



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université MOULOUD Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

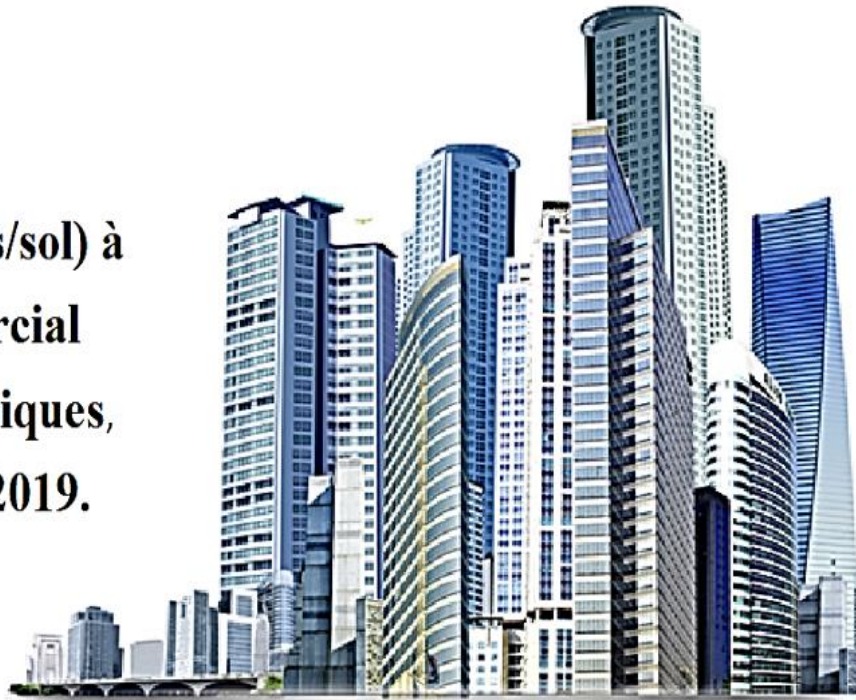
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil.

Option : Construction Civile et Industrielle (CCI).

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9+sous/sol) à
usage d'habitation et commercial
contreventé par voiles et portiques,
à l'aide du logiciel ROBOT 2019.**



Réalisé par

KHELIFATI Yasmine

OUADAH Imene

Encadré par

Mr.BAZIZ.K

Année universitaire : 2023/2024



REMERCIEMENT

Nous tenons à remercier toutes les personnes ayant joué un rôle dans la réalisation de ce mémoire, notamment Mr.BAZIZ.K 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.

Enfin, nos remerciements les plus vifs vont également aux membre de Jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

DEDICACE

Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier entièrement ce travail à :

Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis. Tout ce que j'espère c'est que vous soyez fiers de moi.

Mes chers frères, mon fiancé, mes meilleurs amis qui étaient toujours là pour moi, que dieu vous protège.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

IMENE

DEDICACE

Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier entièrement ce travail à :

A mon très cher père et que dieu leur mène dans sa vaste paradis.

A ma mère ma source d'encouragement et de réussite pour son soutien que dieu tous le puissant la garde en bonne santé

À mon très cher frère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Tout ce que j'espère c'est que vous soyez fiers de moi.

Mes meilleurs amis qui étaient toujours la pour moi, que dieu vous protèges.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

YASMINE

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage		
Figure II.1	Plan de masse	01
Figure II.2	Plan de situation	02
Figure II.3	Planchers dalle pleine et en corps creux	05
Figure II.4	Principaux termes relatifs à un escalier	05
Figure II.5	Caractéristiques d'un Ascenseur	06
Figure II.6	Maçonnerie	07
Figure II.7	Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	10
Figure II.8	Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de sa résistance à la Compression	10
Figure II.9	Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU	13
Figure II.10	Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS	14
Figure II.11	Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU	16

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
Figure II.1	Coupe transversale sur un plancher en corps creux	20
Figure II.2	Coupe de voile en Plan	24
Figure II.3	Coupe de voile en élévation	25
Figure II.4	Coupe verticale du plancher terrasse	27
Figure II.5	Coupe verticale du plancher d'étage courant	28
Figure II.6	Mur extérieur	29
Figure II.7	Mur intérieur	29
Figure II.8	Surface d'influence du poteau	31
Figure II.9	Loi de dégression des surcharges d'exploitation	32
Figure II.10	Coupe de poteau	36

Chapitre III : Calcul des éléments

<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>		
Figure III.1	Coupe verticale d'un acrotère	39
Figure III.2	Diagramme des efforts internes	40
Figure III.3	Répartition des efforts externes	42
Figure III.4	Schéma des armatures	42
Figure III.5	Section rectangulaire soumise à la flexion composée	42
Figure III.6	Coupe transversale d'un plancher en corps creux	48
Figure III.7	Treillis soudées de 15 X 15 cm ²	49
Figure III.8	Surface revenant aux poutrelles	50
Figure III.9	Schéma statique de la poutrelle	51
Figure III.10	Diagramme des moments des poutres continues	54
Figure III.11	Schéma statique de la poutre reposant sur six appuis	55
Figure III.12	Schéma statique de la poutre reposant sur quatre appuis	58
Figure III.13	Schéma statique de la poutre reposant sur deux appuis	59
Figure III.14	Section en T	60
Figure III.15	Coupe schématique de la poutrelle (appuis)	61
Figure III.16	Schéma statique du Balcon	69
Figure III.17	section de balcon	71
Figure III.18	Schéma de l'Escalier	75
Figure III.19	Schéma statique de l'Escalier d'étage courant et RDC	76
Figure III.20	Schéma statique de l'escalier du sous-sol	78
Figure III.21	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	84
Figure III.22	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS	91
Figure III.23	Schéma statique de la poutre a l'ELU	95
Figure III.24	Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU	96
Figure III.25	Schéma statique de la poutre a l'ELS	99
Figure III.26	Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	99
Figure III.27	Schéma de la salle machine	102
Figure III.28	Schéma de la dalle pleine	102
Figure III.29	Caractéristique géométrique de la dalle pleine de la salle machine	103

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA		
Figure IV.1	Page d'accueil du logiciel ROBOT 2019	113
Figure IV.2	Choix du modèle de structure	114
Figure IV.3	Désactivation de la Grille	115
Figure IV.4	Lignes de construction	119
Figure IV.5	Choix des profilés des barres	120
Figure IV.6	Modélisation des éléments barre	121
Figure IV.7	Définition d'un plancher à corps creux	121
Figure IV.8	Affectation d'un élément surfacique (Plancher)	122
Figure IV.9	Définition d'une dalle pleine	122
Figure IV.10	Affectation d'un élément surfacique (DP)	123
Figure IV.11	Définition des voiles	124
Figure IV.12	Modélisation des voiles	124
Figure IV.13	Définition de l'encastrement	125
Figure IV.14	Définition des charges	126
Figure IV.15	Affectation des charges surfaciques	127
Figure IV.16	Définition de la masse sismique	127
Figure IV.17	Paramètres de l'analyse modale	128
Figure IV.18	Paramètres de l'analyse sismique	128
Figure IV.19	Définition des combinaisons d'actions	129
Figure IV.20	Définition de maillage	130
Figure IV.21	Liaisons rigides	131
Figure IV.22	Application de la liaison rigide	131
Figure IV.23	Définition des étages	132
Figure IV.24	Lancement du calcul	133
Figure IV.25	Résultat du calcul	133

Chapitre V : Ferrailage des éléments		
Figure V.1	Extraction des valeurs de M_y partir de ROBOT	158
Figure V.2	Section doublement armée	161
Figure V.3	Extraction des valeurs M_y à partir de ROBOT	174
Figure V.4	Schéma de calcul en flexion composée (SEC)	179
Figure V.5	Disposition des armatures verticales dans les voiles	199

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure		
Figure VI.1	Périmètre utile des voiles et des poteaux	224
Figure VI.2	Schéma statique du débord	232

Liste des tableaux

<i>Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage</i>		
Tableau I.1	Principales caractéristiques des aciers	15

<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</i>		
Tableau II.1	Vérification des poutres aux conditions exigées par le RPA	23
Tableau II.2	Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage	25
Tableau II.3	Plancher terrasse inaccessible en corps creux	27
Tableau II.4	Valeur de la charge permanente de l'étage courant	28
Tableau II.5	Les charges permanentes revenant à la dalle pleine	28
Tableau II.6	Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)	29
Tableau II.7	Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)	30
Tableau II.8	Récapitulatif des surcharges d'exploitations	30
Tableau II.9	Coefficients de dégression de surcharges	33
Tableau II.10	Les Surcharges Cumulées	33
Tableau II.11	Détermination des charges et surcharges	34
Tableau II.12	Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99	35
Tableau II.13	Vérifications au flambement	37

<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>		
Tableau III.1	Poids des planchers repris par la poutrelle	52
Tableau III.2	Calcul des rapports des charges	55
Tableau III.3	Les valeurs des efforts tranchants du cas 1	58
Tableau III.4	Les valeurs des efforts tranchants du cas 2	59
Tableau III.5	Les valeurs des efforts tranchants du cas 3	59
Tableau III.6	Charge concentrée sur le balcon due au poids	70
Tableau III.7	La charge revenant au palier	80
Tableau III.8	La charge revenant à la paillasse	80
Tableau III.9	Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS	81
Tableau III.10	Tableau récapitulatif des efforts	90

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Tableau IV.1	Paramètres du RPA	134
Tableau IV.2	Valeurs du coefficient de comportement R	138
Tableau IV.3	Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure	139
Tableau IV.4	Charges verticales	139
Tableau IV.5	Charges horizontales	140
Tableau IV.6	Pourcentage de la masse participante	141
Tableau IV.7	Valeurs du coefficient C_T	142
Tableau IV.8	Période fondamentale	143
Tableau IV.9	Périodes caractéristiques	145
Tableau IV.10	Valeur de ξ (%)	146
Tableau IV.11	Tableau de facteur de qualité Q_x	146
Tableau IV.12	Tableau de facteur de qualité Q_y	146
Tableau IV.13	Valeurs du coefficient de pondération β	147
Tableau IV.14	Tableau récapitulatif des différents paramètres sens X-X	148
Tableau IV.15	Tableau récapitulatif des différents paramètres sens Y-Y	148
Tableau IV.16	Extraction des valeurs de V à partir de Robot	149
Tableau IV.17	Déplacements relatifs selon X	150
Tableau IV.18	Déplacements relatifs selon Y	151
Tableau IV.19	Tableau de l'excentricité X-X	152
Tableau IV.20	Tableau de l'excentricité Y-Y	153
Tableau IV.21	Vérification de l'effet P- Δ	155

Chapitre V : Ferrailage des éléments

Tableau V.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux	158
Tableau V.2	Section des armatures longitudinales	159
Tableau V.3	Moments max et min des poutres	161
Tableau V.4	Ferraillage des poutres principales	163
Tableau V.5	Ferraillage des poutres secondaires	164
Tableau V.6	Ferraillage des poutres chaînage	164
Tableau V.7	Vérifications de la condition de non fragilité	165
Tableau V.8	Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU	165
Tableau V.9	Vérification au cisaillement	167
Tableau V.10	Influence de l'effort tranchant sur le béton	167
Tableau V.11	Condition de non fragilité du béton de la section minimale	170
Tableau V.12	Extrêmes globaux des moments à l'ELS	171
Tableau V.13	Caractéristiques mécaniques des matériaux	173
Tableau V.14	Armatures longitudinales des poteaux recommandés par le RPA	175
Tableau V.15	Efforts internes dans les poteaux	182
Tableau V.16	Calcul des sections d'armatures	184
Tableau V.17	Les valeurs de l'élancements géométrique λ_g	187
Tableau V.18	Vérification de la quantité d'armatures transversales	192
Tableau V.19	Vérification de la condition de non fragilité	193
Tableau V.20	Récapitulatif du ferraillage des poteaux	194
Tableau V.21	Ferraillage des poteaux	195
Tableau V.22	Caractéristiques mécaniques des matériaux	197
Tableau V.23	Tableau des efforts normaux	198
Tableau V.24	Tableau des armatures verticales	198
Tableau V.25	Caractéristiques géométriques	202
Tableau V.26	Ferraillage adopté	203
Tableau V.27	Ferraillage des voiles longitudinaux VL1	206
Tableau V.28	Ferraillage des voiles longitudinaux VH1	208
Tableau V.29	Ferraillage des voiles longitudinaux VL2	210
Tableau V.30	Ferraillage des voiles longitudinaux VH2	212
Tableau V.31	Ferraillage des voiles longitudinaux VH3	214

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1	Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier dans les deux sens	228
Tableau VI.2	Vérification de condition de non fragilité	229
Tableau VI.3	Vérification des contraintes à l'ELS	231

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 19

Chapitre III : Calcul des éléments

- Calcul de l'Acrotère 39
- Calcul des planchers en corps creux..... 49
- Balcon..... 69
- Les escaliers 75
- La poutre palière..... 94
- Dalle salle machine 101

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA 112

Chapitre V : Ferrailage des éléments

- Ferrailage des poutres 154
- Ferrailage des poteaux..... 168
- Ferrailage des voiles..... 181

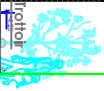
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure 201

