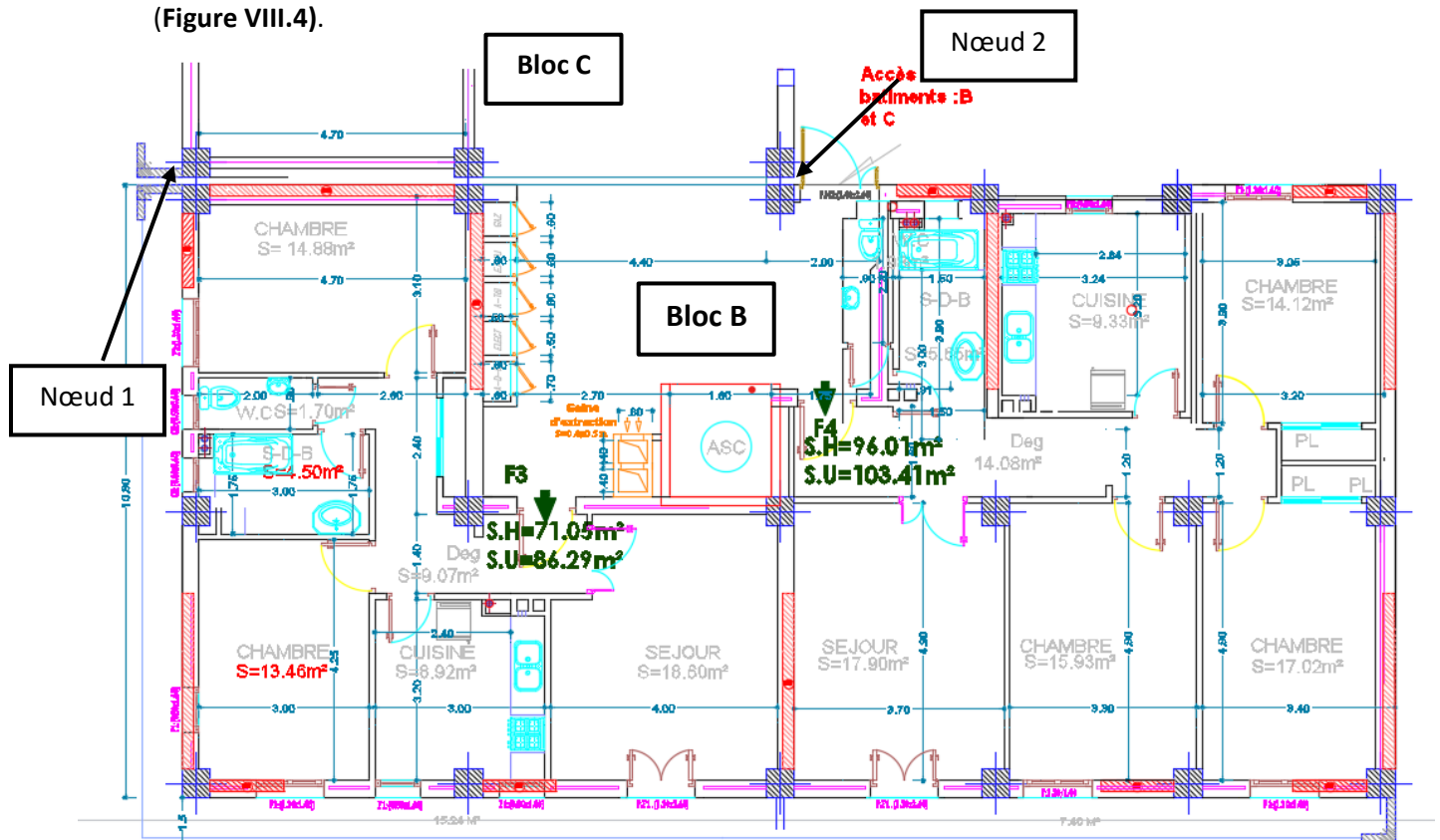


Figure VIII.6 : vue en plan des deux blocs.

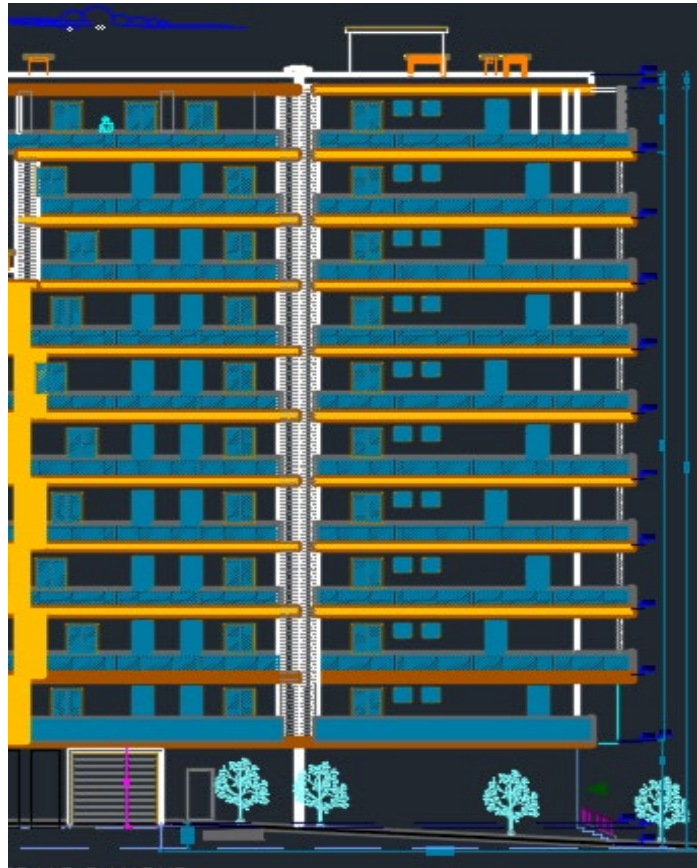


Figure VIII.7 : vue de Façade des deux blocs.

Les résultats obtenus par l'analyse modale spectrale sont regroupés dans les tableaux suivant :

Nœud 1 :

BLOC	δ_{e1}	δ_1	d
B	13,7	$3,5 \times 13,7 = 47,95 \text{ mm}$	100,8 mm
C	15,1	$3,5 \times 15,1 = 52,85 \text{ mm}$	

Tableau VIII.1 : le déplacement du nœud 1.

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (47,95 + 52,85) \text{ mm} = 100,8 \text{ mm} .$$

Nœud 2 :

BLOC	δ_{e2}	δ_2	d
B	9,5	$3,5 \times 9,5 = 33,25 \text{ mm}$	42,35 mm
C	16,9	$3,5 \times 16,9 = 59,15 \text{ mm}$	

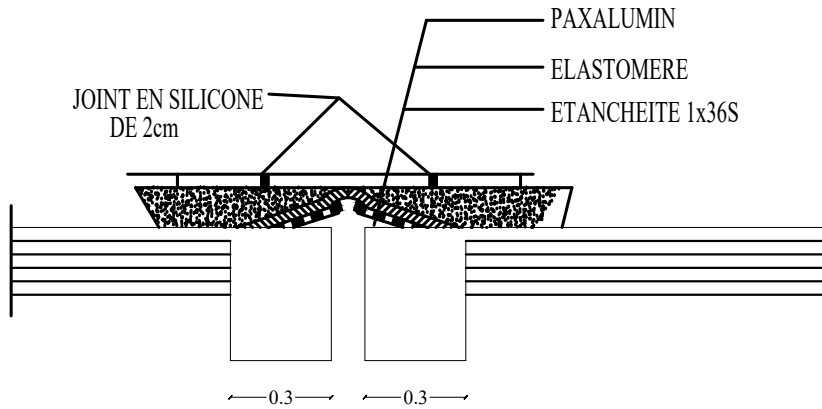
Tableau VIII.2 : le déplacement du nœud 2.

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (33,25 + 59,15) \text{ mm} = 62,4 \text{ mm}.$$

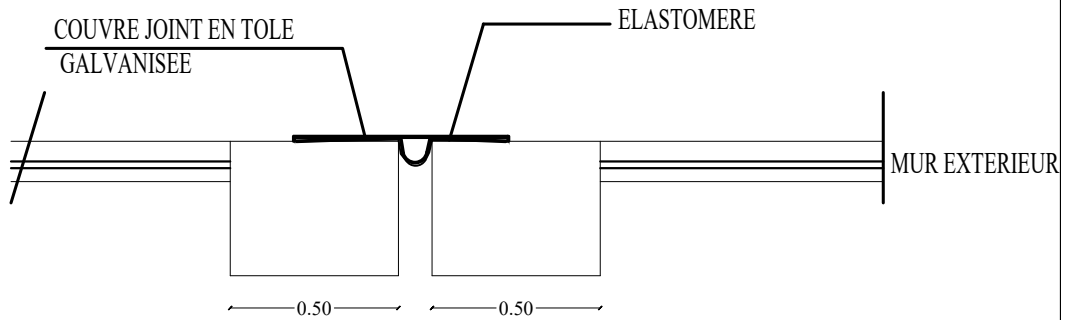
Conclusion :

Après analyse des résultats on prend un joint sismique avec une épaisseur de **11cm**.