Conclusion générale

Bibliographie



FAÇADE PRINCIPALE



FAÇADE POSTERIEURE

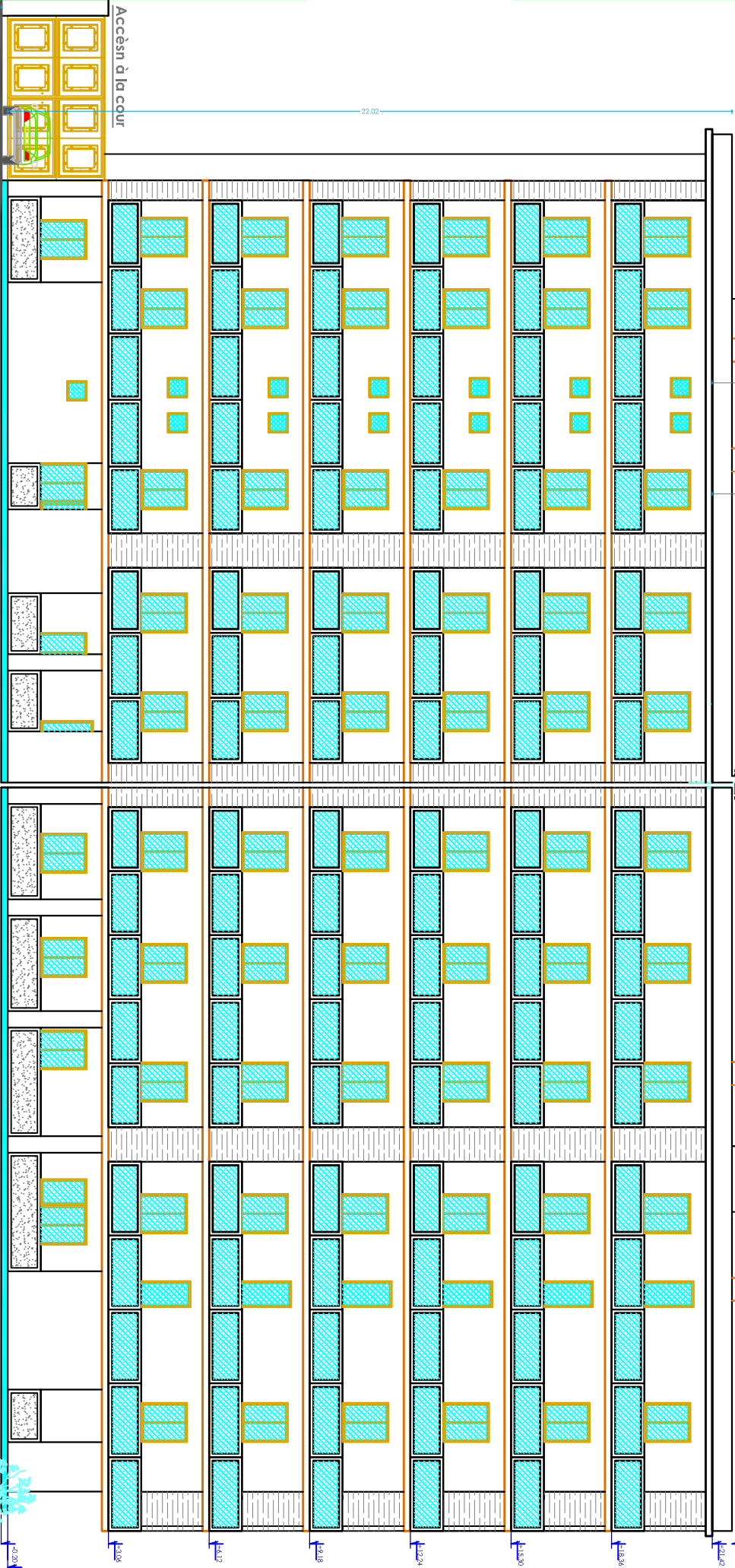
Pente=04%

1.50

5.50

22.02

Accès à la cour



1.00

1.20

1.00

1.306

1.412

1.498

1.574

1.650

1.726

1.802

1.878

1.50

1.50

1.50

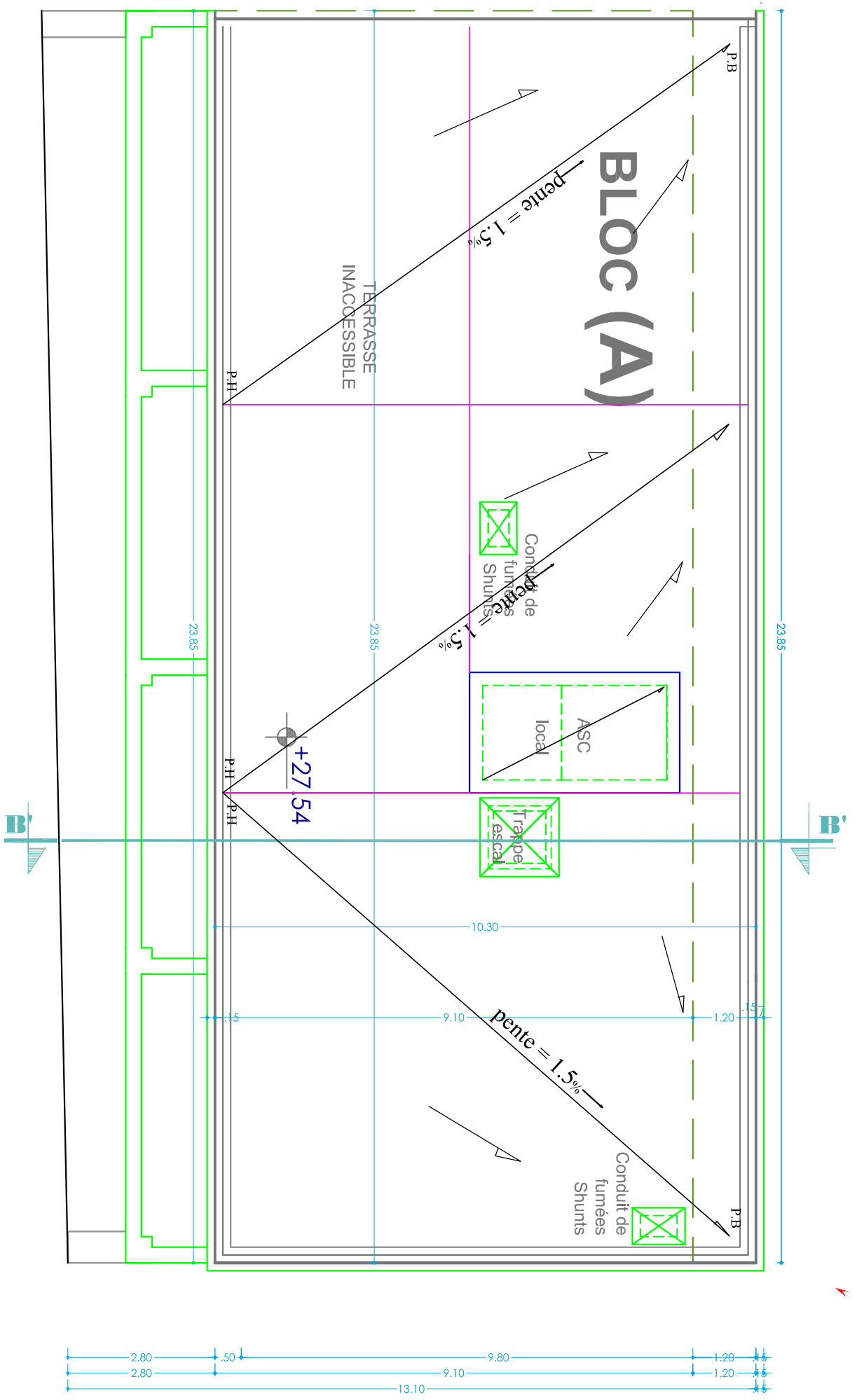
1.50

1.50

1.50

1.50

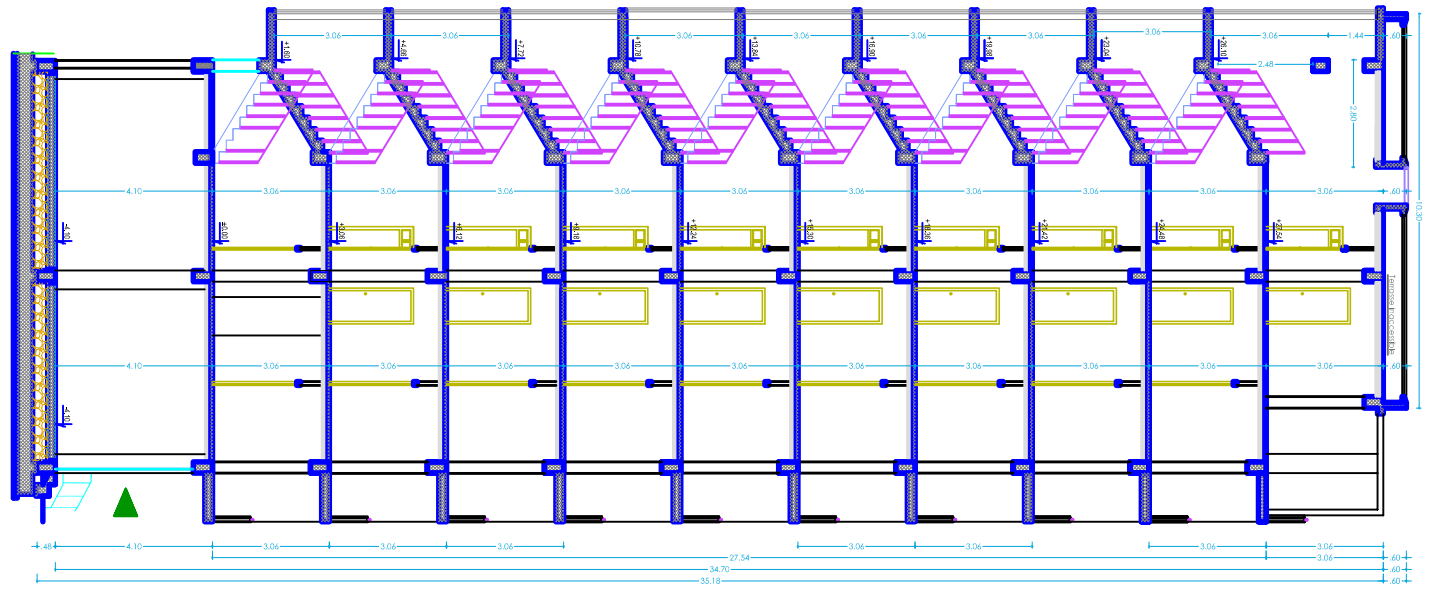


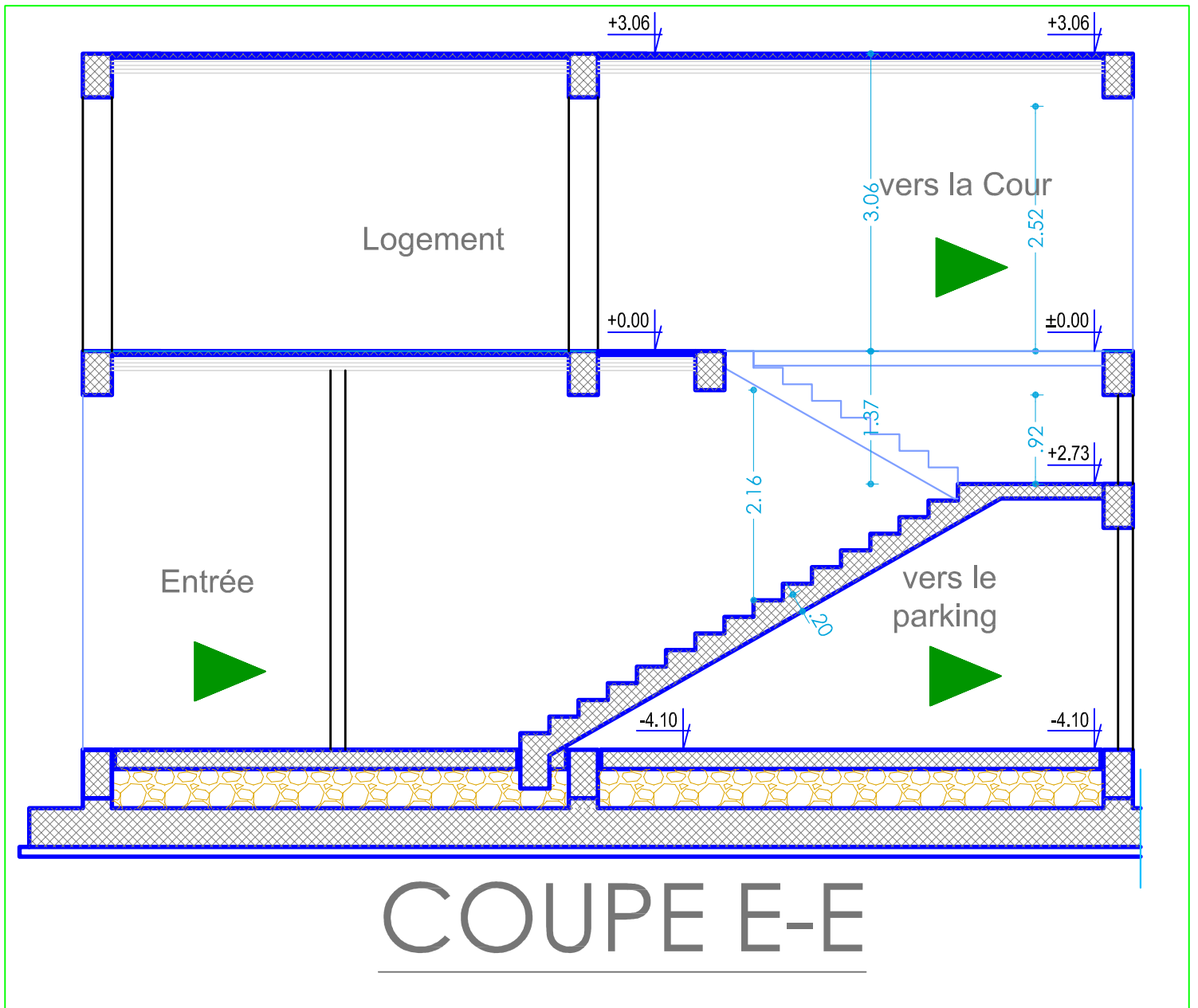


Plan de terrasse



COUPE B'-B'





Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voile en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commerce) en R+9+S/SOL contreventé par un système mixte (voiles- portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le **RPA99.V2003**, le **BAEL** et le **CBA93**, plus le document technique réglementaire **D.T.R. BC 2.2** ; de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux utilisés (notamment l'acier et le béton), un prédimensionnement des éléments et une descente de charges s'imposaient afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier.

Par la suite, vient le calcul et le ferrailage des éléments secondaires de la structure (escaliers, planchers, ...) après avoir défini leurs différentes sections ainsi que leurs charges et surcharges.

Une modélisation par le logiciel **ROBOT 2019** a été menée on fait pour notre structure, l'exploitation des résultats obtenus, nous a permis de procéder aux différentes vérifications réglementaires avant de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).

Pour finir ce projet, un radier nervuré a été adopté pour l'infrastructure, ce dernier a été dimensionné et ferrillé de manière à ce que les efforts provenant de la superstructure soient transmis au sol.

I.1. Introduction (chap1)

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois fiable et économique. A cet effet, ce chapitre consacré à donner quelques rappels, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude du bloc A 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 commune 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.

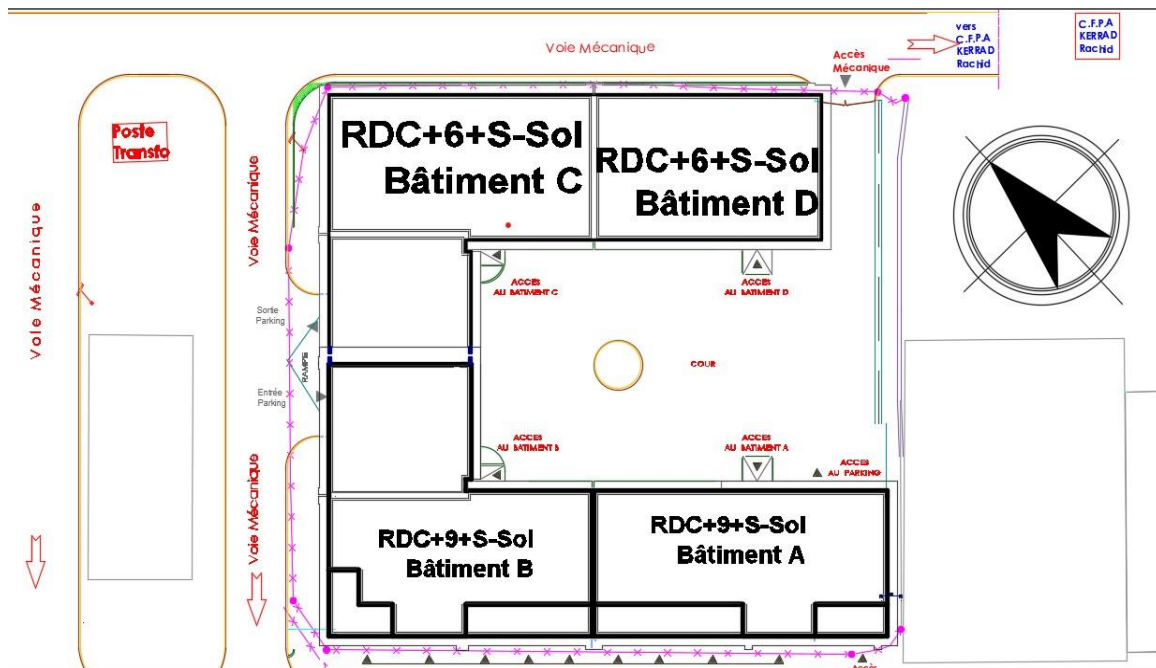


Figure I.1. Plan de masse.

I.2.1. 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.2) Les logements sont répartis en 4 blocs de 4 appartements dans chaque palier (Fig I.1) :

- 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.2. Plan de situation.

I.2.2. Caractéristiques géométriques

En plan :

- Longueur totale : 23,80 m.
- Largeur totale : 13,9 m.

En elevation:

- 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.

I.2.3. 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.

I.3. Règlements utilisés et normes de conception

Les règlements de calcul et normes utilisés pour l'étude du projet sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- **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.
- **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.
- **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.

- **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.

I.4. Conception

I.4.1. L'Ossature du bâtiment

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte, composé de :

- Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens transversal et longitudinal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.
- Des voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales et ils reprennent une partie des charges verticales.

I.4.2. Voile 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.

I.4.3. Planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux servant à supporter leurs poids-propre et les surcharges et dont le rôle consiste à limiter les étages et améliorer l'isolation thermique et acoustique. 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.

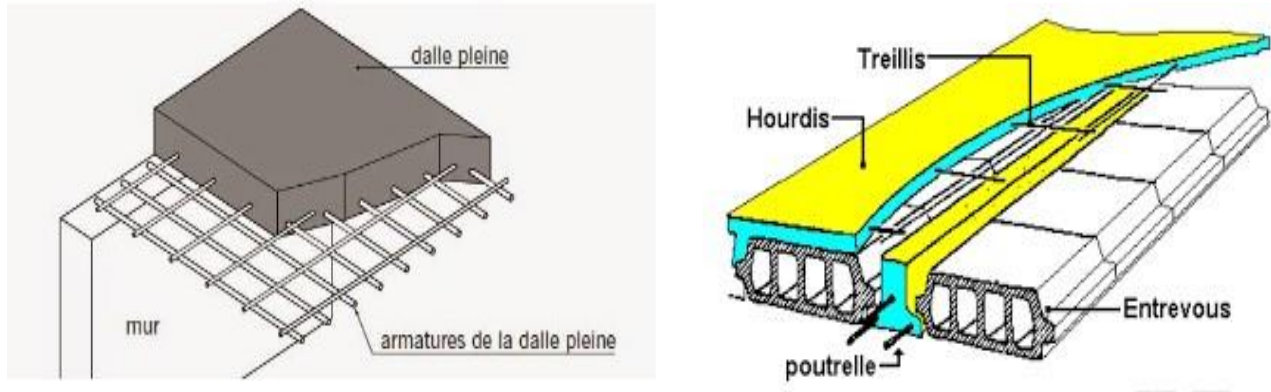


Figure I.3. Planchers dalle pleine et en corps creux

I.4.4. L'escalier

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place avec deux volées.

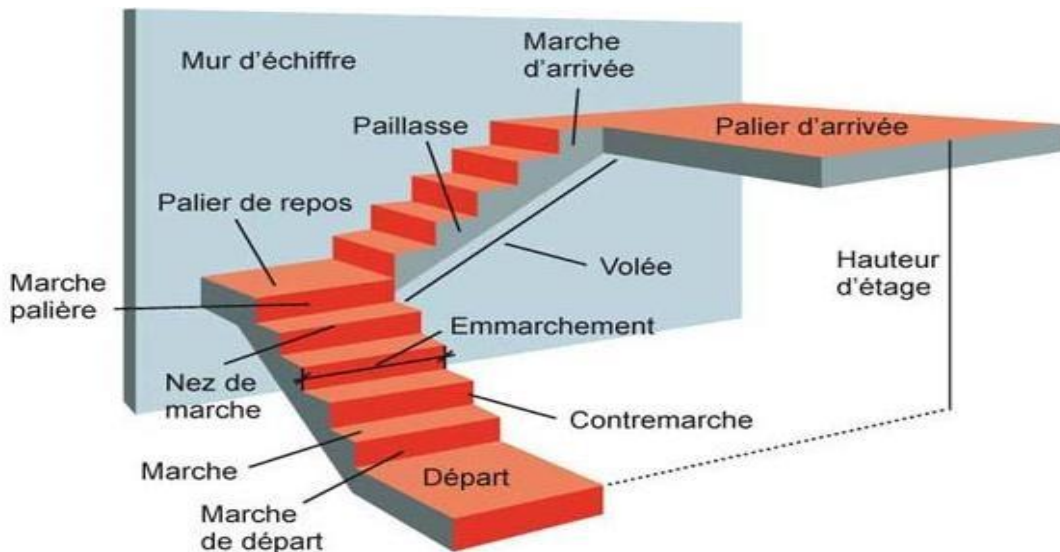


Figure I.4. Principaux termes relatifs à un escalier.

I.4.5. 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.

I.4.6. Ascenseurs

C'est un appareil qui permet de se déplacer verticalement d'un niveau à un autre, elle sera réalisée en voiles en béton armé coulée surplace.

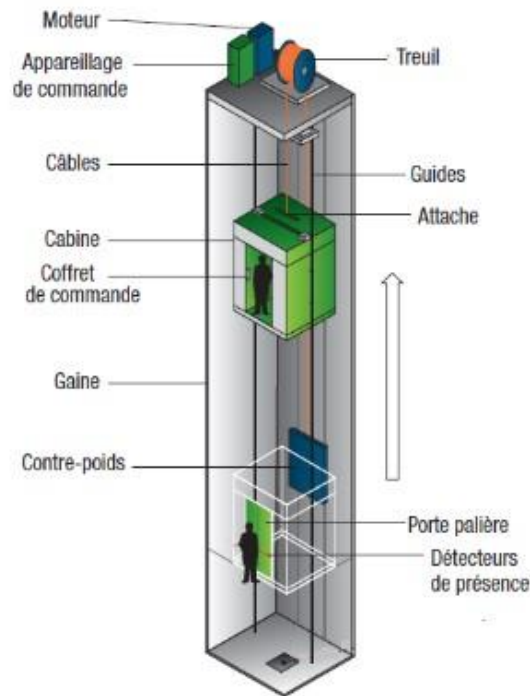


Figure I.5. Caractéristiques d'un Ascenseur.

I.4.7. Les balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

I.4.8. 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.

I.4.9. 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.

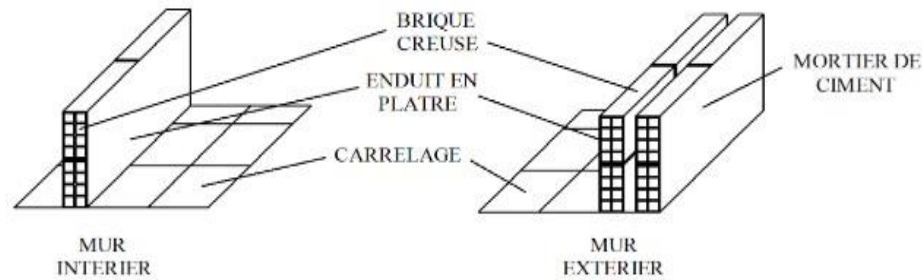


Figure I.6. Maçonnerie.

I.4.10. Revêtements

- Carrelages pour les planchers et pour les escaliers.
- Céramiques pour les cuisines et salles de bain.
- Enduits plâtres pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

I.4.11. L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps dans notre cas ça hauteur et de 60cm.

I.4.12. Enduits

Les enduits sont des couches de matériaux appliquées sur les surfaces pour les protéger, les isoler ou les rendre esthétiquement plus agréables.

I.4.13. Les fondations

Constituant la partie non visible de la structure, leur rôle est de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales de la structure et les transmettre au sol. Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. 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.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Introduction

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.2. Béton

Le béton est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés si c'est nécessaire. Il est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec :

- La granulométrie.
- Le dosage en ciment.
- La quantité d'eau de gâchage.
- L'âge du béton.
- Les adjuvants comme des plastifiants pour une meilleure maniabilité du béton et des hydrofuges qui se mettent à la place des petits vides d'où étanchéité du béton.

Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment portland artificiel 425 (CPG 425). Le dosage par 1m³ de béton.

Remarque

Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton.

I.5.2.1. 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.

I.5.2.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

➤ **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 les chantiers faisant objet d'un contrôle régulier, le B.A.E.L 91 indique que cette résistance est évaluée comme suit (**Art. A.2-1, 11 B.A.E.L91**) :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1f_{c28} \text{ si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

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

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j , on a

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

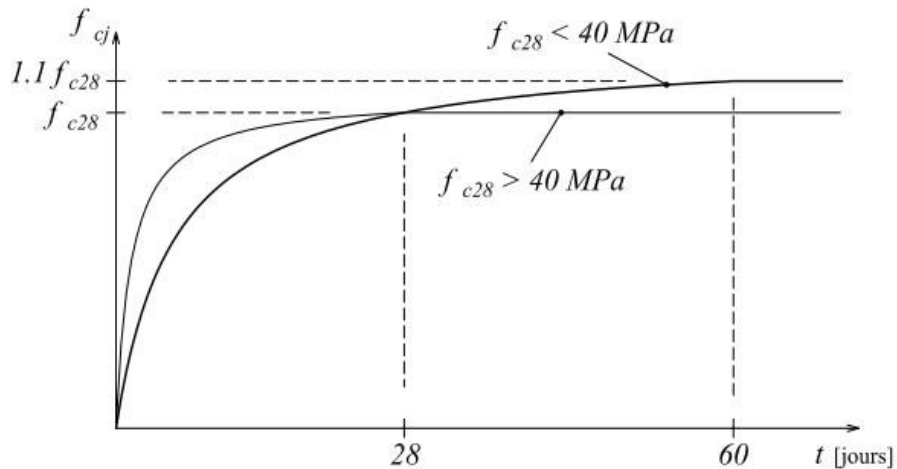


Figure I.7. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

➤ **Résistance à la traction (Art A.2.1,12BAEL 91 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.

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

$$\text{Pour notre cas } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

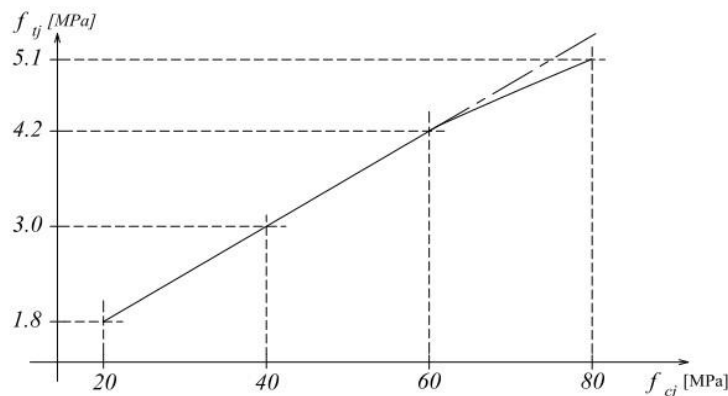


Figure I.8. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de sa résistance à Compression f_{cj}

I.5.2.3. 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 :

a. Module de déformation longitudinale instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, le module de déformations instantanées l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à :

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

b. 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 :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{Art: A-2-1-21 B.A.E.L.91})$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$.

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

c. 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 :

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

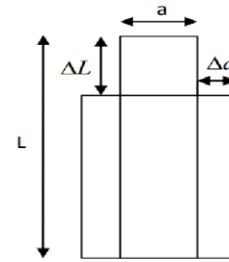
Avec : E : Module de Young (module d'élasticité).

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.

- d. **Coefficient de Poisson (ν)** C'est le rapport entre la déformation relative transversale (allongement relatif du côté de la section), et la déformation relative longitudinale (raccourcissement) pris égal à :

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



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 (Art : A.2.1,3. B.A.E.L 91)

I.5.2.4. 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. On distingue deux types d'état limite :

➤ 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. Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique (non-renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).
- La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton s'écrit :

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

Avec :

θ : coefficient qui est fonction de la durée d'application des actions avec :

$$\begin{aligned} \theta &= 1 && \text{lorsque} && t > 24\text{h} \\ \theta &= 0.9 && \text{lorsque} && 1 < t < 24\text{h} \\ \theta &= 0.85 && \text{lorsque} && t < 1\text{h} \end{aligned}$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

Avec :

$\gamma_b = 1.5$ Situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

Cas courant : $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$

$$f_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,16 \approx 14,2 \text{ MPa}$$

Cas accidentel : $\theta = 0.85$ et $\gamma_b = 1.15$

$$f_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

➤ **Diagramme Contraintes – Déformations du béton :**

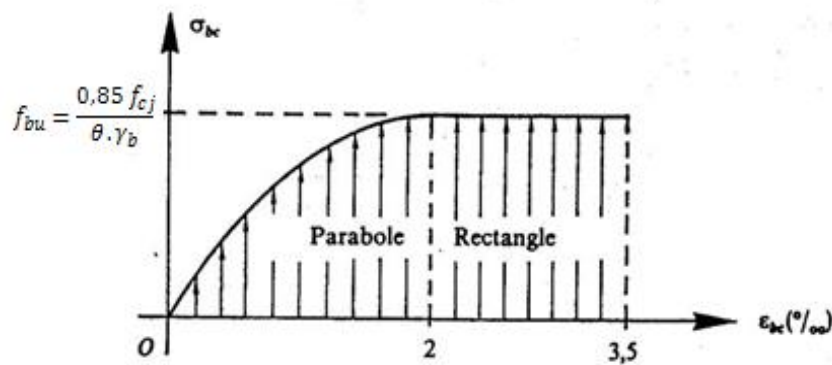


Figure I.9. Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.

➤ **État limite de service (ELS)**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).
- Etat limite de service de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton (contrainte de compression limitée).

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{cj} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ Diagramme Contraintes – Déformations du béton:

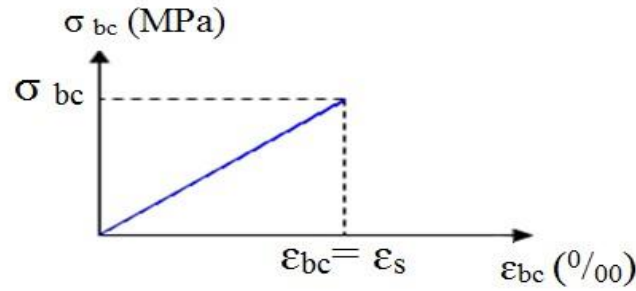


Figure I.10. Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS.

I.5.2.5. Contrainte tangente conventionnelle (Art : A.5.1 BAEL 91)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif à l'effort Tranchant est définie par :

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

T_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section .

b_0 : Largeur de l'âme.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

- En fissuration peu préjudiciable : $\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$
- Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciables : $\tau_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$

I.5.3. 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 :

Tableau I.1. Principales caractéristiques des aciers.

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

I.5.3.1. Module d'élasticité longitudinale (A.2.2 ,1/BAEL91/ modifié99)

A L'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité et on adopte une valeur de module de Young.

$$E_V = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{Art-2.2.1 BAEL91 modifiée 99})$$

I.5.3.2. Contrainte limite d'élasticité de l'acier

➤ **Etat limite ultime « ELU »**

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 :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art:A4.3.2.BAEL 91})$$

Avec :

f_{su} : Les contraintes admissibles d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité.

γ_s : coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ (situation courante)} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ (situatin accidentelle)} \end{cases}$

Pour $f_e = 400 \text{ MPa}$:

$$\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad (\text{s.courante}).$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad (\text{s.accidentelle}).$$

- **Diagramme Contraintes – Déformations de calcul de l'acier :**

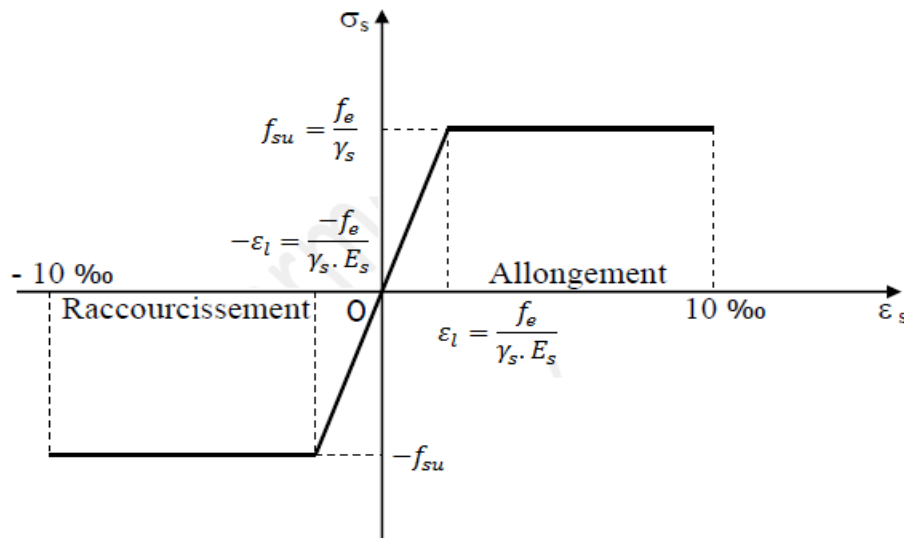


Figure I.11. Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.

- **Etat limite de service « ELS »**

Son but est de limiter la probabilité d'ouvertures de fissures préjudiciables suivant la situation de l'ouvrage, et la naissance de la fissuration. 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. le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissurations peu nuisibles : (BAEL9 /Art 4-5-32)**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

- **Fissurations préjudiciables : (BAEL91/Art 4-5-33)**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

- **Fissurations très préjudiciables : (BAEL91 / Art 4-5.34)**

Dans ce cas-là, on note : $\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

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 $\emptyset > 6 \text{ mm}$.
- ✓ $\eta = 1,3$ pour les HA de $\emptyset < 6 \text{ mm}$.
- ✓ $\eta = 1$ pour les ronds lisses.

I.5.3.3. Protection des armatures (Art A7.1 BAEL)

Pour 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 :

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles que les industries chimiques.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : pour les parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I.5.3.4. 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, elles proviennent donc :

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 :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

Les actions accidentelles « F »

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion (gaz, bombes...).
- Vent.

I.6. 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 lors de la construction, en respectant les règles du (BAEL91 modifié en 1999), et le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version 2003), pour garantir la conformité et la sécurité de notre projet. Nous passons maintenant au deuxième chapitre, qui concerne le prédimensionnement de ces éléments constitutifs de notre ouvrage.

II.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse. 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 II /V2003**).

II.2. Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1. Pré 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 :

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

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)).

$$\text{Dans notre cas : } h_t \geq \frac{525}{22,5} = 23,33 \text{ cm}$$

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

Remarque

Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée du bâtiment.

➤ **Vérification de la sécurité contre l'incendie**

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- ✓ Pour 1 heure de coupe-feu $e \geq 7\text{cm}$
- ✓ Pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11\text{cm}$
- ✓ Pour quatre heures de coup de feu $e \geq 7\text{cm}$

On a :

$h_t = 25\text{ cm}$ donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

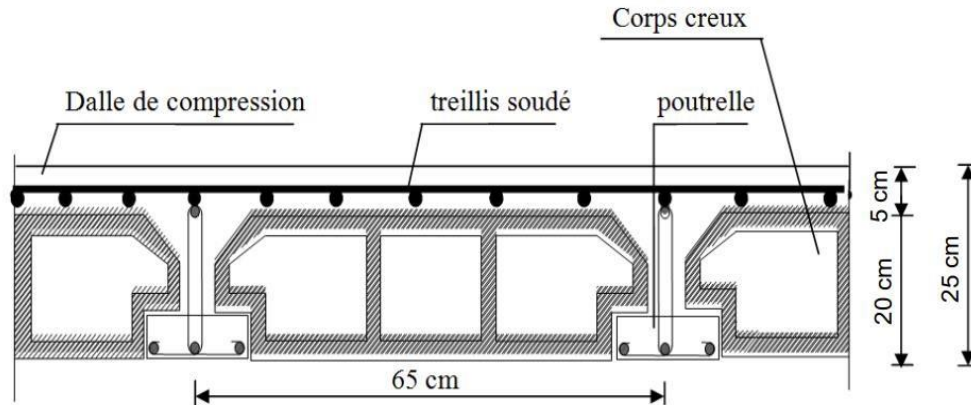


Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher en corps creux.

II.2.2. Pré dimensionnement des planchers des dalle pleine

- **Les balcons**

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par les condition de la résistance à la flexion.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

Dans le projet présent, la dalle est considérée comme une console : $e_p \geq \frac{L}{10}$

L : La longueur de la console.

Pour : $L = 160\text{ cm}$ on a : $e_p \geq \frac{160}{10}$

Soit : $e_p = 16\text{ cm}$

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

- **Résistance au feu (CBA93)**

- $e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ 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.

$$e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

Avec :

$$\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique est supérieure à 350 kg/m^2 .

- Critère de résistance à la flexion (CBA93) $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Avec :

=> L_x : la plus petite portée du panneau sollicité.

=> L_y : la plus grande portée du panneau sollicité.

Si $\rho > 0.4 \rightarrow$ la dalle porte sur un seul sens : Panneau isolé $ep \geq \frac{L_x}{20}$
Panneau continu $ep \geq \frac{L_x}{25}$

Si $0.4 < \rho < 1 \rightarrow$ 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 : $L_x = 180 \text{ cm}$; $L_y = 200 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{200} = 0,9 \rightarrow 0.4 < 0,9 < 1 : \text{ la dalle porte sur deux sens.}$$

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

Conclusion

On prendra une épaisseur de 15cm.

II.2.3. 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 voiles. 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**).

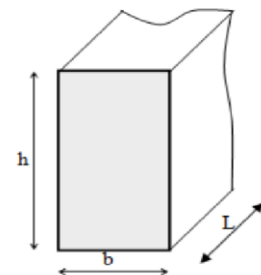
Il est donné comme suit :

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

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

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 : (RPA 99 modifié 2003, Art7.4.3.1)

- $b > 20\text{cm}$
- $h > 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\text{ax}} \leq 1.5 \times h + b_1$

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

II.2.3.1. Poutres principales « PP » (sens longitudinal)

Ce sont des poutres porteuses disposées perpendiculairement aux poutrelles

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

$$35 \leq h \leq 52.5$$

$$18 \leq b \leq 31.5$$

- ✓ On opte pour une hauteur : $h = 45\text{cm}$
- ✓ On prend : $b = 30\text{cm}$

Alors ; la section des poutres principales est : $b \times h = 30 \times 45 (\text{cm}^2)$

II.2.3.2. Poutres secondaires « PS » (sens transversal)

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

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

$$35 \leq h \leq 52.5$$

$$18 \leq b \leq 31.5$$

- ✓ On opte pour une hauteur : $h = 45\text{cm}$
- ✓ On prend : $b = 30\text{cm}$

La section des poutres secondaires est : $b \times h = 30 \times 45(\text{cm}^2)$

II.2.3.3. Poutres palière « PPAL »

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

$$35 \leq h \leq 52.5$$

$$18 \leq b \leq 31.5$$

- ✓ On opte pour une hauteur : $h = 40\text{cm}$
- ✓ On prend : $b = 25\text{cm}$

La section des poutres palières est : $b \times h = 25 \times 40(\text{cm}^2)$

II.2.3.4. Poutres de chaînage « PC »

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

$$35 \leq h \leq 52.5$$

$$18 \leq b \leq 31.5$$

✓ On opte pour une hauteur : $h = 45\text{cm}$

✓ On prend : $b = 30\text{cm}$

La section des poutres principales est : $b \times h = 30 \times 45(\text{cm}^2)$

➤ Vérification des dimensions des poutres conformément aux RPA :

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

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre palière	Poutre de chaînage	Vérifications
$h > 30\text{cm}$	45	45	40	45	Condition vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	25	30	Condition vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,5	1,5	1,6	1,5	Condition vérifiée

Conclusion

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

- ✓ Poutres principales $(30 \times 45)\text{cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires $(30 \times 45)\text{cm}^2$
- ✓ Poutre de chaînage $(30 \times 45)\text{cm}^2$
- ✓ Poutre palière $(25 \times 40)\text{cm}^2$

II.2.4. 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 verticale

Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, les structures à voile en béton armé présentent plusieurs avantages en zone sismique, ces derniers ont résumé dans le rapport « Séisme du 21 mai 2003 en ALGERIE - rapport préliminaire » C.G.S. Juillet 2003 comme suit :

- Leur présence limite les déformations latérales,
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux,
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème par la réalisation des nœuds des portiques,
- Elles permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de panneaux de remplissage.

➤ **Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant l'article (7.7.1.RPA 2003)**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

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 minimale 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 de rigidité aux extrémités.

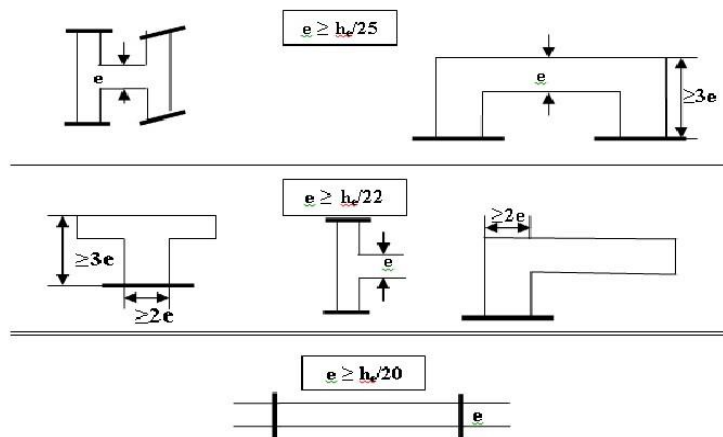


Figure II.2. Coupe de voile en Plan.