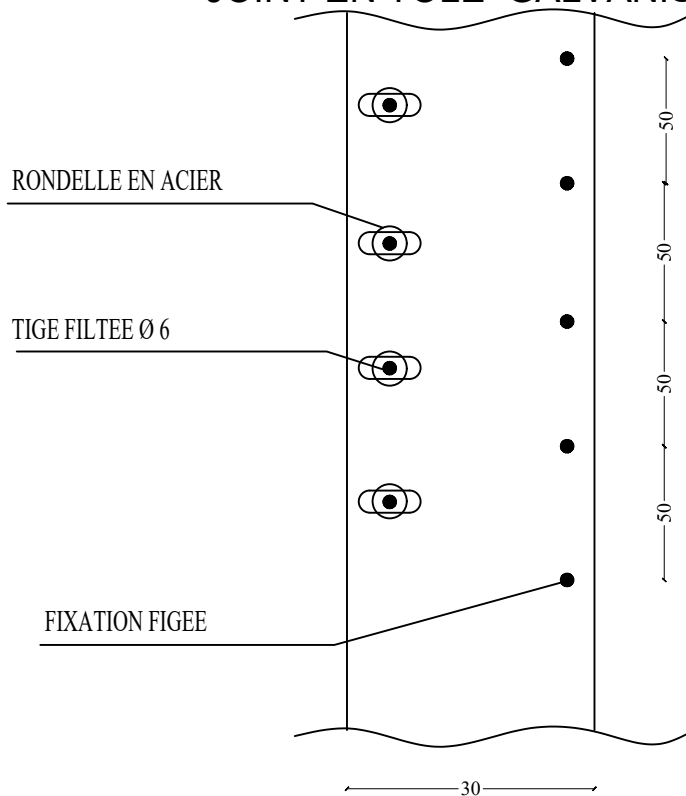
DETAIL DE TRAITEMENT DU JOINT HORIZONTAL



DETAIL DE TRAITEMENT DU JOINT VERTICAL



DETAIL DE FIXATION DU COUVRE JOINT EN TOLE GALVANISEE



CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction :

L'infrastructure englobe la partie souterraine essentielle d'une structure, reposant sur un sol solide, et chargée de recevoir et de transmettre les charges générées par la superstructure et les transmettre efficacement au sol. Cette transmission peut s'effectuer de deux manières principales : directement, par le biais de fondations superficielles telles que les semelles isolées, les semelles filantes ou les radier général, ou de manière indirecte, en utilisant d'autres éléments comme des pieux, dans le cas des fondations profondes. L'objectif est de minimiser les tassements différentiels et de prévenir les déplacements sous l'effet des forces horizontales.

IX.2. Définition des fondations :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges au sol provenant de la superstructure, elles forment une assise rigide.

Les fondations doivent :

- ⇒ Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ⇒ Eviter les glissements pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- ⇒ Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme, etc...).

Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

IX.3. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ⇒ La capacité portante du sol.
- ⇒ Les charges transmises au sol.
- ⇒ La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol :

- La contrainte admissible est de 2 bars
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Dans notre cas l'entreprise a opté pour un radier général.

IX.5. Pré dimensionnement du radier :

⇒ Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{480}{8} \leq h \leq \frac{480}{5} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq h \leq 96 \text{ cm.}$$

Avec : h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs

On prend : **h = 90 cm** .

- **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{max}}{8}$

Avec une hauteur minimale de

$$h_d \geq \frac{550}{20} = 27,5 \text{ cm Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

- **Nervure :**

La nervure du radier est déterminée à l'aide des deux conditions suivantes : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max} \text{ (Condition de longueur d'élasticité) .}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{2}{\pi} \times L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left\{\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right\}^4 \times \frac{3.K}{E}}$$

Avec : L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors $K=40\text{MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) .

E : module de déformation longitudinale déferée $E=3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'o\grave{u} : h \geq \sqrt[3]{\left\{\frac{2}{3,14} \times 5,5\right\}^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,18 \text{ m} = 118 \text{ cm.}$$

On prend : $h = 120 \text{ cm.}$

✓ **Largueur de nervure (b_n) :**

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 0,4 \times 120 \leq b_n \leq 0,7 \times 120 \rightarrow 48 \leq b_n \leq 84 \text{ cm}$$

Soit : $b_n = 70 \text{ cm}$

• **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \rightarrow \frac{550}{50} \leq h_t \leq \frac{550}{40} \rightarrow 11 \text{ cm} \leq h_t \leq 13,7 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 13 \text{ cm}$

⇒ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n = 120 \text{ cm}$ hauteur de la nervure.
- $b_n = 70 \text{ cm}$ largeur de la nervure.
- $h_d = 30 \text{ cm}$ hauteur de la dalle.
- $h_t = 13 \text{ cm}$ hauteur de la dalle flottante.
- $c = 3 \text{ cm}$ Enrobage (**Art A.7.1 du BAEL 91**).

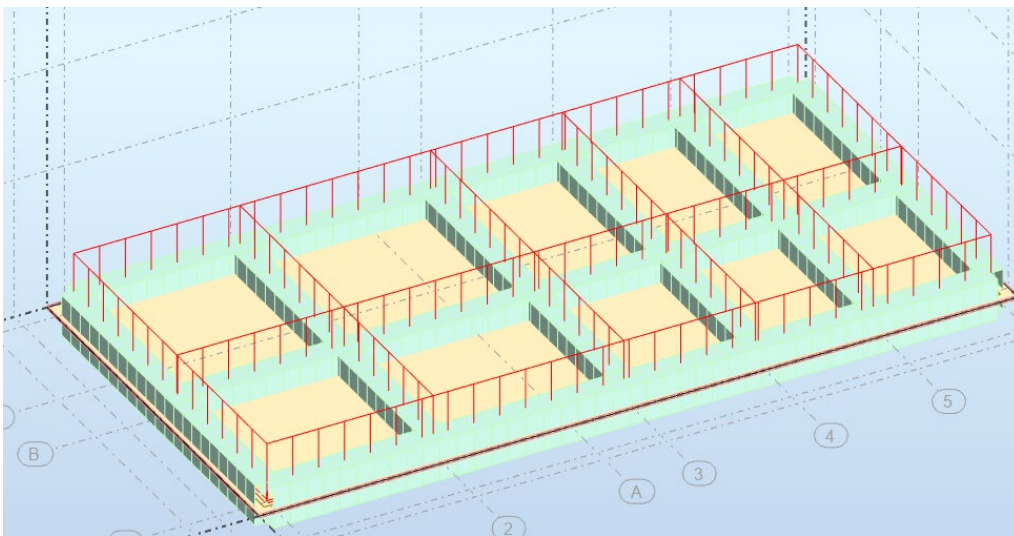


Figure.IX.1 : Vue en 3D du radier.

1. Détermination des efforts :

- ⇒ Charge permanente $G_{bat} = 27\,703,035\text{ KN}$.
- ⇒ Charge d'exploitation $Q_{bat} = 5\,765,919\text{ KN}$.

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

- **Combinaison d'actions :**

- ⇒ **A l'ELU :** $N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 27703,035) + (1,5 \times 5765,919) = 46\,047,975\text{ KN}$.
- ⇒ **A l'ELS :** $N_s = G + Q = 23852,07 + 4772,74 = 33\,468,954\text{ KN}$.

2. Détermination de la surface du radier :

- ⇒ **ELU :** $S_{Rad} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{sol}} = \frac{46\,047,975}{1,33 \times 200} = 173,112\text{ m}^2$
- ⇒ **ELS :** $S_{Rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{33\,468,954}{200} = 167,344\text{ m}^2$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

$$S_{Rad} = \max \{S_{Rad}^{ELU} ; S_{Rad}^{ELS}\} = 173,112\text{ m}^2.$$

$$S_{Batiment} = 257,520\text{ m}^2 > S_{Rad} = 173,112\text{ m}^2.$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

Débord minimum :

$$L_{déb} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{120}{2} ; 30\text{cm} \right) = (60\text{cm} ; 30\text{cm}) = 60\text{cm}$$

On opte pour $L_{déb} = 60\text{ cm}$ dans les 4 sens.

$$S_{Rad} = S_{Batiment} + S_{débord}$$

$$S_{débord} = L_{déb} \times L_{périmètre}$$

$$\text{Avec : } L_{périmètre} = (11,60 + 22,20) \times 2 = 67,60\text{ m}.$$

$$S_{débord} = 0,60 \times 67,60 = 40,56\text{ m}^2.$$

$$S_{Radier} = 257,520 + 40,56 = 298,08\text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{Radier} = 298,08\text{ m}^2$.

3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a. Charge permanente :

⇒ **Poids rad** : $G_{\text{rad}} = (\text{Pds de la dalle}) + (\text{Pds de la nervure}) + (\text{Pds T.V.O}) + (\text{Pds de la dalle flottante})$.

⇒ **Poids de la dalle** : $G_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b = (0,30 \times 298,08 \times 25) = \mathbf{2235,60 \text{ KN}}$.