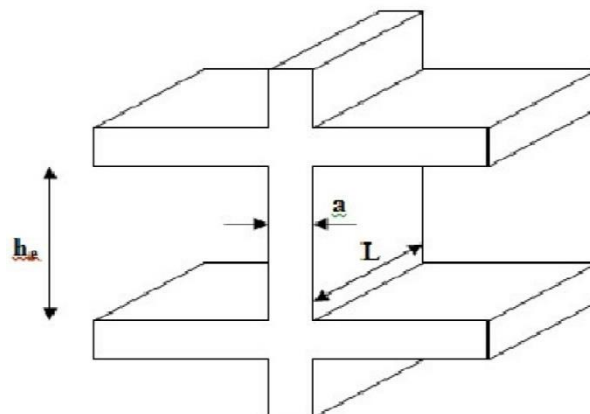


Figure II.3. Coupe de voile en élévation.

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

Avec : $h_e = h - e_p$

e_p est la hauteur du plancher = 25 cm.

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

	Sous-sols	Les étages courants
H(cm)	410	306
e_p (cm)	25	25
h_e (cm)	385	281
a(cm)	19,25	14,05

On opte pour des voiles d'épaisseur : $e = 20\text{cm}$

➤ Vérification des conditions du RPA

La longueur minimale L_{\min} du voile devra satisfaire la condition :

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

Avec :

L_{\min} : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile.

$$L_{\min} = 80 \text{ cm}$$

Conclusion

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

II.2.5. 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 : **(RPA 99 modifié 2003, Art7.4.3.1)**

$$S \geq \frac{N_s}{0,6f_{c28}}$$

Avec :

$N_s = G + Q$ (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.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité (B4).

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.3. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)

➤ Charges permanentes G

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

ρ : c'est le poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

II.3.1. Les planchers

II.3.1.1. Plancher terrasse accessible

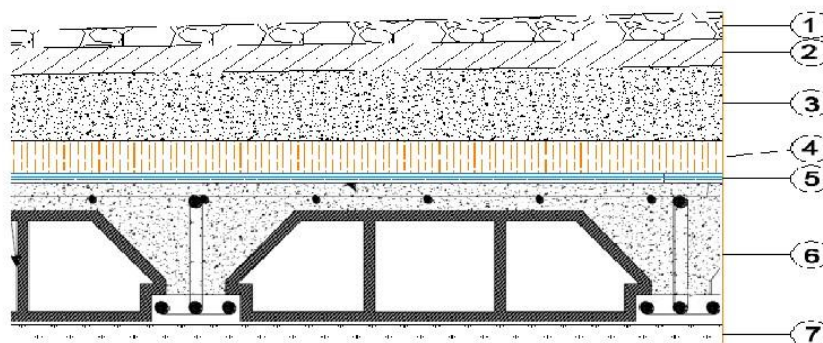


Figure II.4. Coupe verticale du plancher terrasse.

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

ELEMENTS	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	La Charge (KN/m ²)
1.Couche de gravier	0,05	20	1
2.Etanchiété multicouche	0,02	6	0,12
3.Beton en forme de pente	0,07	22	1.54
4.Feuille de polyane (par vapeur)	/	/	0,01
5.Isolation thermique (liège)	0,04	3	0,12
6.Plancher en corps creux	0,20	14	2.8
7.Enduits de plâtre	0.02	10	0,2
			G_T = 5.79

II.3.1.2. Plancher étages courants (corps creux)

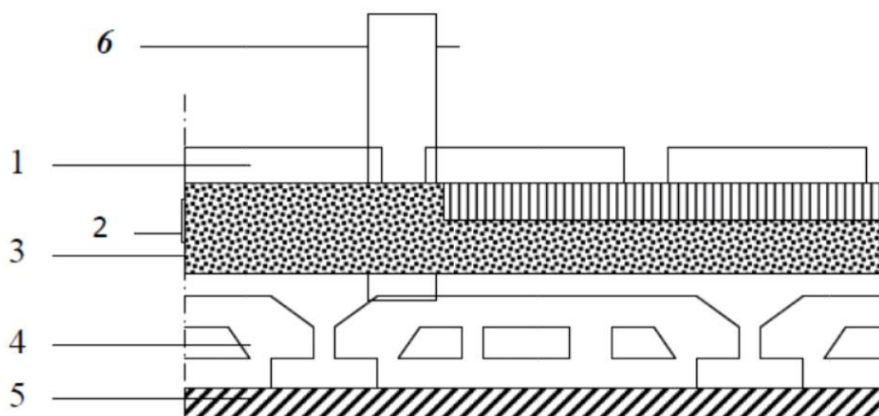


Figure II.5. Coupe verticale du plancher d'étage courant.

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

ELEMENTS	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	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.	0,25	14	3,36
5.Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2
6.Cloison en brique.	0,1	10	1
			$G_T = 5,76$

II.3.1.3. Dalle pleine (balcon)

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

ELEMENTS	$\rho(\text{KN/m}^3)$	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	0,2
Poids propre de la dalle	24	0,15	3.6
			$G_T = 5,14$

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

II.3.2. Maçonnerie

II.3.2.1. Mur extérieur

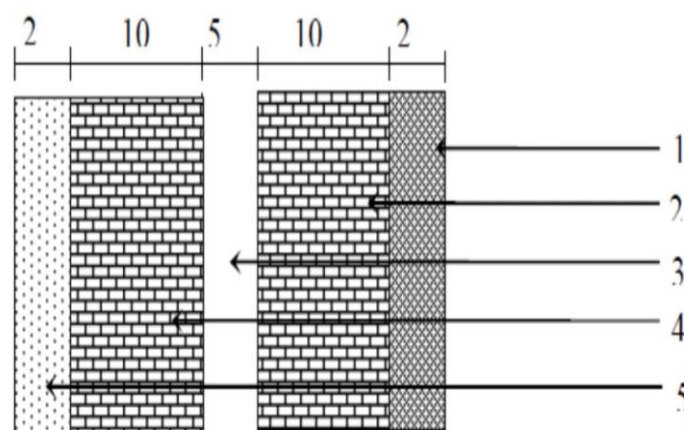


Figure II.6. Mur extérieur.

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

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

II.3.2.2. Mur intérieur

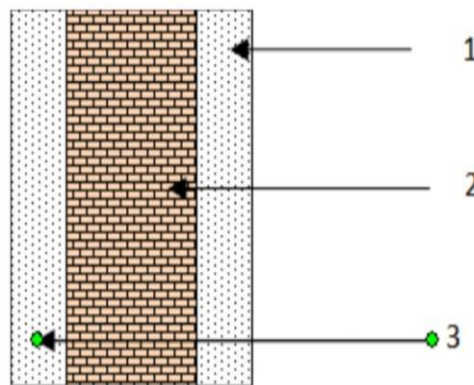


Figure II.7. Mur intérieur.

Tableau II.7. Valeur de la charge de la maçonnerie (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
		$G_T = 1.3$

II.3.3. Les surcharges d'exploitations

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

Tableau II.8. Récapitulatif des surcharges d'exploitations.

Éléments	Surcharges [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher à usage d'habitation	1,5
Balcons	3,5
Éléments	Surcharges [KN/m ²]
Acrotère	1

II.4. Descente de charge

II.4.1. 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.

II.4.2. Surface d'influence

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : **B4**

- Section nette :

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{nette}} = (2,75 \times 2,4) + (2,75 \times 2,75) + (2,4 \times 2,4) + (2,4 \times 2,75)$$

$$S_{\text{nette}} = 26,52\text{m}^2$$

- Section brute :

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

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

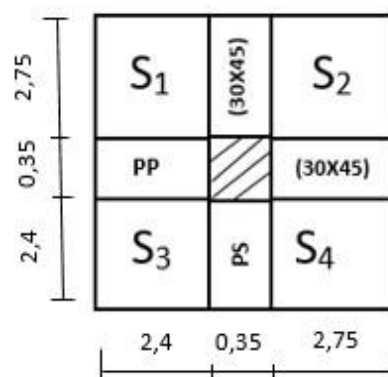


Figure II.8. Surface d'influence du poteau.

II.4.3. Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence

II.4.3.1. Les planchers

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

- Plancher étage courant et RDC et le sous- sol : $P_c = 5.76 \times 26.52 = 152.75 \text{KN}$
- Plancher terrasse : $P_{\text{T}} = G_{\text{T}} \times S = 5.79 \times 26.52 = 153.55 \text{KN}$

II.4.3.2. 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 : $P_{\text{poutre}} = (0.30 \times 0.45 \times 25) \times (2.4 + 2.75) = 17.38 \text{KN}$
- Les poutres secondaires : $P_{\text{poutre}} = (0.30 \times 0.45 \times 25) \times (2.4 + 2.75) = 17.38 \text{KN}$

D'où le poids total : $P_{\text{poutres}} = P_{\text{poutre}} + P_{\text{poutre}} = 17.38 + 17.38 = 34.76 \text{KN}$

II.4.3.3. Les poteaux

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

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 : $P_{\text{poteau}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.06 = 4.80 \text{KN}$
- Poteau de S/SOL : $P_{\text{S/SOL}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 4.10 = 6.40 \text{KN}$

Surcharge d'exploitation :

- Etages courant : $Q \times S = 1.5 \times 26.52 = 44.55 \text{KN}$
- Terrasse : $Q \times S = 1 \times 26.52 = 26,52 \text{KN}$

II.5. 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 simultanété 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 est 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

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.

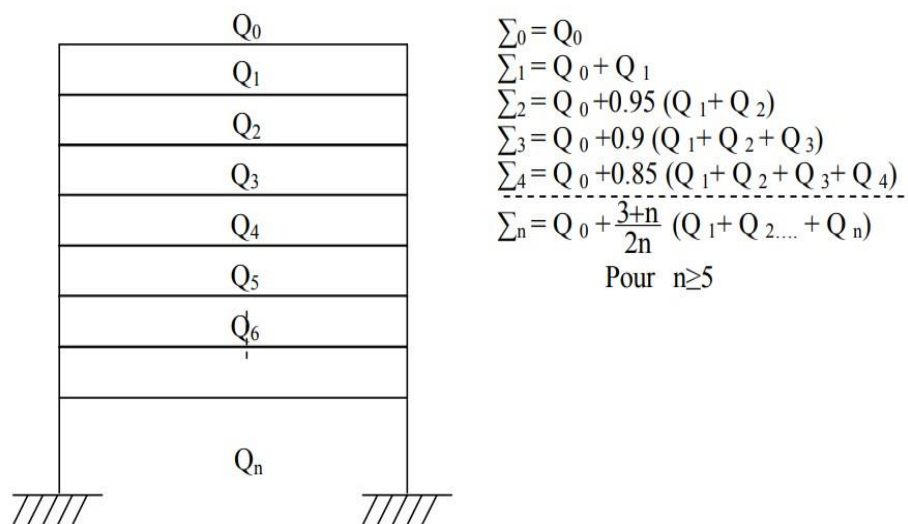


Figure II.9. Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

II.5.1. Coefficients de dégression de surcharges

Tableau II.9. Coefficients de dégression de surcharges.

Niveau	Terrasse	9ème	8ème	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1er	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65

Note : Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

II.5.2. Les Surcharges Cumulées

Tableau II.10. Les Surcharges Cumulées.

Niveaux	Opération
Terrasse	$Q_0 = 26.52 \text{ KN}$
9ème	$Q_0+Q_1 = 26.52+44,55 = 74,25 \text{ KN}$
8ème	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2) = 26.52+0,95(2 \times 44,55) = 114,34 \text{ KN}$
7ème	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3) = 26.52+0,9(3 \times 44,55) = 149,985 \text{ KN}$
6ème	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 26.52+0,85(4 \times 44,55) = 181,17 \text{ KN}$
5ème	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 26.52+0,8(5 \times 44,55) = 207,9 \text{ KN}$
4ème	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 26.52+0,75(6 \times 44,55) = 230,175 \text{ KN}$
3ème	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 26.52+0,71(7 \times 44,55) = 251,113 \text{ KN}$
2ème	$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 26.52+0,68(8 \times 44,55) = 272,052 \text{ KN}$
1er	$Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 26.52+0,66(9 \times 44,55) = 294,327 \text{ KN}$
RDC	$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}) = 26.52+0,65(10 \times 44,55) = 319,275 \text{ KN}$

II.5.3. Pré dimensionnement des poteaux

Remarque

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

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

Tableau II.11. Détermination des charges et surcharges.

Niveaux	Charge Permanentes (KN)					Q (KN)		Effort Normal Ns = G + Q (KN) G _{pot}	Section du Poteau cm ²	
	G _p	G _{pou}	G _{pot}	G _{tot}	G _{cu}	G _p	G _{pou}		G _{tot}	Section adoptée
10 ^{ème}	153,45	34,78	4,8	193,03	193,03	26,52	26,52	222,73	148,487	35X35
9 ^{ème}	152,75	34,78	4,8	192,33	385,36	44,55	74,25	459,61	306,406	35X35
8 ^{ème}	152,75	34,78	4,8	192,33	577,69	44,55	114,345	692,035	461,357	35X35
7 ^{ème}	152,75	34,78	4,8	192,33	770,02	44,55	149,985	920,005	613,337	40X40
6 ^{ème}	152,75	34,78	4,8	192,33	962,35	44,55	181,17	1143,52	762,347	40X40
5 ^{ème}	152,75	34,78	4,8	192,33	1154,68	44,55	207,90	1362,58	908,387	40X40
4 ^{ème}	152,75	34,78	4,8	192,33	1347,01	44,55	230,175	1577,185	1051,457	45X45
3 ^{ème}	152,75	34,78	4,8	192,33	1539,34	44,55	251,1135	1790,454	1193,636	45X45
2 ^{ème}	152,75	34,78	4,8	192,33	1731,67	44,55	272,052	2003,722	1335,815	45X45
1 ^{er}	152,75	34,78	4,8	192,33	1924	44,55	294,327	2218,328	1478,885	50X50
RDC	152,75	34,78	4,8	192,33	2116,33	44,55	319,275	2435,587	1623,725	50X50

Remarque

Suite aux dégâts constatés lors du séisme 21 Mai à Boumerdes, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et 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)

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

Poteaux	Conditions exigée par RPA	Valeur calculée	Observation
35x35	$\min(b, h) \geq 25$	$\min(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) = 35 \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\min(b, h) \geq 25$	$\min(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) = 40 \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\min(b, h) \geq 25$	$\min(b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) = 45 \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\min(b, h) \geq 25$	$\min(b, h) = 50$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) = 50 \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée
50x50 S/Sol	$\min(b, h) \geq 25$	$\min(b, h) = 50$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) = 50 \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{410}{20} = 20.5$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée

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 :

- ✓ $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow$ (en zone I et IIa)
- ✓ $\min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \rightarrow$ (en zone II et III)
- ✓ $\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b^1}{h^1} < 4$

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)**

Le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression lorsque cette dernière est élancée suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Le calcul des poteaux aux flambements, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

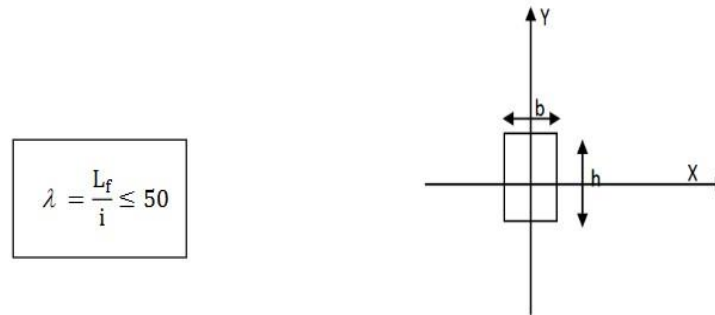


Figure II.10. Coupe de poteau.

Avec :

λ : Élancement du poteau.

L_f : la longueur de flambement $\rightarrow (L_f = 0,7 L_0)$

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

S : section transversal du poteau $\rightarrow (S = b \times h)$

L_0 : hauteur libre du poteau.

I : moment d'inertie du poteau $\rightarrow (I = \frac{bh^3}{12})$

$$\text{Ce qui nous donne : } \lambda = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{0,7L_0\sqrt{12}}{h}$$

Finalement : $\lambda = 2,425 \frac{L_0}{h}$

➤ **Vérification du flambement pour tous les poteaux**

Tableau II.13. Vérifications au flambement.

Niveau	Poteau	Diamètre (cm)	I_{min} (Cm ⁴)	Surface (Cm ²)	I_{min} (Cm ²)	L ₀ (cm)	L_f (m)	λ	$\lambda \leq 50$
9 ^{ème} 8 ^{ème}	Carré	35x35	125052.08	1225	10.103	306	214.2	21.20	Cv
7 ^{ème} 6 ^{ème} 5 ^{ème}	Carré	40x40	213333.33	1600	11.547	306	214.2	18.55	Cv
4 ^{ème} 3 ^{ème} 2 ^{ème}	Carré	45x45	341718.75	2025	12,990	306	214.2	16.49	Cv
RDC 1 ^{er}	Carré	50x50	520833.33	2500	14.434	306	214.2	14.84	Cv
S/Sol	Carré	50x50	520833.33	2500	14,43	410	287	19.88	Cv

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

II.6. 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 : $h_t = 20 + 5 = 25$ cm
- ✓ Epaisseur de dalle pleine : $e = 15$ cm
- ✓ Epaisseur des voiles : $e_p = 20$ 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 : (50×50) cm²
- ✓ Poteaux RDC, 1er étage : (50×50) cm²
- ✓ Poteaux 2ème, 3ème et 4ème étage : (45×45) cm²
- ✓ Poteaux 5ème, 6ème, 7ème étage : (40×40) cm²
- ✓ Poteaux 8ème, 9ème étage : (35×35) cm²

Remarque

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

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation.

III.2. Calcul de l'Acrotère

III.2.1. 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. Son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « $Q = 1 \text{ KN}$ » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

III.2.2. 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.2.3. Dimensionnement

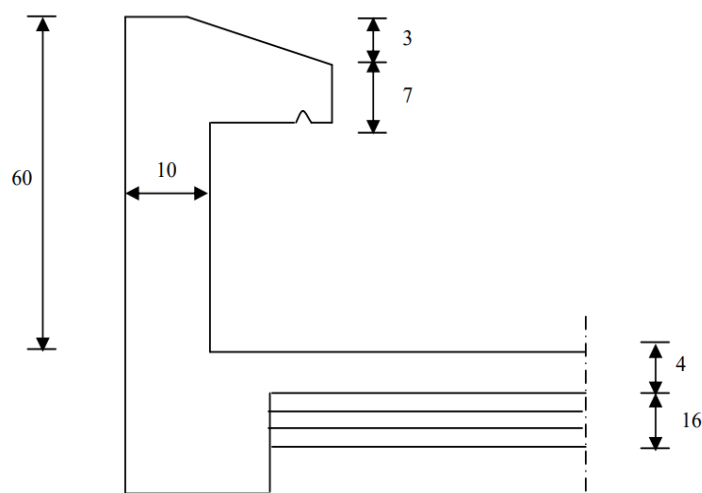


Figure III.1. Coupe verticale d'un acrotère.