⇒ **Poids des nervures** : $G_{\text{nervure}} = b_n \times [h_n - h_d] \times L \times n \times \rho_b = 0,7 \times (1,20 - 0,30) \times (20,90 \times 3 + 10,30 \times 6) \times 25 = \mathbf{1960,875 \text{ KN}}$

⇒ **Poids du remblai en TVO** :

$$S_{\text{nervure}} = b_n \times L \times n = 0,7 (20,90 \times 3 + 10,30 \times 6) = \mathbf{87,15 \text{ m}^2}$$

$$G_{\text{remblai}} = [S_{\text{rad}} - S_{\text{nervure}}] \times [h_n - h_d] \times \rho = (298,08 - 87,15) \times (1,2 - 0,3) \times 17 = \mathbf{3227,229 \text{ KN}}$$

⇒ **Poids de la dalle flottante** :

$$G_{\text{dalle flottante}} = [S_{\text{rad}} - S_{\text{nervure}}] \times h_t \times \rho_b = (298,08 - 87,15) \times 0,13 \times 25 = \mathbf{685,522 \text{ KN}}$$

D'ou: $G_{\text{rad}} = \mathbf{8\ 109,226 \text{ KN}}$.

$$Q_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times 2,5 = \mathbf{745,2 \text{ KN}}$$

⇒ **Charges et surcharges totales de la structure** :

$$G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{Batiment}} + G_{\text{rad}} = 27\ 703,035 + 8\ 109,226 = \mathbf{35\ 812,261 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = Q_{\text{Batiment}} + Q_{\text{rad}} = 5\ 765,919 + 745,2 = \mathbf{6\ 511,119 \text{ KN}}$$

IX.6. Les vérifications :

A. Vérification à a contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

Tel que : $\gamma_b = 1,5$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = \mathbf{27 \text{ cm}}$; $L_{\text{max}} = 550 \text{ cm}$

$$V_u = \frac{L_{\text{max}}}{2} q_u = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$V_u = \frac{46\ 047,975 \times 1}{298,08} \times \frac{5,5}{2} = \mathbf{424,825 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{424,825 \times 1000}{1000 \times 270} = \mathbf{1,573 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 1,573 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition Vérifiée.}}$$

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

B. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \times h$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_2$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_1$$

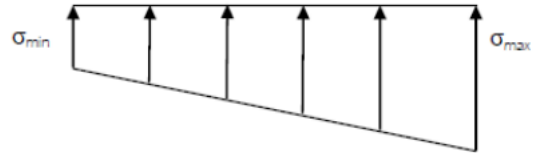
Avec :

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h: Profondeur de l'infrastructure, $h = h_n + h_d = 120 + 30 = 150\text{cm}$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



$$\Rightarrow \text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31).}$$

$$\Rightarrow \text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31).}$$

$$\text{AVEC : } \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} V.$$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 5,8 \text{ m ; } X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 11,1 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 10\,576,346 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = 2\,887,657 \text{ m}^4.$$

- **Calcul des moments :** $M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \times h$

⇒ **Sens longitudinal :** (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0x} = 51\,253,96 \text{ KN.}$$

$$T_{0x} = 1\,763,665 \text{ KN.}$$

$$N_u = 46\,047,975 \text{ KN.}$$

⇒ **Sens transversal :** (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0y} = 40\,945,34 \text{ KN.}$$

$$T_{0y} = 1\,281,680 \text{ KN.}$$

$$N_s = 33\,468,954 \text{ KN.}$$

- **Stabilité du radier (sens longitudinal) :**

⇒ **A l'ELU : $M_x = 53\,899,457 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{46\,047,975}{298,08} + \left(\frac{53\,899,457}{2\,887,657} \times 5,8 \right) = 262,741 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{46\,047,975}{298,08} - \left(\frac{53\,899,457}{2\,887,657} \times 5,8 \right) = 46,222 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 208,611 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 208,611 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

⇒ **A l'ELS : $M_x = 53\,899,457 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{33\,468,954}{298,08} + \left(\frac{53\,899,457}{2\,887,657} \times 5,8 \right) = 220,541 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{33\,468,954}{298,08} - \left(\frac{53\,899,457}{2\,887,657} \times 5,8 \right) = 4,022 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 166,411 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 166,411 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

- **Stabilité du radier (sens transversal) :**

⇒ **A l'ELU : $M_y = 42\,867,860 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{46\,047,975}{298,08} + \left(\frac{42\,867,860}{10\,576,346} \times 11,1 \right) = 199,472 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{46\,047,975}{298,08} - \left(\frac{42\,867,860}{10\,576,346} \times 11,1 \right) = 109,491 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 176,976 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 176,976 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

⇒ A l'ELS : $M_y = 42\,867,860 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{33\,468,954}{298,08} + \left(\frac{42\,867,860}{10\,576,346} \times 11,1 \right) = 157,272 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{33\,468,954}{298,08} - \left(\frac{42\,867,860}{10\,576,346} \times 11,1 \right) = 67,291 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 134,776 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 134,776 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

C. Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42 BAEL91modifiées 99) :

Aucun calcul n'exige si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq (0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : épaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)

h : épaisseur totale du radier.

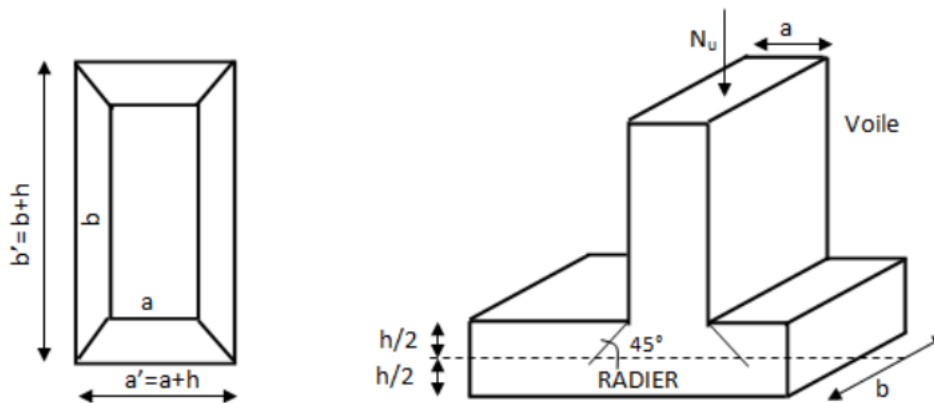


Figure.IX.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- Calcul du périmètre utile U_c :

• Poteaux :

$$U_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,50 + 2 \times 1,2) = 6,7 \text{ m}$$

$$N_u = 0,045 \times 6,7 \times 1,2 \times \frac{25000}{1,5} = 6\,030 \text{ KN}$$

$N_{u \text{ poteau}} = \text{KN} < N_u = 6\,030 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

• Voile :

$$U_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,20 + 4,80 + 2 \times 1) = 14 \text{ m}$$

$$N_u = 0,045 \times 14 \times 1 \times \frac{25000}{1,5} = 10\,500\text{KN}$$

$$N_{u \text{ poteau}} = \text{KN} < N_u = 10\,500\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

D. Vérification de la Stabilité au renversement (Art. 10.1.5 du RPA 99/version2003) :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistante au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

On doit vérifier :

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Sens X-X} : \quad e &= \frac{53\,899,457}{46\,047,975} = 1,170\text{m} \leq \frac{B}{4} = 5,225 \text{ m.} \\ \Rightarrow \text{Sens Y-Y} : \quad e &= \frac{42\,867,860}{46\,047,975} = 0,930\text{m} \leq \frac{B}{4} = 2,575 \text{ m.} \end{aligned}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

- Poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier (P = 35 812,261 KN).
- F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (F_s = 1.5).
- γ_w : Poids volumique de l'eau (w= 10 kN/m³).
- h : Profondeur de l'infrastructure (h = 1,2 m).
- S : Surface du radier (S = 173,112 m²).

Donc :

$$P = 35\,812,261 \text{ KN} > 1.5 \times 1,2 \times 173,112 \times 10 = 3\,116,016 \text{ kN.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

IX.7. Ferrailage du radier :

1. Ferrailage de la dalle du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

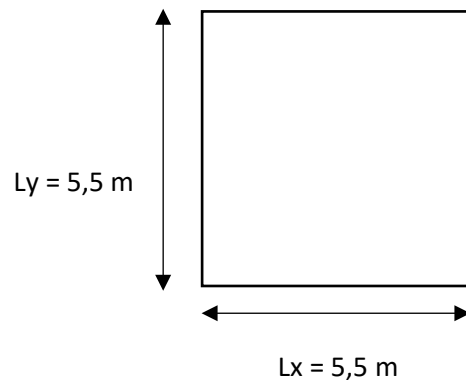
2. Identification du panneau le plus sollicité :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité aux dimensions suivantes :

$$L_x = L_y = L - b_n = 5,5 - 0,7 = 4,8 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1.$$



$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

⇒ A l'ELU :

$$\sigma_M^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = (208,611 ; 176,976) = 208,611 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 208,611 - \frac{8\,109,226}{298,08} = 181,406 \text{ KN/m}^2.$$

⇒ A l'ELS :

$$\sigma_M^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = (166,411 ; 134,776) = 166,411 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 166,411 - \frac{8\,109,226}{298,08} = 139,206 \text{ KN/m}^2.$$

3. Calcul à l'ELU :

$$q_u = 181,406 \text{ KN/m}^2 ; \quad \begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,037 \\ U_y = 1 \end{cases}$$

3.1. Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0,037 \times 181,406 \times 5,5^2 = 203,038 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} = 1 \times 203,038 = 203,038 \text{ KN.m}$$

Remarque :

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :
 - ⇒ Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
 - ⇒ Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$
- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, alors :
 - ⇒ Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
 - ⇒ Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
 - ⇒ Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastresments de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

- **Aux appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -101,519 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -101,519 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 152,278 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 152,278 \text{ KN.m}$$

3.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} ; A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $h=30 \text{ cm}$; $d=27 \text{ cm}$.

- **Aux appuis :**

- ⇒ **Ferrailage suivant x-x :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{101,519 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,09 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,995.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{101,519 \times 10^3}{0,995 \times 27 \times 34,8} = 10,858 \text{ cm}^2.$$

- ⇒ **Ferrailage suivant y-y :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{101,519 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,09 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,995.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ay}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{101,519 \times 10^3}{0,995 \times 27 \times 34,8} = 10,858 \text{ cm}^2.$$

▪ **En travée :**

⇒ **Ferraillage suivant x-x :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{152,278 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,146 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,921.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{152,278 \times 10^2}{0,921 \times 27 \times 34,8} = 17,596 \text{ cm}^2.$$

⇒ **Ferraillage suivant y-y :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{152,278 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,146 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,921.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{152,278 \times 10^2}{0,921 \times 27 \times 34,8} = 17,596 \text{ cm}^2.$$

Sens	zone	M _u	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
XX	Appuis	- 101,519	0,09	0,995	SSA	10,858	6HA16 = 12,06	15
	Travée	152,278	0,146	0,921	SSA	17,596	6HA20 = 18,85	14
YY	Appuis	- 101,519	0,09	0,995	SSA	10,858	6HA16 = 12,06	15
	Travée	152,278	0,146	0,921	SSA	17,596	6HA20 = 18,85	14

Tableau XI.1 : Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier dans les deux sens.

3.3. Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ρ_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas, $\rho_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400.

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 \frac{L_x}{L_y}}{2}.$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-1}{2} = 24 \text{ cm}^2.$$

Avec ρ_0 : pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Sens	Zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
XX	Appuis	12,06	2,4	Condition vérifiée
	Travée	18,85		Condition vérifiée
YY	Appuis	12,06	2,4	Condition vérifiée
	Travée	18,85		Condition vérifiée

Tableau IX-2 : Vérification de condition de non fragilité.

B. Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL 91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

▪ Aux appuis :

$$St \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{90; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ En travée :

$$St \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{120; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$St = 14 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Calcul à l'ELS :

$$q_u = 139,206 \text{ KN/m}^2; \quad \begin{cases} \rho = 1 \\ v = 0,2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,044 \\ U_y = 1 \end{cases}$$

4.1 Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0,044 \times 139,206 \times 5,5^2 = 185,283 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} = 1 \times 185,283 = 185,283 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_a , M_t :

• Aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -92,641 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -92,641 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 138,962 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 138,962 \text{ KN.m}$$

4.2. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b.d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

4.3. Vérification des contraintes dans les aciers :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}}$$

- **Aux appuis :**

⇒ **Suivant x-x :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b.d} = \frac{100 \times 12,06}{100 \times 25} = 0,483 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,895 \\ K_1 = 32,62 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{53\,899,457}{0,895 \times 25 \times 12,06} = 199,744 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{199,744}{32,62} = 6,123 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Suivant y-y :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b.d} = \frac{100 \times 12,06}{100 \times 25} = 0,483 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,895 \\ K_1 = 32,62 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{42\,867,860}{0,895 \times 25 \times 12,06} = 158,862 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{158,862}{32,62} = 4,870 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **En travée :**

⇒ **Suivant x-x :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 18,85}{100 \times 25} = 0,75 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,875 \\ K_1 = 25 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{53\,899,457}{0,875 \times 25 \times 18,85} = 130,714 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{130,714}{25} = 5,228 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}.$$

⇒ **Suivant y-y :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 18,85}{100 \times 25} = 0,75 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,875 \\ K_1 = 25 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{42\,867,860}{0,875 \times 25 \times 18,85} = 103,961 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{103,961}{25} = 4,158 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}.$$

Sens	Zone	As (cm ²)	M _s (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{st}	σ _b	σ _{bc}	Observation
XX	Appuis	12,06	53 899,457	0,483	0,895	32,62	199,744	201,63	6,123	15	CV
	Travée	18,85	42 867,860	0,75	0,875	25	130,714	201,63	4,870	15	CV
YY	Appuis	12,06	53 899,457	0,483	0,895	32,62	158,862	201,63	5,228	15	CV
	Travée	18,85	42 867,860	0,75	0,875	25	103,961	201,63	4,158	15	CV

Tableau XI.3: Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

IX.8. Ferrailage du débord :

Remarque :

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

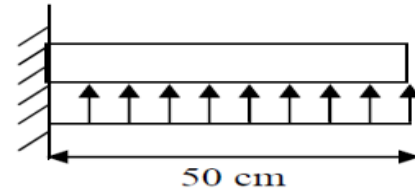


Figure.IX.3 : Schéma statique du débord.

IX.9. Etude des nervures :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens

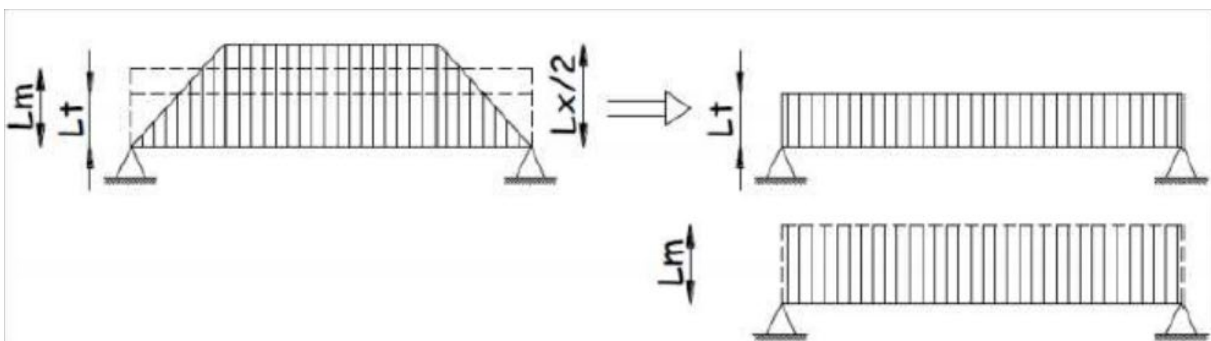
$$\left[0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \right].$$

Les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux (Moment fléchissant et effort tranchant), M.BELAZOUGUI propose dans son manuscrite < Calcul des OUVRAGES en BETON ARME > une méthode simple qui permet de ramener ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal.

Deux types de chargement peuvent se présenter :



✓ 1^{er} Cas : Chargement triangulaire :

- Moment fléchissant : $L_m = 0,333L_x = 1,831 \text{ m}$.
- Effort tranchant : $L_t = 0,25L_x = 1,375 \text{ m}$.

✓ 2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale :

- Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{6}\right) = 5,5 \times \left(0,5 - \frac{1^2}{6}\right) = 1,83 \text{ m.}$
- Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x}{4}\right) = 5,5 \times \left(0,5 - \frac{1}{4}\right) = 1,375 \text{ m.}$

a) Détermination des charges :

⇒ A'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_{mu} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right).$$

$$q_u = \left(208,611 - \frac{8\,109,226}{298,08} - \frac{1\,960,875}{87,15} \right).$$

$$q_u = 158,906 \text{ KN/m}^2.$$

⇒ A'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_{ms} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right).$$

$$q_s = \left(166,411 - \frac{8\,109,226}{298,08} - \frac{1\,960,875}{87,15} \right).$$

$$q_s = 116,706 \text{ KN/m}^2.$$

b) Les charges à considérer :

✓ Moment fléchissant :

$$q_{um} = q_u \times l_m.$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m.$$

✓ Effort tranchant :

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

Remarque :

Pour calculer ces nervures, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ; Soit la file 2 dans le sens X-X et la file D dans les sens Y-Y

Travées	L _x	Chargement	L _m	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant				
						q _{um}	∑ q _{um}	q _{sm}	∑ q _{sm}	L _t	q _{ut}	∑ q _{ut}	q _{st}	∑ q _{st}
A-B	4,8	triangulaire	1,598	158,906	116,706	253,931	544,887	186,496	400,184	1,2	190,687	409,182	140,047	440,477
	5,5	triangulaire	1,831	158,906	116,706	290,956		213,688		1,375	218,495		300,430	
B-C	4,8	triangulaire	1,598	158,906	116,706	253,931	544,887	186,496	400,184	1,2	190,687	409,182	140,047	440,477
	5,5	triangulaire	1,831	158,906	116,706	290,956		213,688		1,375	218,495		300,430	

Travées	L_x	Chargement	L_m	q_u	q_s	Moment fléchissant		Lt	Effort tranchant	
						q_{um}	q_{sm}		q_{ut}	q_{st}
1-2	4,8	triangulaire	1,598	158,906	116,706	253,931	186,496	1,2	190,687	140,047
2-3	5,5	triangulaire	1,831	158,906	116,706	290,956	213,688	1,375	218,495	160,470
3-4	3,8	triangulaire	1,265	158,906	116,706	201,016	147,633	0,95	150,960	110,870
4-5	3,4	triangulaire	1,132	158,906	116,706	179,881	132,111	0,85	135,070	99,2
5-6	3,4	triangulaire	1,132	158,906	116,706	179,881	132,111	0,85	135,070	99,2

IX.10. Détermination des sollicitations :

Les résultats de calcul sont donnés dans tableau ci-dessous :

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bc}} ; \quad A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

h = 120 cm ; b = 70 cm ; c = 3 cm

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ROBOT2019

- 1) Détermination des efforts :
- 2) Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

ELU : $q_u = 158,906 \text{ KN/m}$.