- Hauteur = 60cm.
- Epaisseur = 10cm.

➤ La surface :

$$S = (0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \left(0.10 \times \frac{0.03}{2}\right) = 0.0685m^2$$

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S \times 1m$$

$$G = 25 \times 0.0685 = 1.71 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

III.2.4. Calcul des efforts internes

On a les charges permanente et d'exploitation de l'acrotère :

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

➤ Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$MQ = Q \times H = 1 \times 0.60 \times 1mL = 0.60 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$T = Q \times 1mL = 1 \times 1ml = 1 \text{ KN}$$

➤ Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1ml = 1.71 \text{ KN}$$

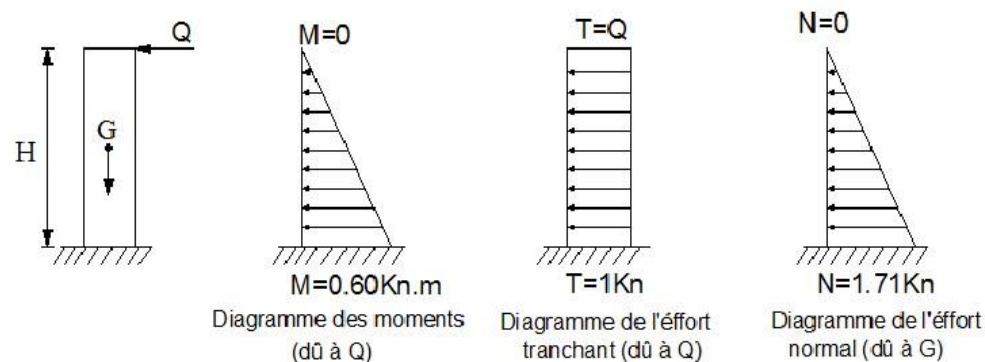


Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes

Figure III.2. Diagramme des efforts internes.

III.2.5. 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

$$A = 0.15 \quad (\text{tableau 4-1 du RPA 99/2003})$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varient entre 0.3 et 0.8

C_p : Éléments en console :

$$C_p = 0.8 \quad (\text{6-1 du RPA 99/2003})$$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 1.71 \text{ KN/mL}$$

Alors :

$$f_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.71 = 0.82 \leq Q = 1 \text{ KN}$$

→ la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

III.2.6. Combinaison des charges

A l'ELU : La combinaison de charge est : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

➤ L'effort normal :

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times NQ = 1.35 \times 1.71 + 1.5 \times 0 = 2.30 \text{ MPa}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

➤ Moment de flexion :

$$M_u = 1.5 \times MQ = 1.5 \times 0.60 = 0.9 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : La combinaison de charge est : $q_s = G + Q$

➤ L'effort normal :

$$N_s = NG + NQ = G = 1.71 \text{ KN}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_s = TQ = 1 \text{ KN}$$

➤ Moment de flexion :

$$M_s = MQ = 0.60 \text{ KN.m}$$

III.2.7. 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 « $b = 100\text{cm}$ » .

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

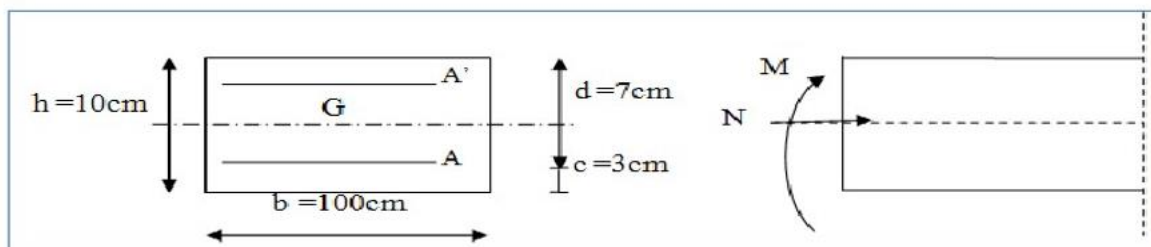


Figure III.3. Répartition des effort externes.

Figure III.4. Schéma des armatures.

Avec :

- h : épaisseur de la section.
- c et c' : l'enrobage.
- $d = h - c$: hauteur utile.

➤ **Calcul à L'ELU**

✓ **Calcul de l'excentricité**

$$eu = \frac{MU}{NU} = \frac{0.9}{2.30} = 39.1 \text{ cm}$$

Avec :

- M_u : moment dus à la compression.
- N_u : effort de compression.
- eu : excentricité.

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

=> 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 :

$eu > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ 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 Mf , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➤ **Calcul en flexion simple**

✓ **Moment fictif**

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

$$Mf = Nu \times \left[eu + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

Avec :

$$Mf = 2.30 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.943 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment réduit**

$$\mu = \frac{Mf}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{0.943 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

Avec :

$$fbu = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$u = 0.013 < ul = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée (SSA).}$$

D'après le tableau :

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.993$$

Remarque

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

✓ **Armatures fictives**

$$Af = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.943 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des armatures réelles (en flexion composée)**

✓ **Armatures principale**

$$A = Af - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.30}{348 \times 10^{-1}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$As = 0 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELU**

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

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

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 :

$$A_{St} = A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :

$$A_{St} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Avec un espacement : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement : } St = 20 \text{ cm}$$

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

La vérification s'effectue à l'ELU, nous avons une fissuration préjudiciable.

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

τ_u : contrainte de cisaillement qui doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

Avec :

V_u : effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ La condition est 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.

➤ 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 l'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

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

Avec :

ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

n : nombre de barres.

L'acier utilisé est le **FeE400**

Ψ : Coefficient de scellement

$$\Psi = 1.5 \quad (\text{acier de haute adhérence})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.5} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

✓ **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 »

⇒ Pour $FeE500$ ⇒ $L_s = 50\phi$ et les ronds lisses.

⇒ Pour $FeE400$ ⇒ $L_s = 40\phi$.

Dans notre cas : $FeE400$ ⇒ $L_s = 40 \times 0.8 = 32cm$.

on opte pour $L_s = 35cm$

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

⇒ **Armature principale**

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 10, 33 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

⇒ **Armature de répartition**

$$St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 10, 45 \text{ cm}) = \min(40cm, 45cm) = 40cm$$

On prend : $S_{\square} = 20cm < 40cm$

➤ 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 : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$:
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{st} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{bc} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

➤ Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art A.4.5.3.3 BAEL91/99)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110\sqrt{nft_{28}})\right\}$$

Fissuration préjudiciable : $n = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266.6; \max(200, 201.63)\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266.6; \max(200, 201.63)\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266.6; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times Ast}$$

β_1 est en fonction de ρ

$$\rho = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.9155$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.60 \times 10^3}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 46.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**
(Art A.4.5,2BAEL91/99)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

On a :

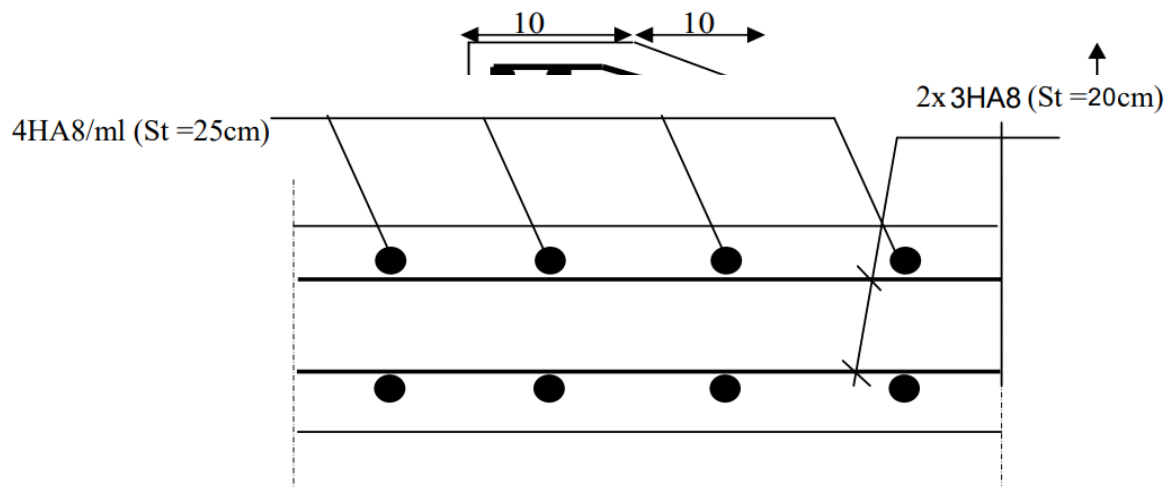
$$\rho = 0.287 \Rightarrow k_1 = 44.17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.58}{44.17} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion

- ⇒ Armatures principales : **4HA8** espacées de 25cm.
- ⇒ Armatures de répartition : **3HA8** espacées de 20cm.

Ferraillage de L'acrotère :



Coupe A-A

III.3. Calcul des planchers en corps creux

III.3.1 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.

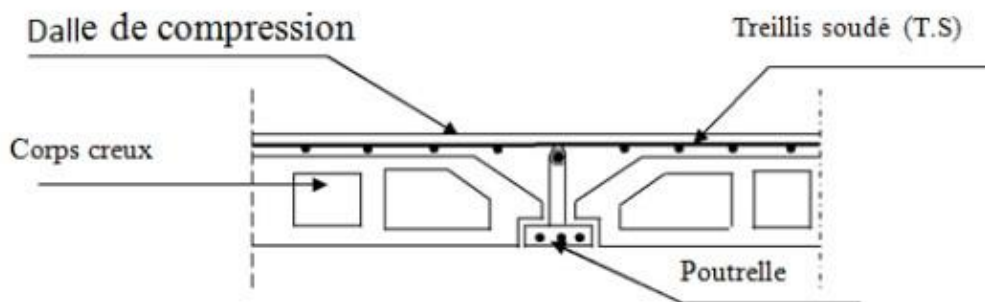


Figure III.6. Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.3.2 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de «5 cm » d'épaisseur, Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520, $\emptyset \leq 6 \text{ mm}$) dont les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par l'article suivant : [BAEL91/B.6.8.423] :

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p. m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3 p. m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,423)**

$$A \perp \geq \frac{200}{f_e} \quad \Leftrightarrow \text{pour } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A \perp \geq \frac{4l}{f_e} \quad \Leftrightarrow \text{pour } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

$A \perp$: cm^2 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 : $A \perp = 6T6 = 1.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec un espacement de 15 cm .

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A = \frac{A \perp}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 6T6 = 1.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec un espacement de 15 cm .

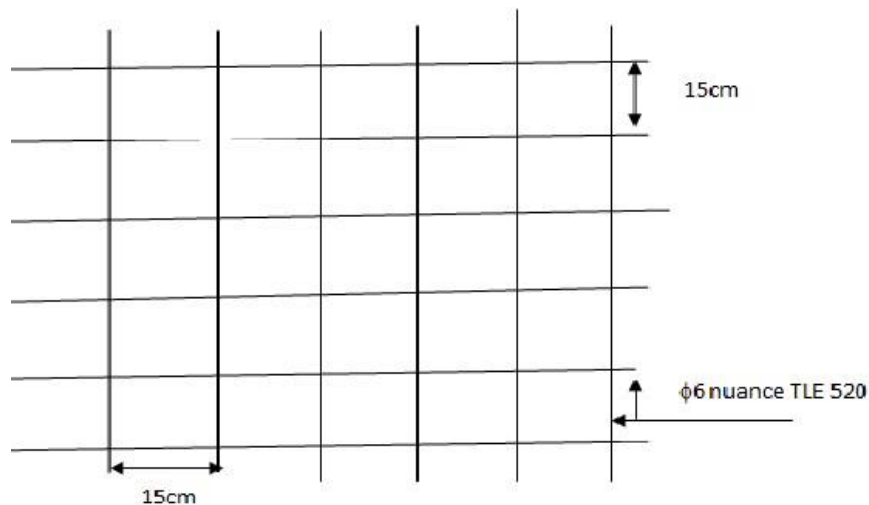


Figure III.7. Treillis soudées de $15 \times 15 \text{ cm}^2$

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.3.3 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 :

- **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

- **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 :

III.3.4. Dimensionnement des poutrelles

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

$H = (20 + 5)$: 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

$$b^1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

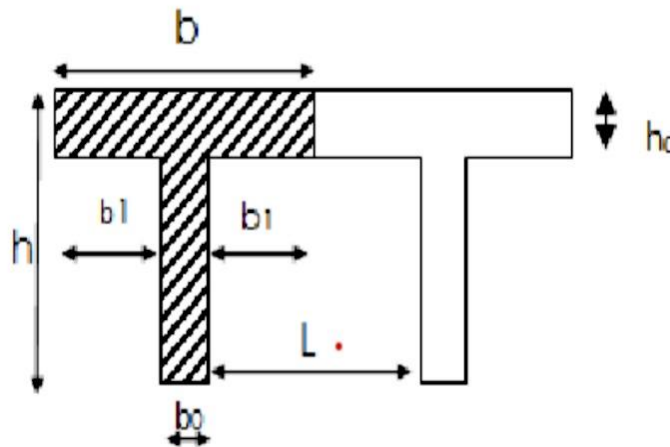


Figure III.8. Surface revenant aux poutrelles.

Remarque

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, c-à-d celui qui porte la plus grande surcharge. Dans notre cas c'est le plancher à usage commercial. Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

Avant et après coulage de la dalle de compression.

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 kN/m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

➤ Chargement

⇒ Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

⇒ Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$

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

Avec :

$l = 65 \text{ cm}$ → largeur de corps creux

$G = G^1 + G^2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ → Poids total

➤ Ferrailage à l'état limite ultime

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

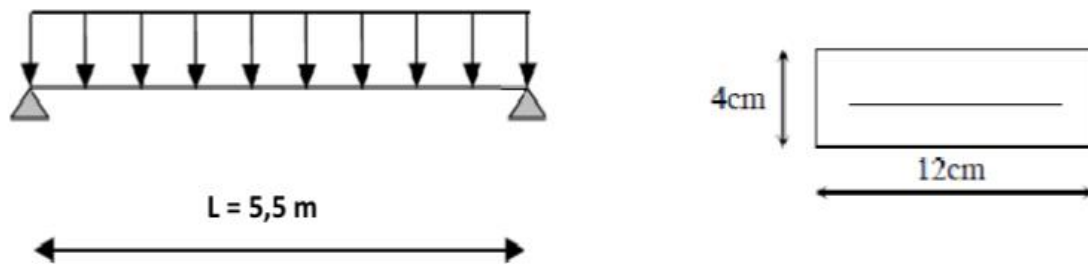


Figure III.9. Schéma statique de la poutrelle.

➤ Combinaisons de charges

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

⇒ Calcul du moment en travée :

$$M_{\text{tr}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 5.5^2}{8} = 9.45 \text{ KN.m}$$

⇒ Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.5}{2} = 6.87 \text{ KN}$$

⇒ Calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{M_{\text{tr}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.45 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 13.8 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{La section est doublement armée (SDA)}$$

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 ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), 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 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.

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 «T» encadrée 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).

➤ Dimensionnement de la poutrelle

✓ Poids des planchers repris par la poutrelle

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

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

Tableau III.1. Poids des planchers repris par la poutrelle

Niveau	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
			q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5,79	1	6.05	4,41
Etage courant	5,76	1,5	6.51	4,72
RDC	5,76	1,5	6.51	4.72

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher de l'étage courant. $q_u = 6.51 \text{ KN/ml}$

$$q_s = 4.72 \text{ KN/ml}$$

• 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 : $Q \leq \max \{2G ; 5KN/ml\}$
- 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 : $Q \leq \max \{2G, 5KN\}$

➤ **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 :

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

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1.625 KN/ml.$$

$$2G = 2(5,79 \times 0,65) = 7,527 KN/m^2 .$$

$$Q = 1,625 KN/m^2 < 7.527 KN/m^2 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \longrightarrow **La condition est vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

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

$$\Rightarrow \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{550}{550} = 1$$

$$\Rightarrow \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{340}{550} = 0,91 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{340}{340} = 1$$

- 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**

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

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

L : Longueur entre nus d'appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\Rightarrow M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w+M_e}{2}$$

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

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

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.
- $0,3 M_0$ pour les appuis de rive.

Dans notre cas nous avons trois types de travées à étudier.

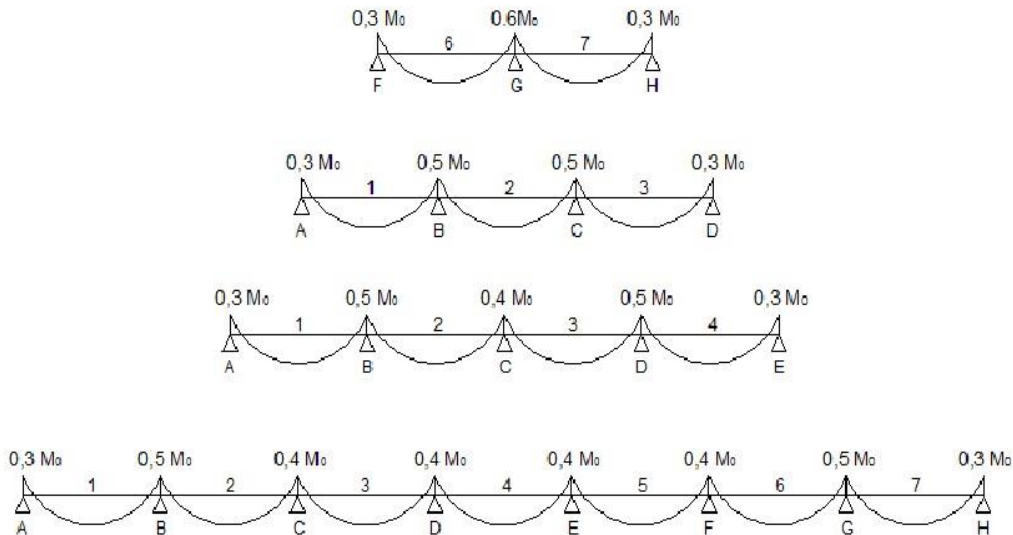


Figure III.10. Diagramme des moments des poutres continues.

✓ Application

➤ Combinaison de charge

A l'ELU : $q_u = 6,51 \text{ kN/ml}$

➤ **Calcul des rapports des charges**

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

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.76+1.5} = 0,206 < \frac{2}{3}$$

Tableau III.2. Calcul des rapports des charges.