ELS : $q_s = 116,706 \text{ KN/m}$.

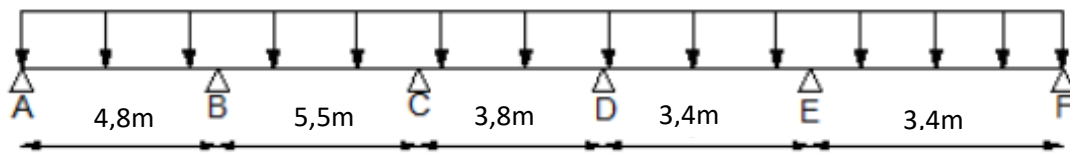


Figure.IX.4 : Schéma statique de la nervure (sens longitudinal).

⇒ Armatures longitudinale :

1) ELU :

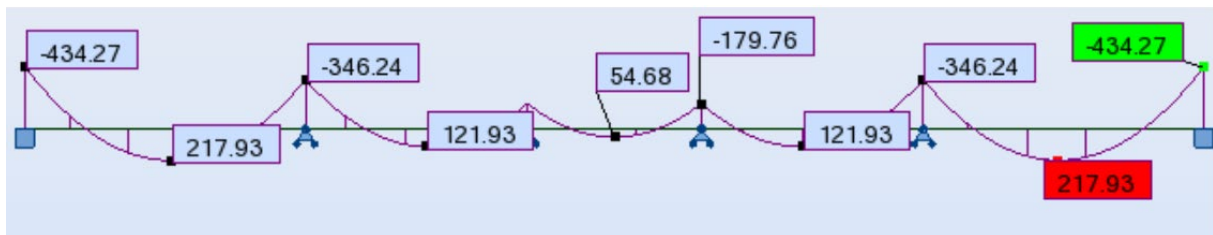


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

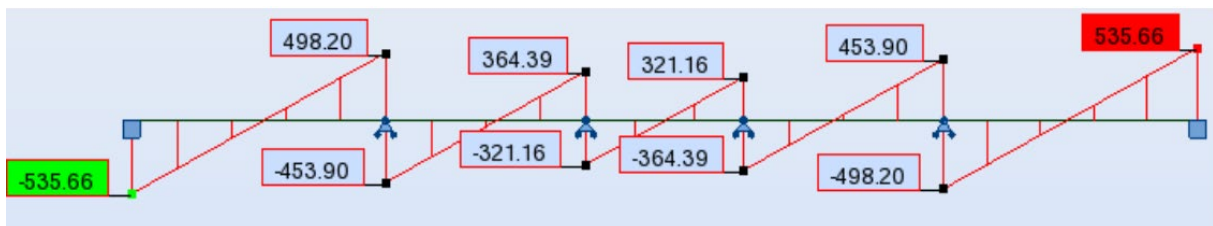


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

- Calcul des armatures :

$b = 70 \text{ cm}$, $h = 120 \text{ cm}$, $d = 117 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

• Aux appuis :

$$M_a^{\max} = -434,27 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{434,27 \times 10^3}{70 \times 117^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{434,27 \times 10^3}{0,984 \times 117 \times 348} = 13,34 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16+4HA14 = 14,22cm²**

• En travée :

$$M_t^{\max} = 217,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{217,93 \times 10^3}{70 \times 117^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{217,93 \times 10^3}{0,992 \times 117 \times 348} = 6,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8,04cm²**

- Vérification a l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 70 \times 117 \times 2,1}{400} = 9,88 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_a = 14,22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9,88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9,88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

⇒ En zone nodales :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 1,4 \right\} = 16,8 \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

⇒ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

c) Armatures transversal minimal (A.7.2, 2 du BAEL 99/2003)) :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 25 \times 70 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t^{min} = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

$$\phi \leq \left\langle \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\rangle = \langle 34,28 ; 70 ; 14 \rangle \rightarrow \text{On prend } \phi = 10\text{mm}$$

d) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\langle \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} \mid 4 \text{ MPa} \right\rangle = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec: T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$T_u^{max} = 535,66 \text{ KN}$$

• Suivant lx :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{535,66 \times 10^3}{700 \times 1170} = 0,654 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Armatures de peau (Art 4.5.34 / BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur : leur section est d'au moins (3cm²/ml) parue de mètre de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1,2 = 3,6 \text{ cm}^2$. On opte pour : 3HA 14 = 4,62 cm²

2) ELS :

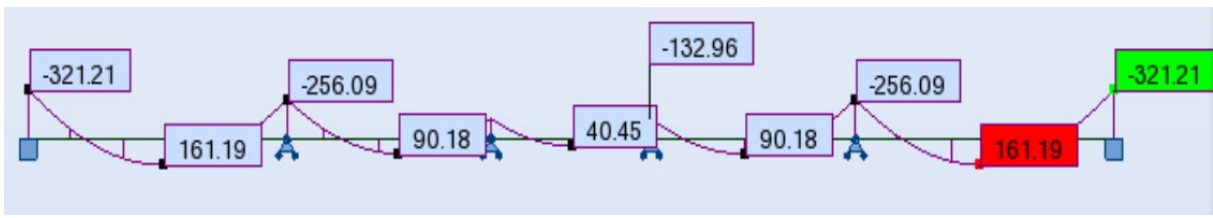


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

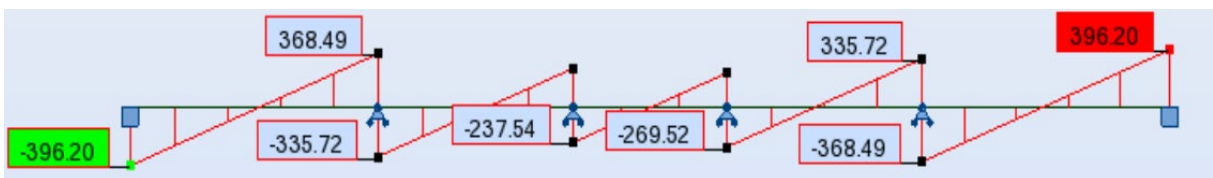


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

- Aux appuis :

$$M_a^{\max} = -321,21 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 14,22}{70 \times 117} = 0,174 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,204 \\ \beta_1 = 0,932 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{321,21 \times 10^3}{0,932 \times 117 \times 14,22} = 207,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 207,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,03\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,03\sigma_s = 0,03 \times 207,15 = 6,21 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- En travée :

$$M_t^{\max} = 161,19 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8,04}{70 \times 117} = 0,096 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,156 \\ \beta_1 = 0,948 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{161,19 \times 10^3}{0,948 \times 117 \times 8,04} = 180,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 180,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,03\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,03\sigma_s = 0,03 \times 180,75 = 5,42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Armatures transversales :

1) ELU :

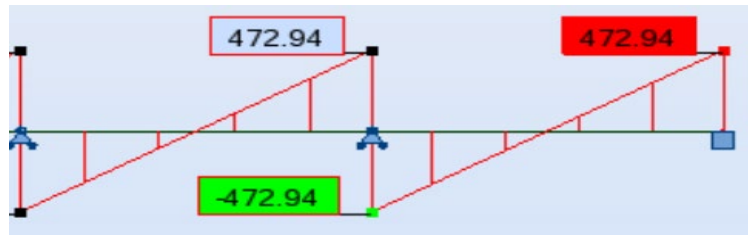


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

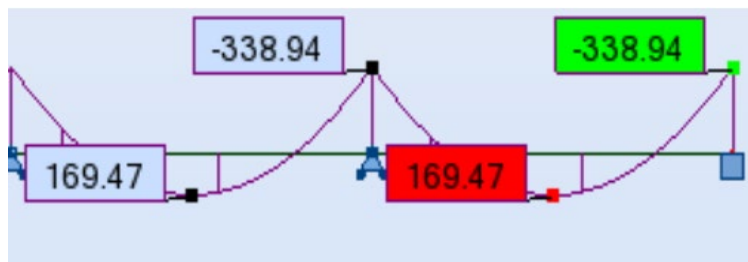


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

- Calcul des armatures :

$b = 70 \text{ cm}$, $h = 120 \text{ cm}$, $d = 117 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- Aux appuis :

$$M_a^{\max} = -338,94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{338,94 \times 10^3}{70 \times 117^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{338,94 \times 10^3}{0,988 \times 117 \times 348} = 10,37 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16+4HA10 = 11,18 cm²**

- En travée :

$$M_t^{\max} = 169,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{169,47 \times 10^3}{70 \times 117^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{169,47 \times 10^3}{0,994 \times 117 \times 348} = 5,15 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,16 cm²**

- Vérification à l'ELU :

f) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 70 \times 117 \times 2,1}{400} = 9,88 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_a = 11,18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9,88 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9,88 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

g) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

⇒ En zone nodales :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 1 \right\} = 12 \rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

⇒ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

h) Armatures transversal minimal (A.7.2, 2 du BAEL 99/2003) :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 25 \times 70 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t^{\min} = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

$$\phi \leq \left\langle \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\rangle = \langle 34,28; 70; 10 \rangle \rightarrow \text{On prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

i) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\langle \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} \middle| 4 \text{ MPa} \right\rangle = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec: T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$T_u^{\max} = 472,94 \text{ KN}$$

• Suivant l_y :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{472,94 \times 10^3}{700 \times 1170} = 0,577 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

j) Armatures de peau (Art 4.5.34 / BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur : leur section est d'au moins (3cm²/ml) parue de mètre de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1,2 = 3,6 \text{ cm}^2$. On opte pour : 3HA 14 = 4,62 cm²

2) ELS :

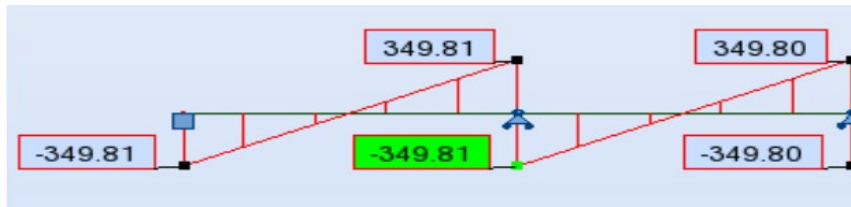


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.

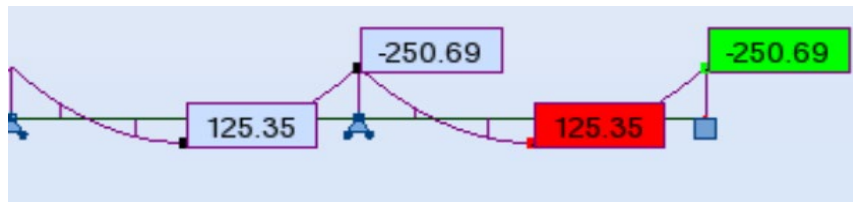


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.

• Aux appuis :

$M_a^{\max} = - 250,69 \text{ KN.m}$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 11,18}{70 \times 117} = 0,137 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,183 \\ \beta_1 = 0,939 \end{cases}$

La contrainte dans l'acier :

$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{250,69 \times 10^3}{0,939 \times 117 \times 11,18} = 204,10 \text{ MPa.}$

$\sigma_s = 204,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

La contrainte dans le béton :

$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,03 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$

$\sigma_b = 0,03 \sigma_s = 0,03 \times 204,10 = 6,12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

• En travée :

$$M_t^{\max} = 125,35 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,16}{70 \times 117} = 0,074 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,138 \\ \beta_1 = 0,954 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{125,35 \times 10^3}{0,933 \times 117 \times 6,16} = 186,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186,41 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{\text{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,03\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,03\sigma_s = 0,03 \times 186,41 = 5,59 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion générale :

L'exploration de ce projet a constitué notre première incursion dans le monde professionnel. En effet, elle nous a offert l'opportunité de prendre conscience des responsabilités, des méthodes de travail et des procédures suivies par un ingénieur en génie civil au quotidien, ainsi que de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre formation.

Ce travail nous a permis d'appréhender l'évolution significative du domaine du génie civil. Il nous a également permis de découvrir de nombreuses notions liées au règlement parasismique algérien (RPA), au BAEL, ainsi qu'à divers documents techniques réglementaires, et de comprendre leur mise en application.

Par ailleurs, il nous a initiés à l'utilisation de logiciels tels que ROBOT (utilisé pour le calcul de la structure) et AUTOCAD. Les défis rencontrés tout au long de cette étude nous ont incités à effectuer des recherches documentaires et à explorer des méthodes qui n'avaient pas été couvertes durant notre cursus académique. Cela a approfondi nos compétences en génie civil de manière significative.

En effet, il est apparu clairement que l'ingénierie civile ne se limite pas à l'application de formules mathématiques, mais requiert une compréhension approfondie du comportement des structures face aux forces extérieures et internes. Nous espérons que ce modeste travail servira de point de départ pour d'autres projets au cours de notre carrière professionnelle, et qu'il apportera une contribution précieuse aux futurs travaux et projets des générations à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Support AUTODESK.

Logiciels :

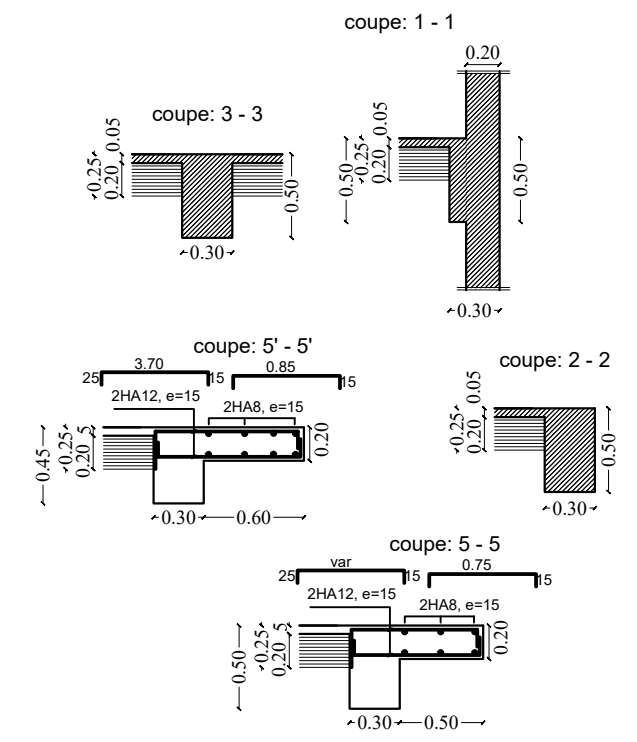
- Logiciel ROBOT 2019.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2016.

Ouvrage :

- Les abaques de PIGEAUD.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes

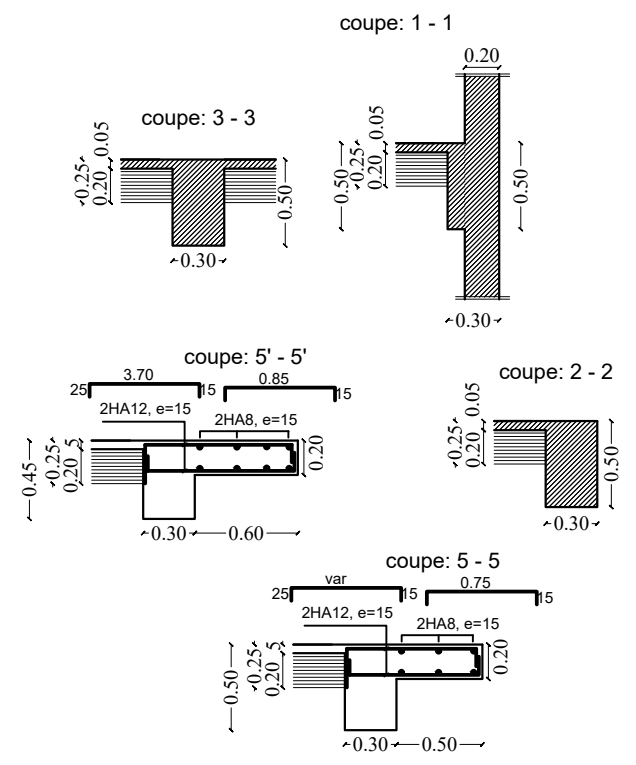
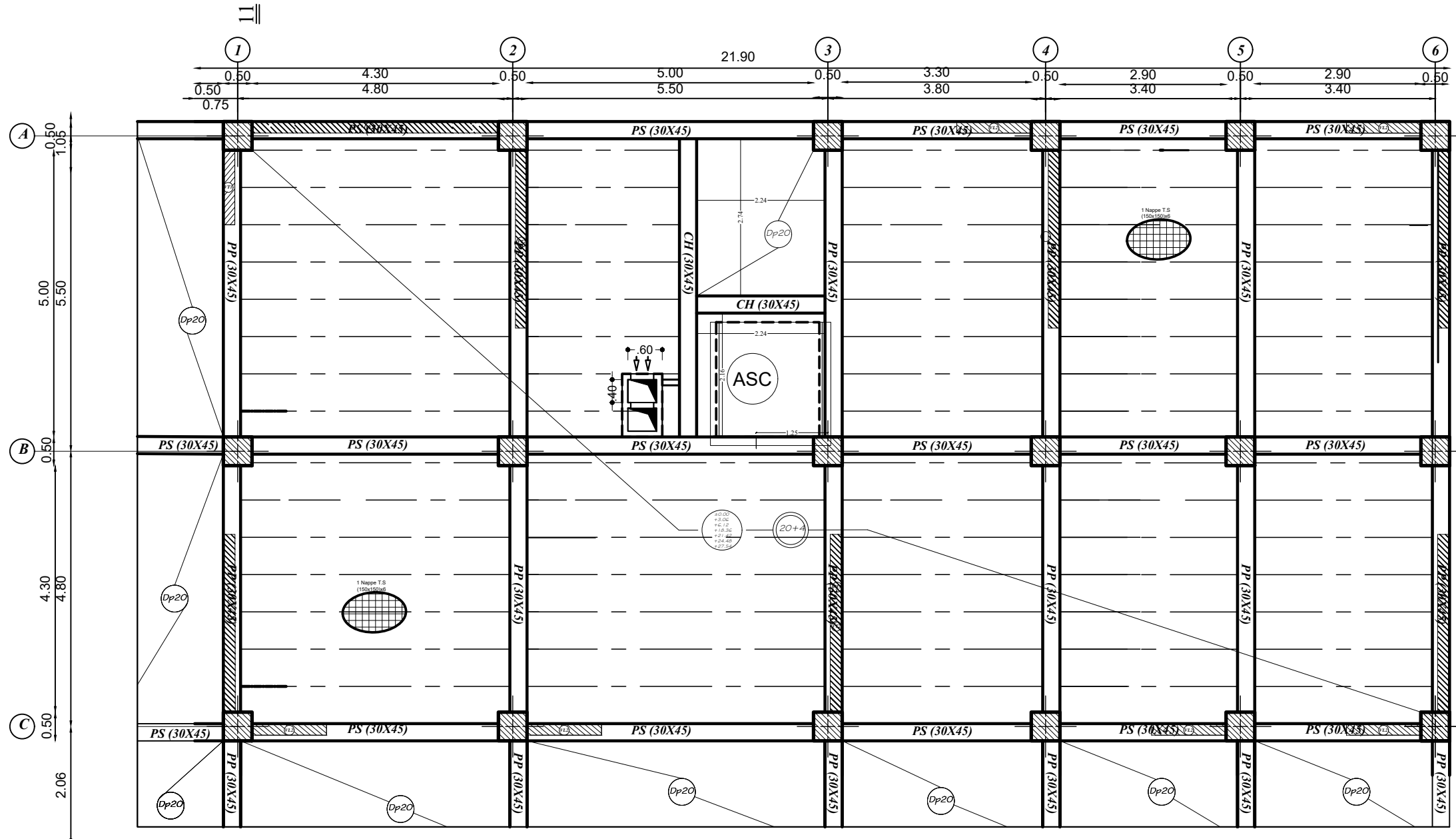
Plans de coffrages et ferraillages