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$1 + 0,3 \alpha$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$
0,206	1.062	0.531	0.631

Etude du Cas 1 :

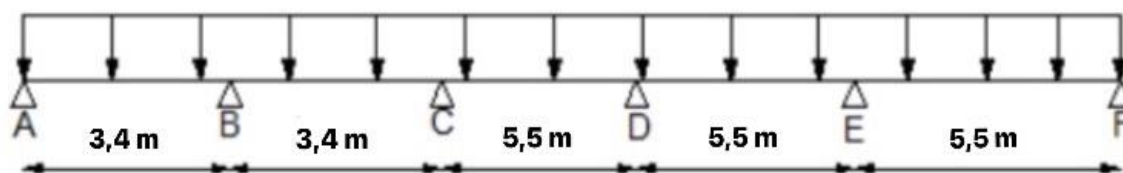


Figure III.11. Schéma statique de la poutre reposant sur six appuis.

➤ **Calcul des moments isostatiques**

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

$$M_{02} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{1,5 \times 5,5^2}{8} = 5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{1,5 \times 5,5^2}{8} = 5,67 \text{ KN.m}$$

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

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

➤ **Calcul des moments sur appuis**

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

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

$$M_C = 0,4 \text{ Max}(M_{02}, M_{03}) = 0,4 M_{02} = 2,27 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max}(M_{03}, M_{04}) = 0,4 M_{03} = 2,27 \text{ KN.m}$$

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

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

➤ **Calcul des moments en travées**

⇒ **Travée de rive**

• **Travée A-B**

$$Mt_{AB} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = (1,062 \times 5,67) - \frac{1,70 + 2,83}{2} = 3,76 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,631 \times 5,67 = 3,58 \text{ KN.m}$$

⇒ Soit : $Mt_{AB} = 3,76 \text{ KN.m}$

• **Travée E-F**

$$Mt_{EF} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{04} - \frac{M_E + M_F}{2} = (1,062 \times 2,16) - \frac{1,08 + 0,64}{2} = 1,43 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{EF} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{05} = 0,631 \times 2,16 = 1,36 \text{ KN.m}$$

⇒ Soit : $Mt_{EF} = 1,43 \text{ KN.m}$

⇒ **Travée intermédiaire**

• **Travée B-C**

$$Mt_{BC} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = (1,062 \times 5,67) - \frac{2,83 + 2,27}{2} = 3,47 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_{02} = 0,531 \times 5,67 = 3,01 \text{ KN.m}$$

⇒ Soit : $Mt_{BC} = 3,47 \text{ KN.m}$

• **Travée C-D**

$$Mt_{CD} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = (1,062 \times 5,67) - \frac{2,27 + 2,27}{2} = 3,75 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_{03} = 0,531 \times 5,67 = 3,01 \text{ KN.m}$$

⇒ Soit : $Mt_{CD} = 3,75 \text{ KN.m}$

• **Travée D-E**

$$Mt_{DE} \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = (1,062 \times 2,16) - \frac{2,27 + 1,08}{2} = 0,62 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_{04} = 0,531 \times 2,16 = 1,14 \text{ KN.m}$$

⇒ Soit : $Mt_{DE} = 1,14 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec: $\theta(x=0) = \frac{q_u \times L}{2}$ 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**

$$T_A = \frac{6,51 \times 3,4}{2} + \frac{-2,83 + 1,70}{3,4} = 10,73 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{6,51 \times 3,4}{2} + \frac{-2,83 + 1,70}{3,4} = -11,40 \text{ KN.}$$

• **Travée B-C**

$$T_B = \frac{6,51 \times 3,4}{2} + \frac{-2,27 + 2,83}{3,4} = 11,23 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{6,51 \times 3,4}{2} + \frac{-2,27 + 2,83}{3,4} = -10,90 \text{ KN.}$$

• **Travée C-D**

$$T_C = \frac{6,51 \times 5,5}{2} + \frac{-2,27 + 2,27}{5,5} = 17,90 \text{ KN.}$$

$$T_D = -\frac{6,51 \times 5,5}{2} + \frac{-2,27 + 2,27}{5,5} = -17,90 \text{ KN.}$$

• **Travée D-E**

$$T_D = \frac{6,51 \times 5,5}{2} + \frac{-1,08 + 2,27}{5,5} = 18,11 \text{ KN.}$$

$$T_E = -\frac{6,51 \times 5,5}{2} + \frac{-1,08 + 2,27}{5,5} = -17,68 \text{ KN.}$$

- **Travée E-F :**

$$T_E = \frac{6,51 \times 5,5}{2} + \frac{-0,64 + 1,08}{5,5} = 17,98 \text{ KN.}$$

$$T_F = -\frac{6,51 \times 5,5}{2} + \frac{-0,64 + 1,08}{5,5} = -17,82 \text{ KN.}$$

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

Tableau III.3. Les valeurs des efforts tranchants du cas 1.

Travées	$M_0(KN.m)$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$T_i (KN)$ $X=0$	$T_{i+1}(KN)$ $X=L$
AB	5,67	1,70	2,83	3,76	10,73	-11,40
BC	5,67	2,83	2,27	3,47	11,23	-10,90
CD	5,67	2,27	2,27	3,75	17,90	-17,90
DE	2,16	2,27	1,08	1,14	18,11	-17,68
EF	2,16	1,08	0,64	1,43	17,98	-17,82

Etude du Cas 2 :

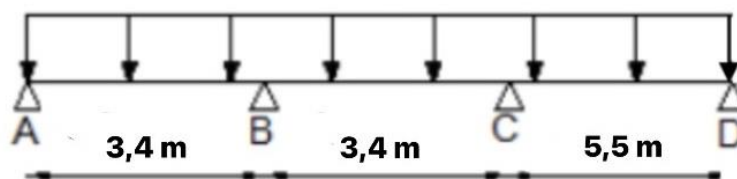


Figure III.12. Schéma statique de la poutre reposant sur quatre appuis.

Tableau III.4. Les valeurs des efforts tranchants du cas 2.

Travées	$M_0(KN.m)$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$T_i (KN)$ $X = 0$	$T_{i + 1} (KN)$ $X = L$
AB	2,16	0,648	1,08	1,43	10,94	-11,19
BC	2,16	1,08	2,83	1,15	10,55	-11,58
CD	5,67	2,83	1,70	3,76	18,11	-17,70

Etude du Cas 3 :

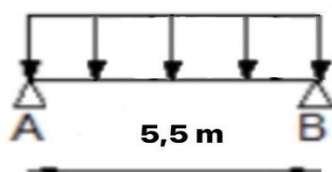


Figure III.13. Schéma statique de la poutre reposant sur deux appuis.

Tableau III.5. Les valeurs des efforts tranchants du cas 3.

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	1,70	1,70	4,32	4,32	17,90	-17,90

➤ Calcul des armatures a L'ELU

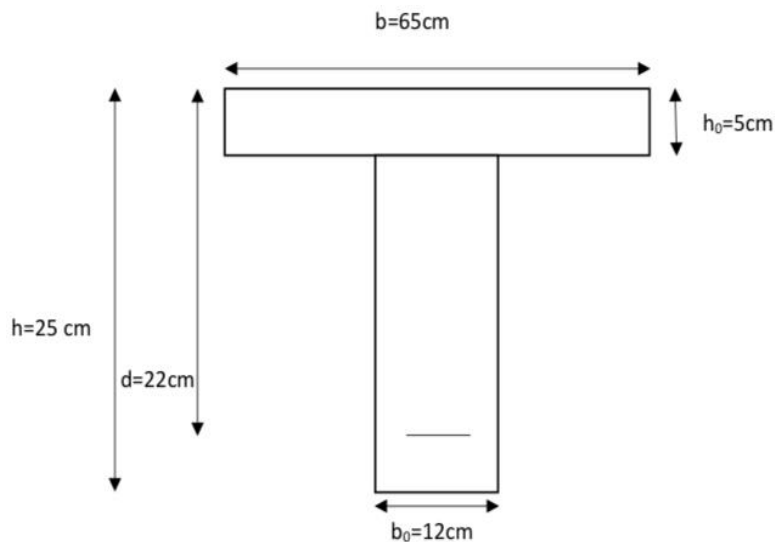


Figure III.14. Section en

✓ Armatures longitudinale

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_{max}^t = 4,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^a = 4,32 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T 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 : $M_{max}^t = M_{AB}^t = 4,32 \text{ kN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,22 - \frac{0,05}{2}\right) = 89,99 \text{ KN.m}$$

$M_{max}^t = 4,32 \text{ KN.m} < M = 89,99 \text{ KN.m} \Rightarrow$ 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 (65×25).

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,32 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14,2} = 0,010$$

$$\mu_b = 0,010 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995 \rightarrow 1000\varepsilon_s = 10$$

$$A_{\text{req}} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,32 \times 10^3}{0,995 \times 22 \times 348} = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA10 = 2,36 cm²**.

\Rightarrow 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 $h = 25 \text{ cm}$.

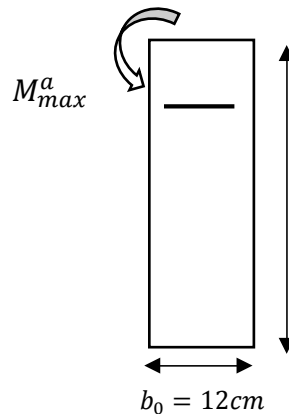


Figure III.15. Coupe schématique de la poutrelle (appuis).

Le moment max : $M_{max}^a = 4,32 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,32 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14,2} = 0,052$$

$$\mu_b = 0,052 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{\text{req}} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,32 \times 10^3}{0,973 \times 22 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

On adopte : **1HA12 = 1,13 cm²**.

✓ **Armatures transversales**

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

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}; 12; \frac{12}{10}\right) = 0,714$$

On choisit un cadre **2Ø8** avec $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

✓ **Espacement des cadres**

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

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

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

Conclusion

- ⇒ En travée $A_{st} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$.
- ⇒ En appui $A_{st} = 1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2$.
- ⇒ Les armatures transversales : $A_{st} = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérifications à l'ELU**

✓ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (A.4.2 BAEL91/99)**

• **Calcul de la section minimale**

⇒ **En travée**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

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

⇒ **Aux appuis**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

✓ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(0.133 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec : $T_u = 18,11 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{18,11 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.68 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Alors, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{18,11 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 37,68} = 2,42 \text{ MPa}$$

Avec :

Ψ : coefficient de scellement

$\Psi = 1,5$ (acier de haute adhérence)

ΣU_i : somme des périmètres utiles des armatures

$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3.14 \times 12 = 37,68 \text{ mm}$

$\tau_{se} = 2,42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres.

✓ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313)

\Rightarrow Au niveau des appuis de rive

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{2 \times V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\tau_u = \frac{2 \times 18,11 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} = 1,52 \text{ MPa} < \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

→ **La condition est vérifiée.**

⇒ **Au niveau des appuis intermédiaires**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{0,8 \times 0,9 \times d \times f_{c28} \times b_0}{2 \times \gamma_b}$

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

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

$$T_{max} = 18,11 \text{ KN} \leq 158,4 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ **Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. 5.1, 321)**

$$T_{max} = 17,98 \text{ KN} \leq 158,4 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

⇒ **Au niveau des appuis de rive**

On doit vérifier que : $A \geq V_u^{max} - \frac{M_u^{max}}{0,9 \times d} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Avec : $T^{max} = 18,11 \text{ KN}$

$$M^{max} = 0,64 \text{ KN.m}$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > \left(18,11 - \frac{0,64}{0,9 \times 0,22} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = 0,42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

⇒ **Au niveau des appuis intermédiaires**

On doit vérifier que : $A \geq V_u^{max} - \frac{M_u^{max}}{0,9 \times d} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Avec : $T^{max} = 17,98 \text{ KN}$

$$M^{max} = 4,32 \text{ KN.m}$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > \left(18,11 - \frac{4,32}{0,9 \times 0,22} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ pour HA

⇒ **La longueur de scellement droit**

$$L_s = \varphi \times \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,33 \varphi \text{ cm}$$

Pour $\emptyset = 10 \text{ mm} \rightarrow L_s = 35,33 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } L_s = 40 \text{ cm}$

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 :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} \rightarrow L_c = 16 \text{ cm}$$

Avec :

L_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage

✓ **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. A.5.1,322)**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{2 \times 17,98 \times 10^3 \times 25}{400 \times 0,9 \times 220} = 11,35 \leq \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,66 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{T(b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{17,98 \times 10^3 \times 530}{1,8 \times 650 \times 220 \times 40} = 0,925$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

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

➤ 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 leurs 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 : $\frac{q_s}{q_u}$

$$\Rightarrow \text{A l'ELU} : q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,51 \text{ kN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{A l'ELS} : q_s = G + Q = 4,72 \text{ kN/ml.}$$

$$D'ou : \frac{q_s}{q_u} = \frac{4,72}{6,51} = 0,725$$

- **Moment aux appuis : $Ma \times 0,725$.**

Nœuds	A	B	C	D	E	F
M_{appuis} (KN.m)	1,23	2,05	1,64	1,64	0,78	0,46

- **Moment en travée : $Mt \times 0,725$.**

Travée	[A-B]	[B-C]	[C-D]	[D-E]	[E-F]
M_{t(x)} (KN.m)	2,72	2,51	2,71	0,82	1,03

- **Calcul des efforts tranchant : $T_i \times 0,725$.**

Travée	[A-B]	[B-C]	[C-D]	[D-E]	[E-F]
T_i (KN)	7,7	8,14	12,87	13,13	13,03
T_{i+1} (KN)	-8,26	-7,90	-12,87	-12,82	-12,92

✓ Etat limite de la compression du béton

Contrainte dans les aciers :

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

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

⇒ **En travée :**

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

• **Contrainte dans les aciers**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 22} = 0,901$$

$$\beta_1 = 0,866$$

$$K_1 = 22,31$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{22,31} = 0,044$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{2,72 \times 10^3}{0,866 \times 22 \times 2,36} = 60,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} = 0,044 \times 60,49 = 26,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

• **Contrainte dans les aciers**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 22} = 0,594$$

$$\beta_1 = 0,885$$

$$K_1 = 28,86$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,86} = 0,035$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{2,05 \times 10^3}{0,885 \times 22 \times 1,57} = 67,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 67,06 = 2,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **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 :

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{22.5} \\ \Leftrightarrow \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \Leftrightarrow \frac{A_s}{b_0} &\leq \frac{3.6}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 4.72 \times \frac{5.5^2}{8} = 17,85 \text{ KN.m}$$

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.

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow \frac{25}{550} = 0.045 &\geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{La condition est vérifiée} \\ \Leftrightarrow \frac{25}{550} = 0.045 &\geq \frac{2.72}{15 \times 17,85} = 0.010 \rightarrow \text{La condition est vérifiée} \\ \Leftrightarrow \frac{0.5}{12 \times 22} = 1.89 \times 10^{-3} &\leq \frac{3.6}{400} = 9 \times 10^{-3} \rightarrow \text{La condition est vérifiée} \end{aligned}$$

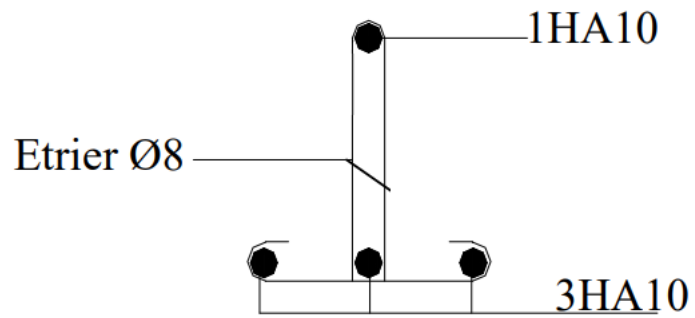
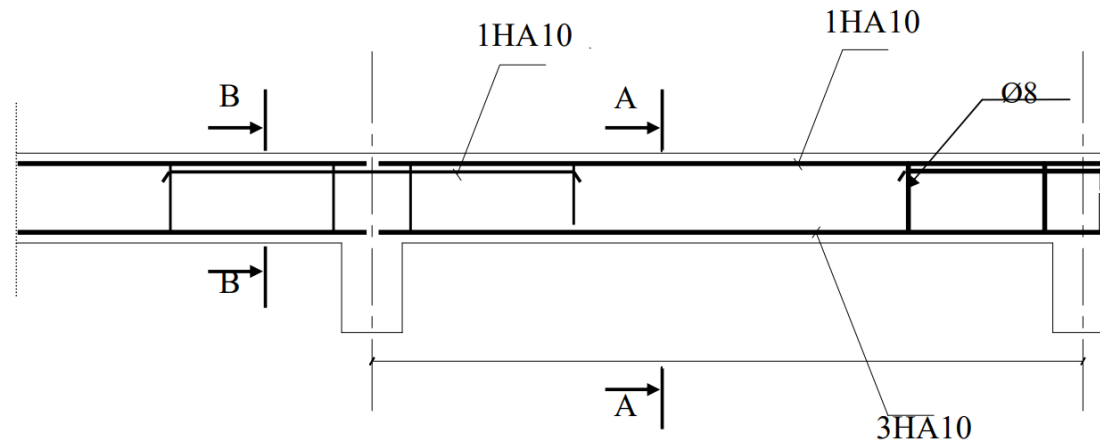
On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

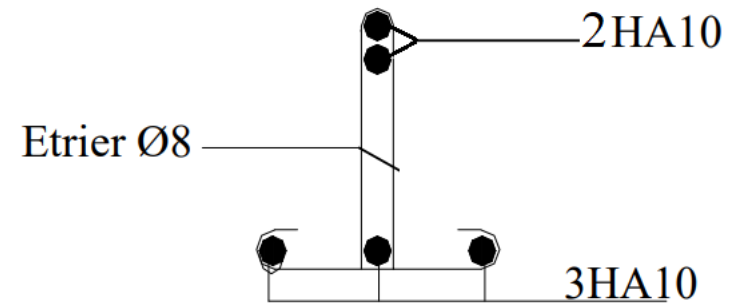
Après toute vérification, nous avons gardé le ferrailage suivant :

- ⇒ En travée $A_{st} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$.
- ⇒ En appui : $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$.
- ⇒ Les armatures transversales : $A_{st} = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 15 cm

Ferrailage de la poutrelle :



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B

III.4. 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 $h = 1,50 \text{ m}$, 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 1 ml , dont la section est assimilée à la flexion simple.

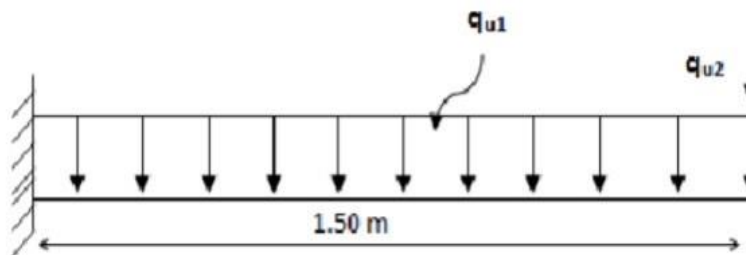


Figure III.16. Schéma statique du Balcon.