COFFRAGE DES FONDATIONS NIV: -04.10 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Melle Merzoud Ania Melle Tahraoui Licia	TITRE : COFFRAGE Fondations niv -4.10
DIRIGE PAR : Mr Louzai . A	
PROMOTION 2022/2023	ECHELLE : 1/50

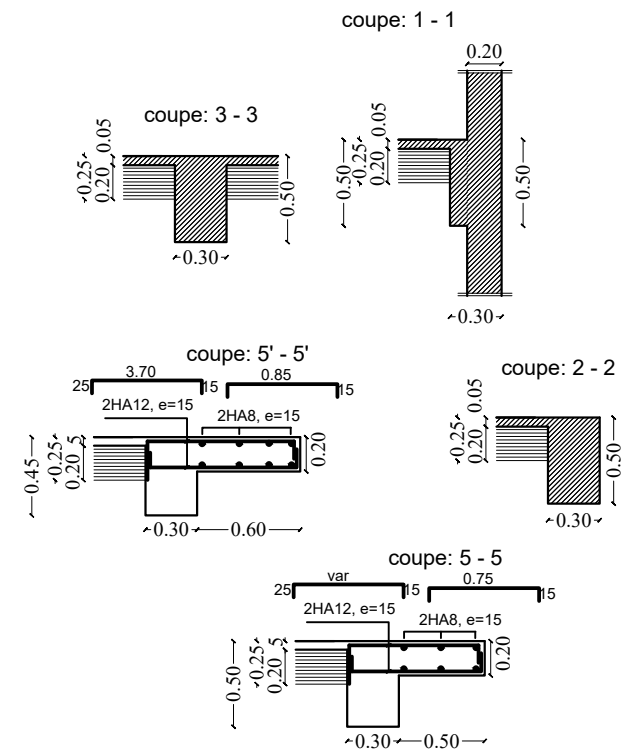
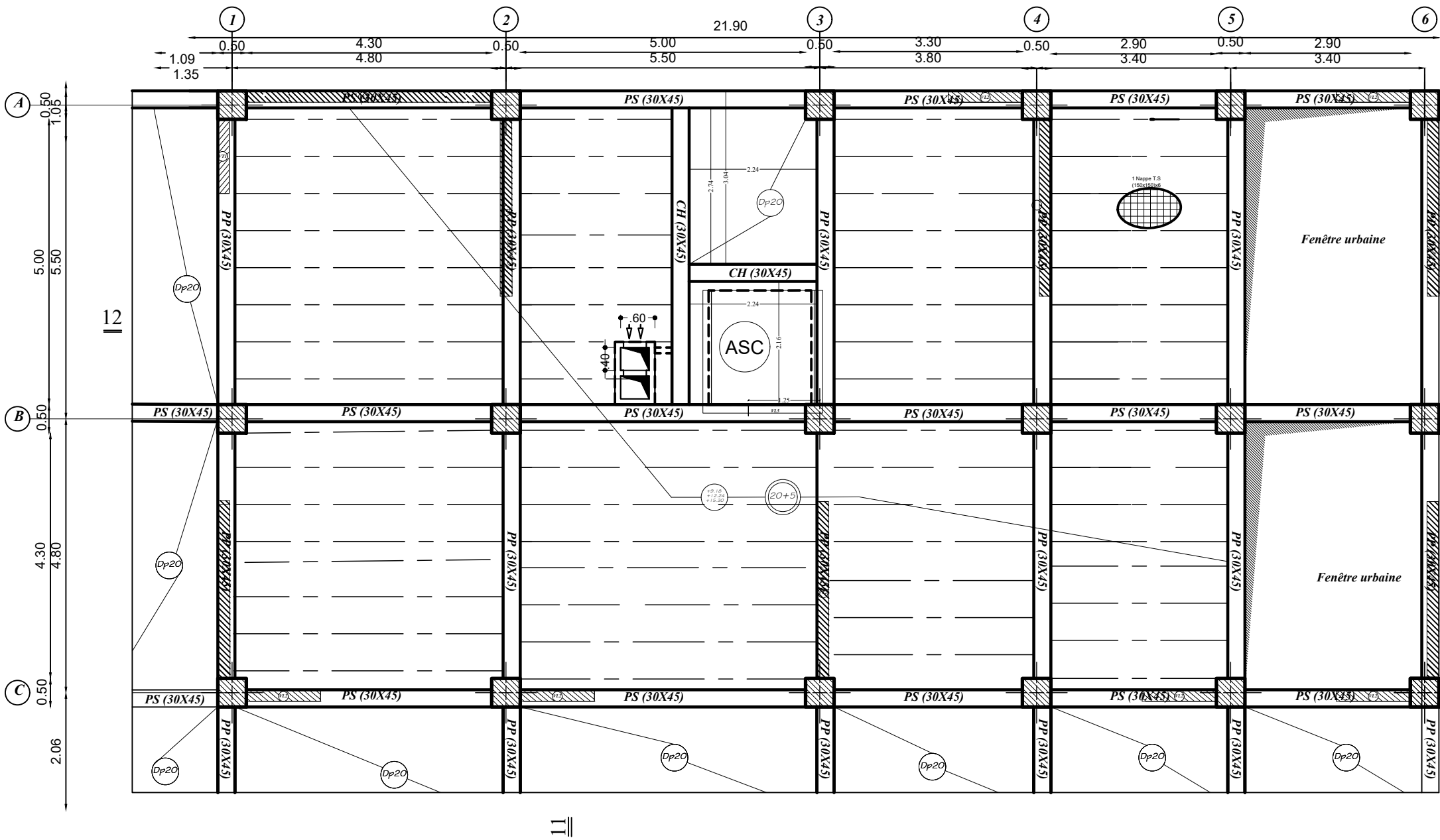
COFFRAGE PLANCHER Niv +0.00,+3.06,+6.12,+18.36,+21.42,+24.48,+27.54m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: Melle Merzoud Ania Melle Tahraoui Licia	TITRE : COFFRAGE PLANCHER Niv+0.00,+3.06,+6.12,+18.36,+21.42,+24.48,+27.54
DIRIGE PAR : Mr Louzai . A	
PROMOTION 2022/2023	ECHELLE : 1/50

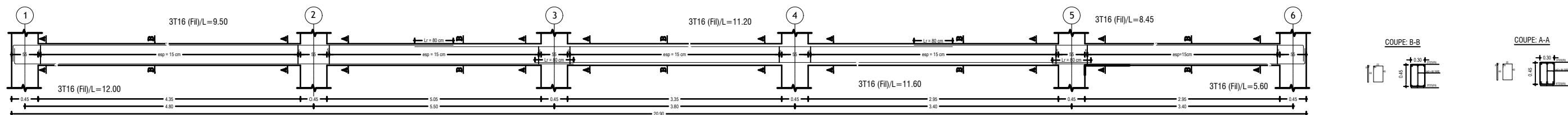
COFFRAGE PLANCHER NIV +9.18,+12.24,+15.30m



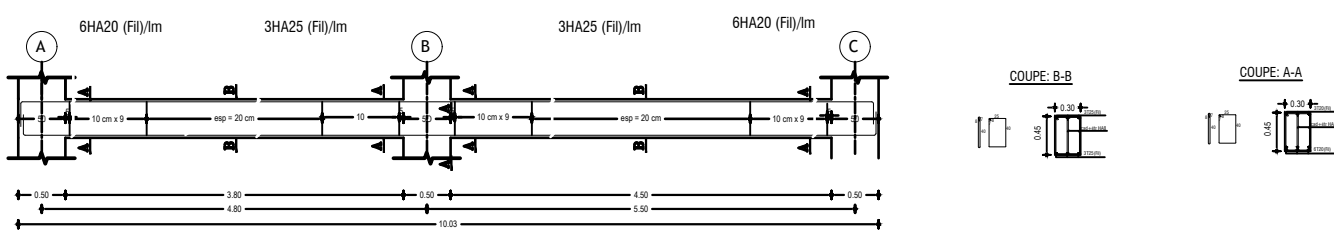
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: Melle Merzoud Ania Melle Tahraoui Licia	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV +9.18,+12.24,+15.30
DIRIGE PAR : Mr Louzai . A	
PROMOTION 2022/2023	ECHELLE : 1/50

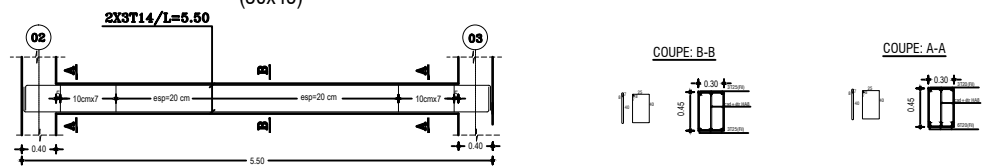
Ferraillage des poutres secondaires (30x45) ECH: 1/25



Ferraillage des poutres principales (30x45) ECH: 1/25

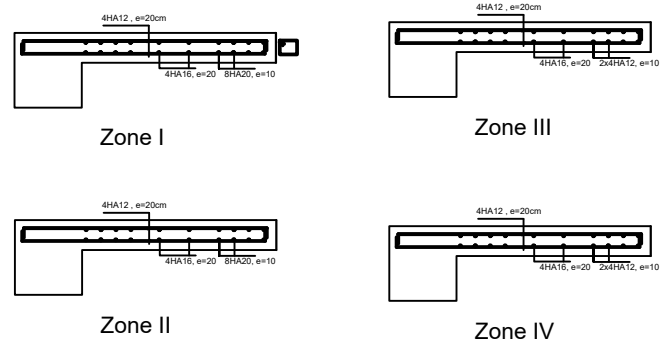


ferraillage de la poutre de chaînage (30x45)

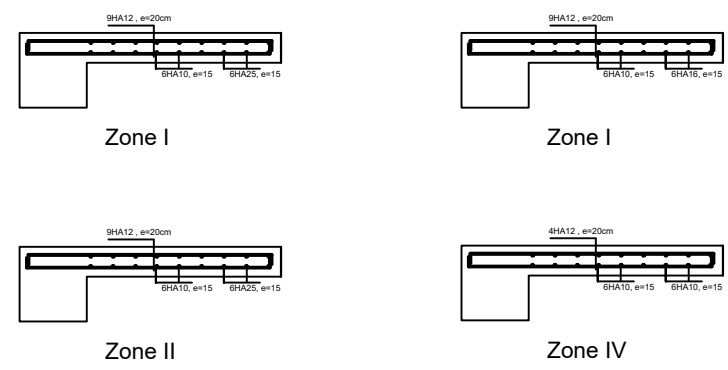


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Melle Merzoud Ania Melle Tahraoui Licia	TITRE : Ferraillage des poutres
DIRIGE PAR : Mr Louzai . A	
PROMOTION 2022/2023	ECHELLE : 1/25

Ferrailage des voiles verticaux (VL2) 1.3m



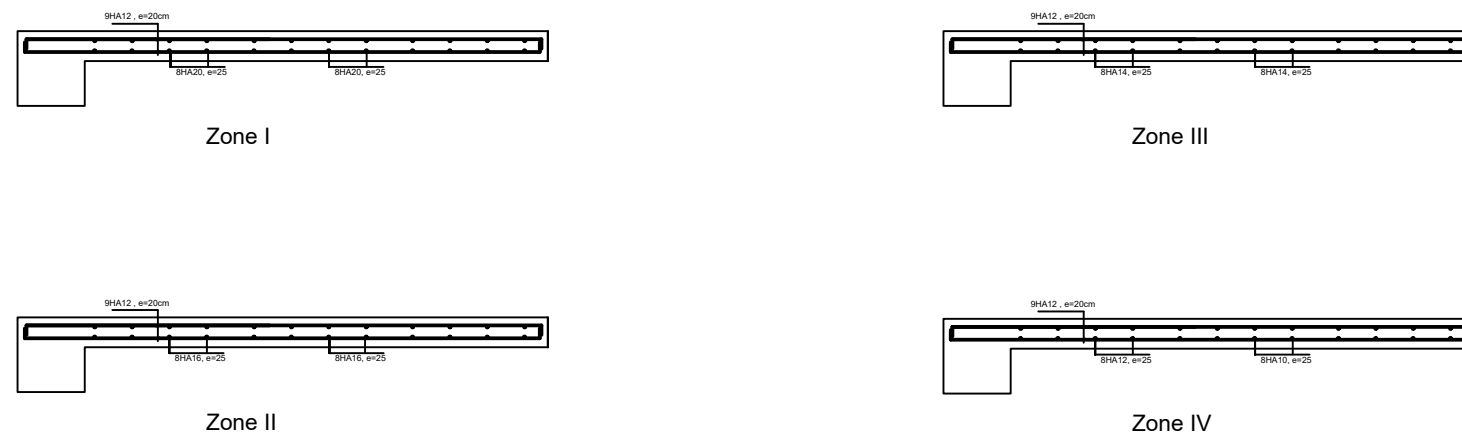
Ferrailage des voiles horizontaux (VH1) 1.3m



Ferrailage des voiles (VH2) 4.8m

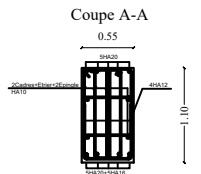
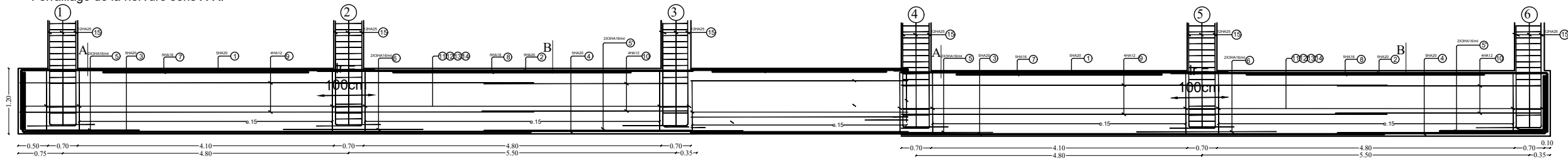


Ferrailage des voiles (VL1) 3.1m

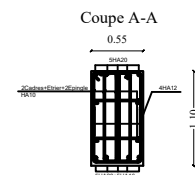
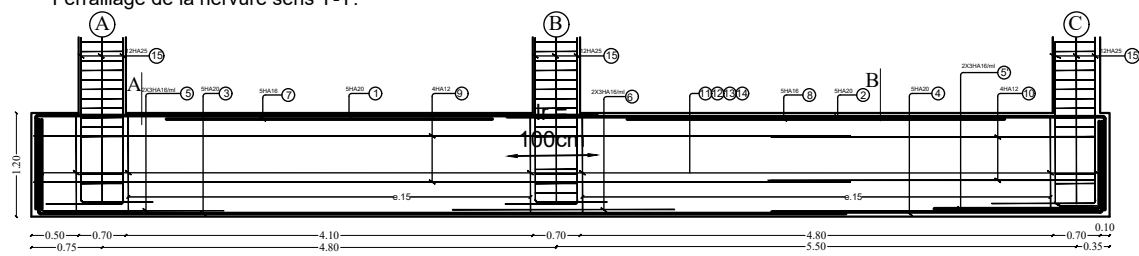


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Melle Merzoud Ania Melle Tahraoui Licia	TITRE : FERRAILAGE DES VOILES
DIRIGE PAR : Mr Louzai . A	
PROMOTION 2022/2023	ECHELLE : 1/25

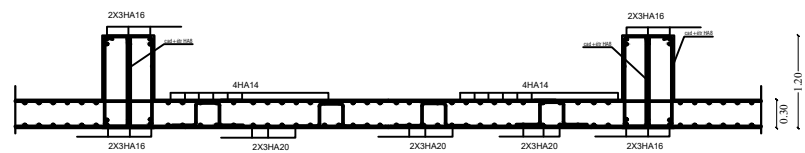
Ferrailage de la nervure sens X-X:



Ferrailage de la nervure sens Y-Y:



Ferrailage du radier :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle Merzoud Ania

Melle Tahraoui Licia

DIRIGE PAR :

Mr Louzai . A

PROMOTION 2022/2023

TITRE :

Ferrailage du radier

ECHELLE : 1/25