- 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 10 cm d'épaisseur.

III.4.1. Dimensionnement du balcon

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

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

III.4.2. Détermination des charges et surcharges du balcon

- Charge permanente : $G = 5,14 \text{ kN / m}^2$
- Charge concentrée : $G = 1,30 \text{ kN / m}^2$

Tableau III.6. Charge concentrée sur le balcon due au poids.

N	Désignation	Epaisseur	Poids 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
Gtotal				1,62

- **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.4.3. Les combinaisons des charges

$$\Rightarrow \text{A L'ELU} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_{u1} = (1,35 G_1 + 1,5 Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 5,14 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{ml} = 12,18 \text{ kN/m.}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1,30 = 1,76 \text{ kN/m.}$$

$$\Rightarrow \text{A L'ELS} : G + Q .$$

$$q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1\text{ml} = (5,14 + 3,5) \times 1\text{ml} = 8,64 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{s2} = G_2 \times 1\text{ml} = 1,30 \times 1\text{ml} = 1,30 \text{ kN/ml.}$$

III.4.4. Calcul des efforts

➤ **Les moments**

$$\Rightarrow \text{A L'ELU}$$

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} = \frac{12,18 \times 1,5^2}{2} = 13,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1,76 \times 1,5 = 2,64 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = M_{qu1} + M_{qu2} = 13,70 + 2,64 = 16,34 \text{ KN.m}$$

⇒ A'ELS

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8,64 \times 1,5^2}{2} = 9,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1,30 \times 1,5 = 1,95 \text{ KN.m}$$

$$M_s^t = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 9,72 + 1,95 = 11,67 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts tranchants

⇒ A'ELU : $V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,18 \times 1,5 + 1,76 = 20,03 \text{ KN}$.

⇒ A'ELS : $V_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8,64 \times 1,5 + 1,30 = 14,26 \text{ KN}$.

III.4.5. Ferrailage

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

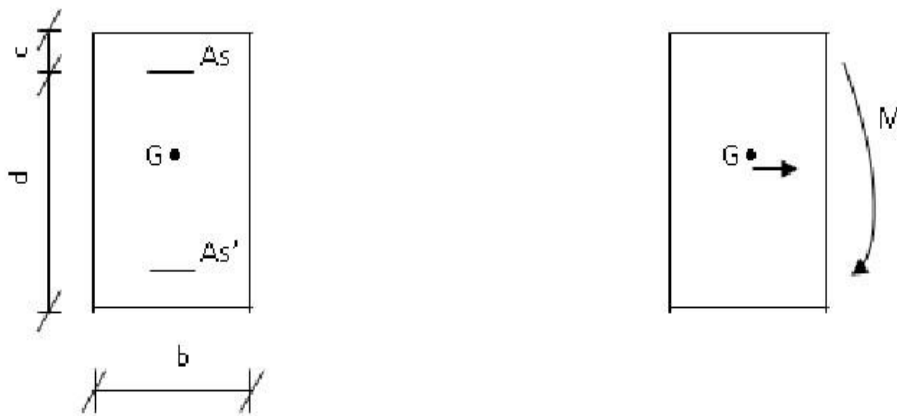


Figure III.17. Section de balcon.

Avec :

h : Epaisseur de la section ($h = 15 \text{ cm}$).

b : Largeur de la section ($b = 100 \text{ cm}$).

c : Enrobage ($c = c' = 3 \text{ cm}$).

d : Hauteur utile ($h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$).

➤ **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{16,34 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,080.$$

$$\mu = 0,080 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armé.}$$

$$\mu = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$\mu = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,34 \times 10^3}{0,958 \times 12 \times 348} = 4,08 \text{ cm}^2.$$

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**

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

➤ **Vérification à L'ELU**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)**

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

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

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

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

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa et : } \Psi = 1,5 \text{ HA.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{20,03 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 175,8} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91)**

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

$$\tau_u = \frac{20,08 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

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

✓ Vérification de l'écartement des barres

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

$$St = 25 cm < 33cm$$

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

$$St = 25 cm < 45 cm$$

➤ Vérification à L'ELS

✓ Vérification des contraintes à l'ELS

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 12} = 0,512 \rightarrow \beta_1 = 0,892 \rightarrow K_1 = 31,30.$$

✓ Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{266,67 ; 201,63\} = 201,63 MPa$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{11,67 \times 10^6}{0,892 \times 120 \times 615} = 177,27 MP.$$

$$\sigma_s = 177,27 MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

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

✓ Vérification des contraintes dans le béton

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{177,27}{31,30} = 5,66 MPa$$

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

✓ 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 :

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

$$\Leftrightarrow \frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{11,67}{10 \times 11,67} = 0,1 \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

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

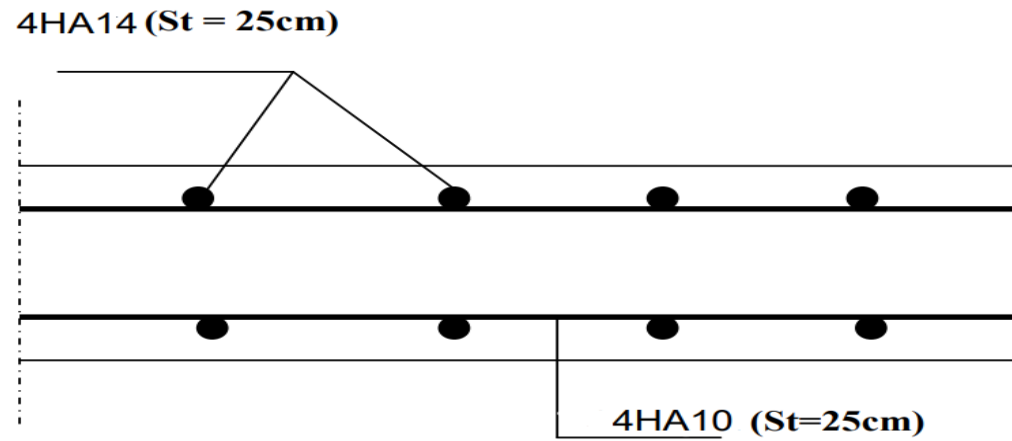
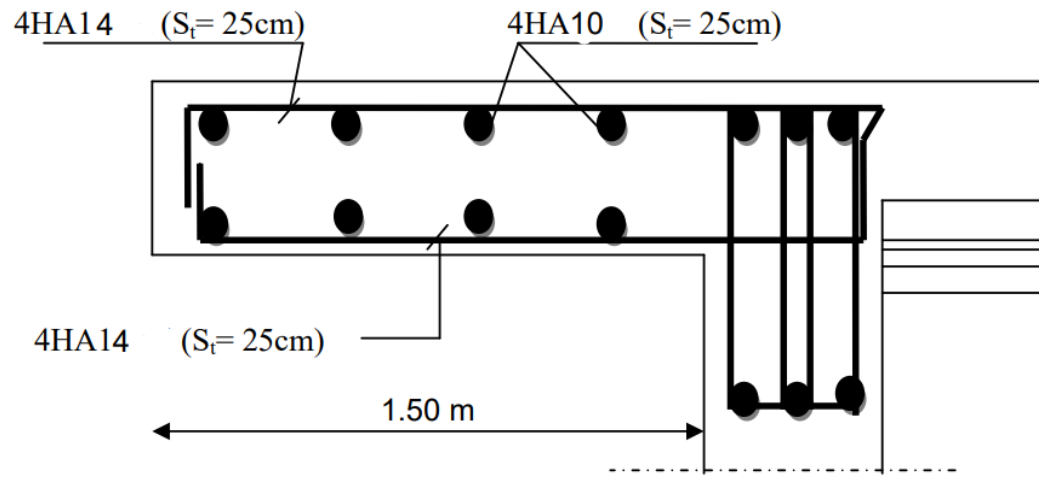
Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

\Leftrightarrow **Armatures principales : 4HA14 ($S_t = 25 \text{ cm}$).**

\Leftrightarrow **Armatures de répartition : 4HA10 ($S_t = 25 \text{ cm}$).**

Ferrailage de balcon :



Coupe A-A

III.5. Les escaliers

III.5.1 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**).

III.5.2. 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 66
- **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.

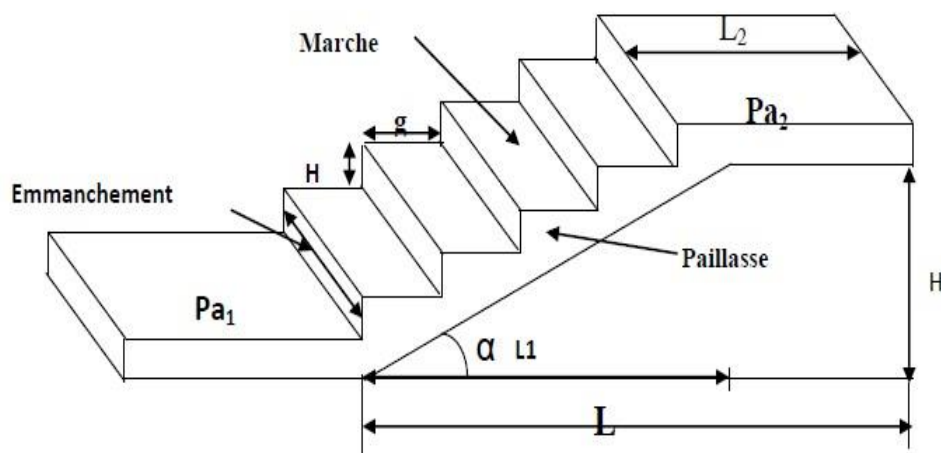


Figure III.18. Schéma de l'Escalier.

III.5.3. Pré-dimensionnement de l'escalier

✓ Escalier étage courant et RDC

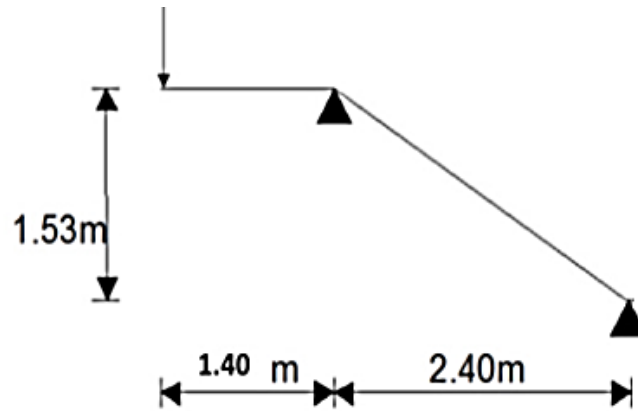


Figure III.19. Schéma statique de l'Escalier d'étage courant et RDC.

➤ Volée ($h = 1,53 \text{ m}$)

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 :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

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

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

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

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

Soit :

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

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

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

⇒ **Relation de BLONDEL**

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 64 \text{ cm}$$

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

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

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **La paille**

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

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

Avec : L longueur réelle du palier et de la paille : $L = L_1 + L_2$.

$$\text{On a : } \cos \alpha = \frac{1}{L_1} \rightarrow L_1 = \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

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

✓ Escalier du sous-sol

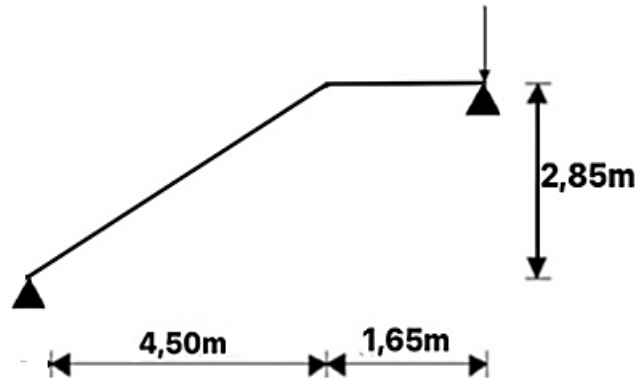


Figure III.20. Schéma statique de l'escalier du sous-sol.

➤ Volée ($h = 2,85 \text{ m}$)

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

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

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

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

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{h_t}{h}$

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

Soit :

$$H_t = 285 \text{ cm}$$

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

$$n = \frac{285}{17} = 17 \rightarrow \text{le nombre de marche } m = 17 - 1 = 16$$

⇒ **Relation de BLONDEL**

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 64 \text{ cm}$$

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

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

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **La paille**

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

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

Avec : L longueur réelle du palier et de la paille : $L = L_1 + L_2$.

$$\text{On a : } \cos \alpha = \frac{1}{L_1} \rightarrow L_1 = \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{285}{280} = 1,017 \rightarrow \alpha = 45,48^\circ$$

Donc :

$$L_1 = \frac{280}{\cos 45,48} = 399,34 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } L = L_1 + L_2 = 399,34 + 145 = 484 \text{ cm}$$

• **L'épaisseur de la paille est**

$$\frac{484}{30} \leq e_p \leq \frac{484}{20}$$

$$16,13 \text{ cm} \leq e_p \leq 24,2 \text{ cm}$$

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

Remarque

Ferraillage de l'escalier du sous-sol : nous calculons le ferraillage avec les sollicitations max, qui sont données par la volée la plus longue, et nous adoptons le même ferraillage pour tout l'escalier.

Ferraillage de l'escalier des étages courants et du Rez-de-chaussée : les deux volées sont de longueur égale. Nous calculons le ferraillage avec les sollicitations max, et nous adoptons le même ferraillage pour tout l'escalier.

✓ **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**

Tableau III.7. La charge revenant au 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	

✓ **La pailleasse**

Tableau III.8. La charge revenant à la pailleasse.

Élément	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	

III.5.4. Calcul des efforts internes

- **Les charges concentrées (mur)**

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

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

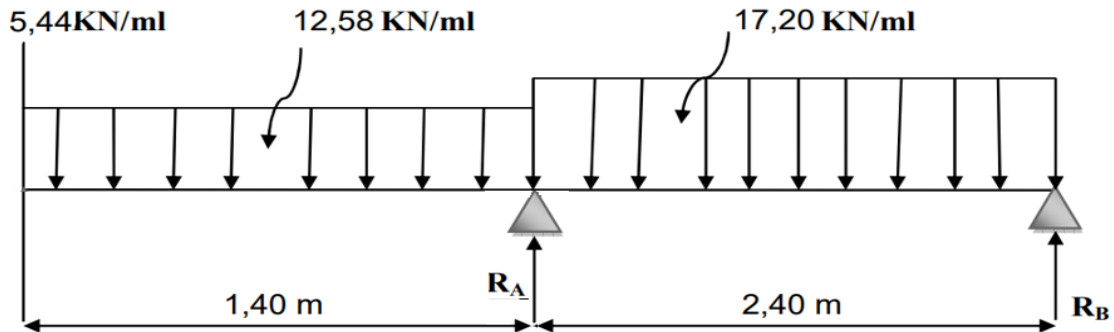
- **La combinaison des charges**

Tableau III.9. Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS.

	ELU: $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m [kN/m]}$	ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m [kN/m]}$
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	$P_u = (1.35 \times 4.03) \times 1 \text{ ml} = 5.44 \text{ kN}$	$P_s = (1 \times 4.03) \times 1 \text{ ml} = 4.03 \text{ kN}$

➤ **Calcul à l'ELU**

✓ Le schéma statique



✓ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/A = 0 \Leftrightarrow RA + RB = 12,58 \times 1,4 + 17,20 \times 2,4 + 5,44 = 64,332 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow (-RA \times 3,8) + (12,58 \times 1,4 \times \frac{1,4}{2} + 3,8) + (5,44 \times 5,2) + (17,20 \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + 1,4) = 0$$

Donc :

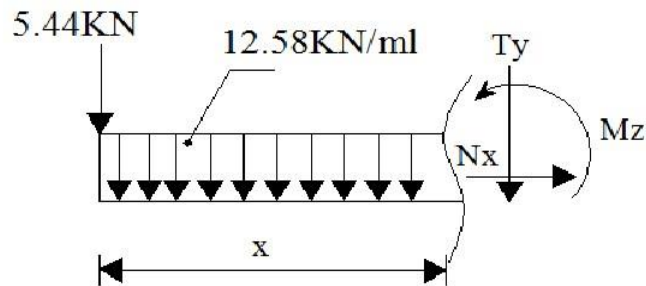
$$RA + RB = 64,332 \rightarrow RB = 64,332 - 25,09 = 39,24 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow RA = 25,09 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow RB = 39,24 \text{ KN}$$

✓ Calcul des efforts internes

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



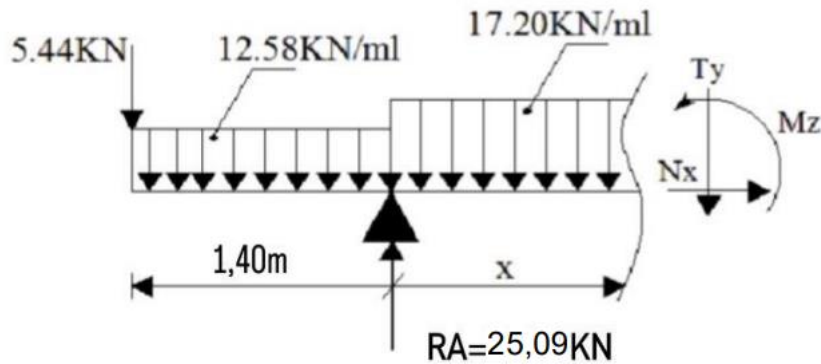
$$\sum F/Y = 0 \rightarrow T_y = -5,44 - 12,58 \times x \quad \text{pour } T_y(0) = -5,44 \text{ KN}$$

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

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow M_Z = 5.44x + 12.58 \frac{x^2}{2} \quad \text{pour } M_Z(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M_Z(1.4) = 10,70 \text{ KN}$$

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



$$\Sigma F/Y = 0 \rightarrow F = -5,44 + RA - 12,58 \times 1,4 - 17,20(x - 1,4) \quad \text{pour } T(1.4) = 2,04\text{KN}$$

$$T(3.8) = -39,24 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow M_Z = 5,44x + 12,58 \times 1,4 \times \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - RA \times (x - 1,4) + 17,20 \times (x - 1,4) \times \left(\frac{x - 1,4}{2}\right)$$

$$\text{pour } M_Z(1.4) = -19,94 \text{ KN.m}$$

$$M_Z(3.8) = 18,69 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul du moment max

$$T_y = -17,20x + 52,73$$

$$\text{La distance correspondant au moment max est : } x = \frac{52,73}{17,2} = 3,08 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{max}(3,08) = -17,20 \frac{(x - 1,4)^2}{2} + 23,052 \times x - 12,58 = 14,20 \text{ KN.m}$$

Remarque

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

$$\Rightarrow \text{Aux appuis : } M_A^{max} = -0,3M_{max} = -0,3 \times 14,20 = -5,79 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } M_B^{max} = 0,85M_{max} = 0,85 \times 14,20 = 16,39 \text{ kN.m}$$

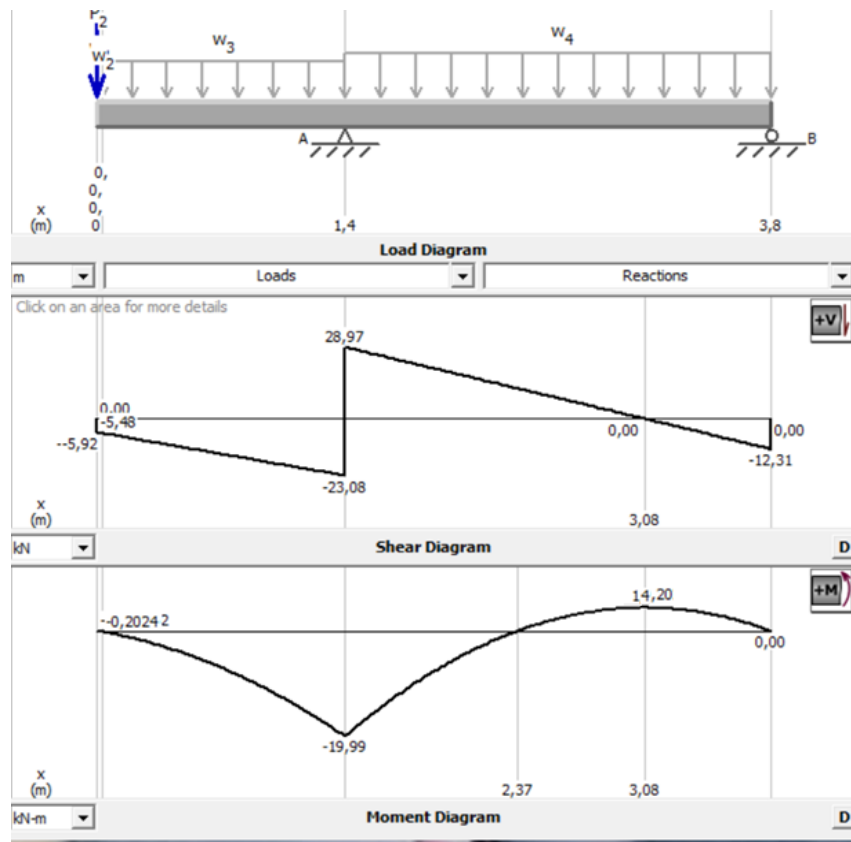


Figure III.21. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

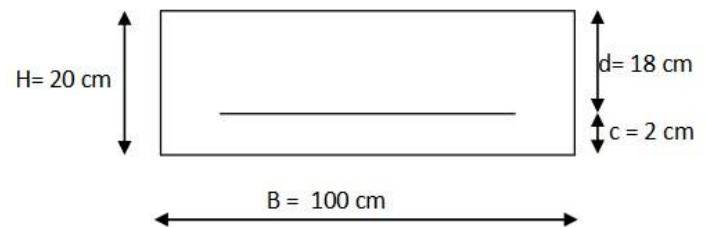
➤ Calcul des armatures

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 :

$$h = d + c = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}.$$



$$\Rightarrow \text{En travée : } M_t^u = 16,39 \text{ kN.m}$$

- **Armatures principales**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$u_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,39 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.036 < u_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.037 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,39 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA 12** ($A_t = 6,78 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 16 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10** ($A_r = 3,92 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

⇒ Aux appuis : $M_a^u = 19,94 \text{ KN}$

- **Armatures principales**

$$u_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,94 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.043 < u_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$u_a = 0.043 \rightarrow \beta = 0.9785$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,94 \times 10^3}{0.9785 \times 18 \times 348} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA 12** ($A_t = 6,78 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 16 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10** ($A_r = 3,92 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

➤ **Les vérifications à l'ELU**

✓ **Vérification de la non fragilité du béton**

$$A_s \geq A_{min} = \left(\frac{B}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

B : la section de béton

$$A_{min} = \left(\frac{100 \times 18}{1000} = 1.8 \text{ cm}^2 ; 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2 \right).$$

$$A_s \geq A_{min} = 2,173 \text{ cm}^2$$

⇒ **En travée :**

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ **En appuis :**

$$A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Espacement des barres**

• **Armatures principales**

$$St \leq \min(3 \times h = 3 \times 20 = 60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

⇒ **Aux appuis :** $St = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

⇒ **En travée :** $St = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

• **Armatures de répartition**

$$St \leq \min(4h = 80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

⇒ **Aux appuis :** $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

⇒ **En travées :** $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 33 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = 39,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39,24 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.204 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 33 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

✓ **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 :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$$

Avec : $a \leq 0.9d$

$$T_{max} = 39,24 \text{ kN} < 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Sur l'acier**

On doit vérifier que :

$$a \geq \frac{1.15 \times (T_{max} + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e}$$

$$a \geq \frac{1.15 \times (36.74 \times 10^3 + \frac{1.74 \times 10^6}{0.9 \times 180})}{400} = 4.59 \text{ cm}^2 < 6.78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$: coefficient scellement HA

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{39,24 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 1 \text{ MPa}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **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.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 42.33 \text{ cm}$$

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 :

$$L_a = 0.4 \times L_s \quad \text{pour des aciers HA.}$$

$$L_a = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Donc on prend : $L_a = 18 \text{ cm}$.

➤ Calcul à l'ELS

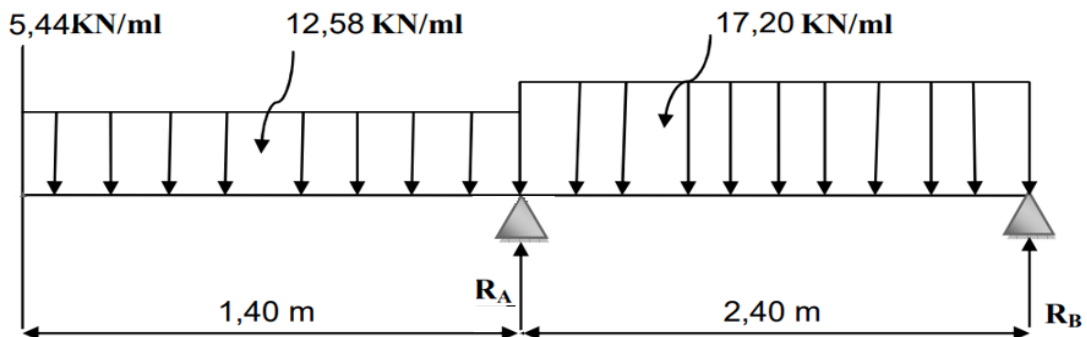
• Combinaison d'action

$$\Rightarrow q_s^{palier} = 9,04 \text{ kN/ml.}$$

$$\Rightarrow q_s^{palier} = 12,47 \text{ kN/ml.}$$

$$\Rightarrow p_s = 4,03 \text{ KN.}$$

✓ 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 :

$$\Rightarrow \text{Moments en travée : } M_t = 0,85 \times M_0.$$

$$\Rightarrow \text{Moments en appuis : } M_a = -0,3 \times M_0.$$

Tableau III.10. Tableau récapitulatif des efforts.

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	26,62	- 14,50
	3,8	- 15,96	13,92

- **Calcul du moment max**

$$T_y = -12,58x + 44,08.$$

La distance correspondant au moment max est :

$$\text{Donc : } M_{max}(3,08) = 13,92 \text{ kN.m}$$

Remarque

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

$$\Rightarrow \text{Aux appuis : } M_A^{max} = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 13,92 = -4,176 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } M_t^{max} = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 13,92 = 11,832 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

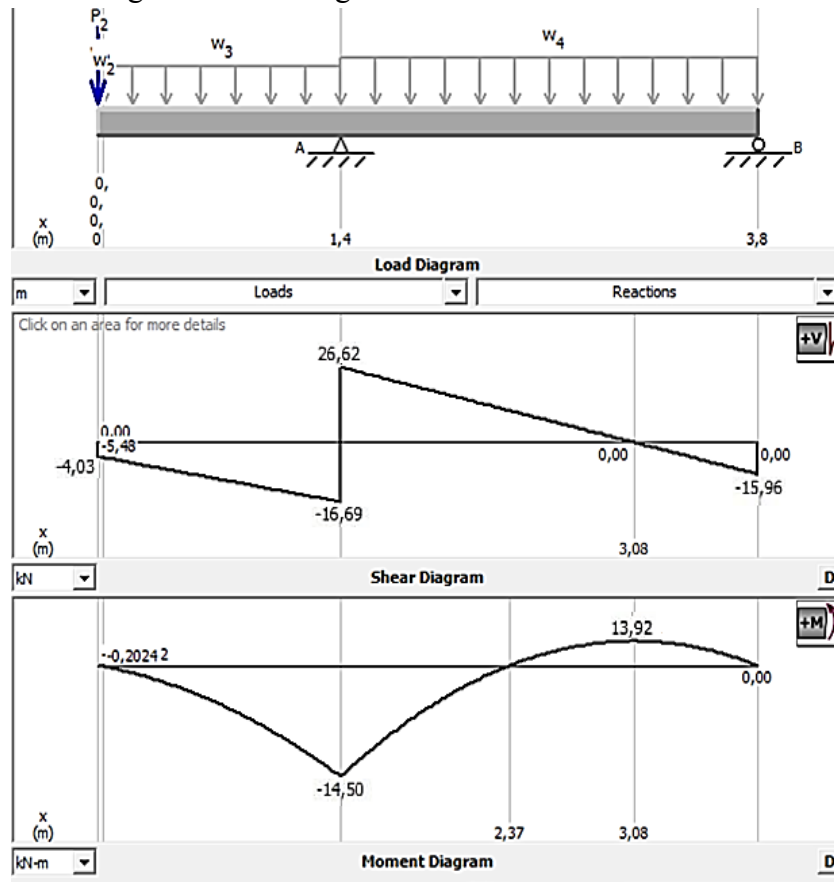


Figure III.22. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

➤ Vérification à l'ELS

✓ 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.

✓ 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 :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{B \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.379$$

Tableau : $\rho = 0.379 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \Rightarrow K_1 = 37.63 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.026$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{13,49 \times 10^3}{6.87 \times 0.905 \times 18} = 120,54 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 120,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{120,54}{37.63} = 3,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

⇒ **Aux appuis :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{B \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.379$$

- **Dans les aciers**

Tableau : $\rho = 0.379 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \Rightarrow K_1 = 37.63 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.026$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{14.50 \times 10^3}{6.87 \times 0.9052 \times 18} = 131.25 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 131.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{131.25}{37.63} = 3.48 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$$
 La condition est vérifiée

✓ **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.

$$\Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow \frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\Rightarrow \frac{M_t}{10 \times M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec : h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 270 cm)

M_t : moment max en travée

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

Vérification

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{270} = 0.074 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0.0037 \geq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{13.48}{10 \times 13.92} = 0.096 \geq \frac{h}{L} = \frac{20}{270} = 0.074 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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.

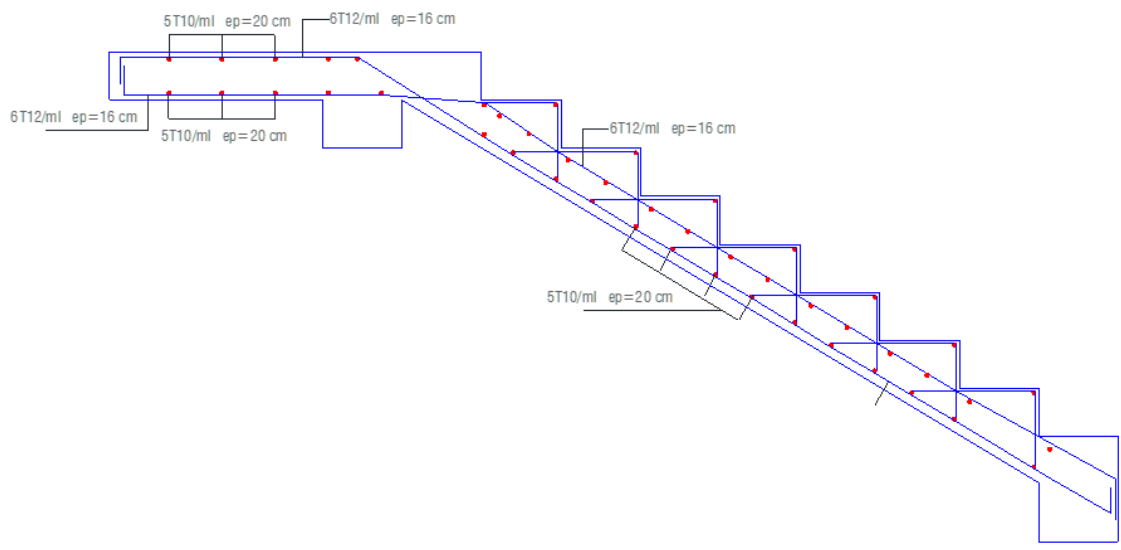
Armatures de répartition : 5HA10 *espacement* = 20 cm.

⇒ **Aux appuis**

Armatures principale : 6HA12 *espacement* = 16 cm.

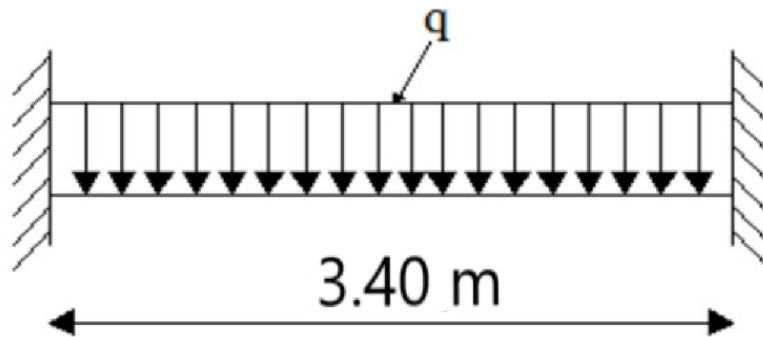
Armatures de répartition : 5HA10 *espacement* = 20 cm.

Ferrailage des escaliers :



III.6. 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 encadrée 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.6.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

Du chapitre □ on a :

$$\text{Hauteur} = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Largeur} = 25 \text{ cm.}$$

III.6.2. Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière

Poids propre de la poutre $G = 0,25 \times 0,4 \times 25 = 2,5 \text{ kN / ml.}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $Ru_A = 36,74 \text{ kN.}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $Rs_A = 26,63 \text{ kN.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN / ml.}$

III.6.3. Combinaison de charges

$$\Rightarrow \text{A l'ELU : } Q_u = 1,35G + Tu = (1,35 \times 2,5) + 36,74 = 40,12 \text{ kN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{A l'ELS : } Q_s = G + Ts = 2,5 + 26,63 = 29,13 \text{ kN/ml.}$$

III.6.4. Calcul des efforts internes à l'ELU

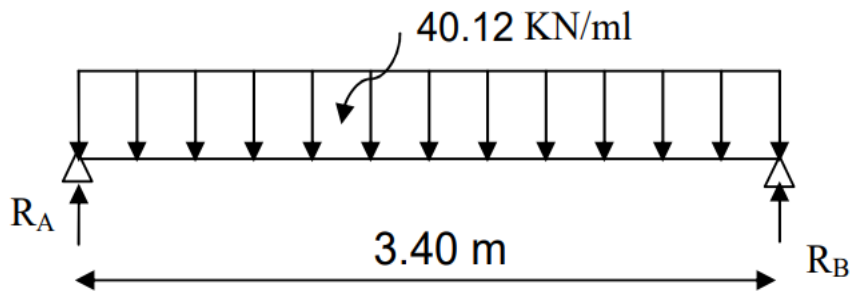
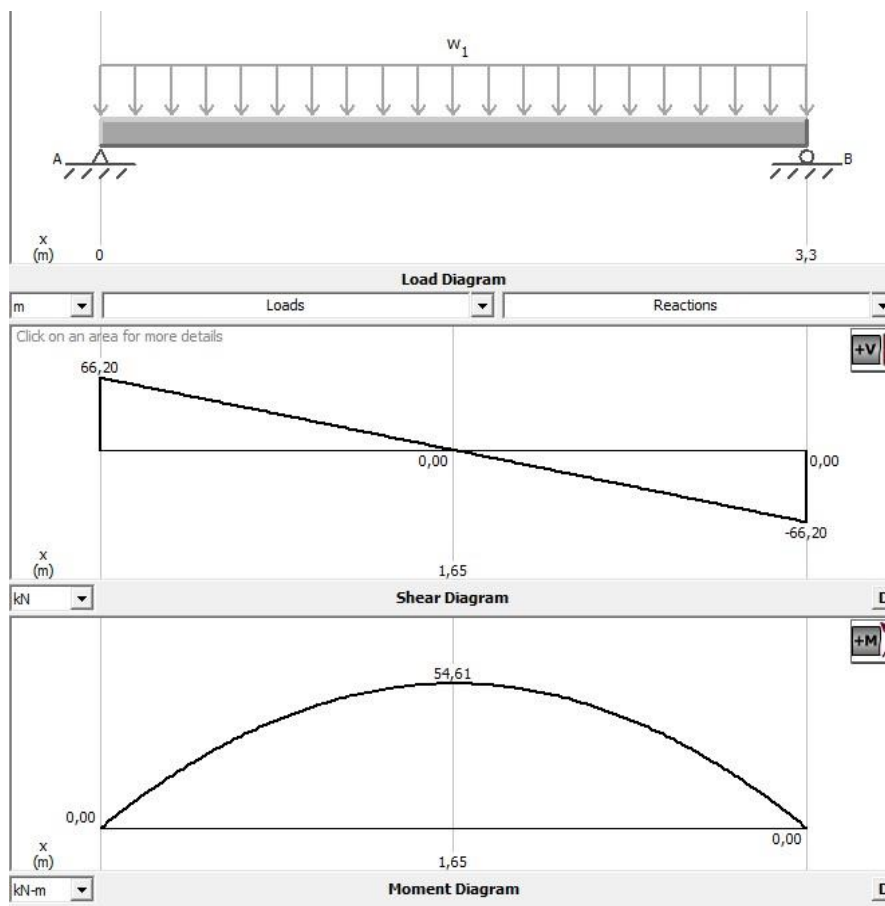


Figure III.23. Schéma statique de la poutre à l'ELU.

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{40,12 \times 3,30}{2} = 66,2 \text{ kN/ml}$.
- Moments isostatiques : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{40,12 \times 3,30^2}{8} = 54,61 \text{ kN/ml}$.
- 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 : $V_u^{max} = 66,20 \text{ kN}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :



Figures III.24. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.6.5. Ferrailage à l'E.L.U

➤ Calcul des armatures principales

⇒ En travée : $M_t = 46,42 \text{ kN.m}$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm.}$$

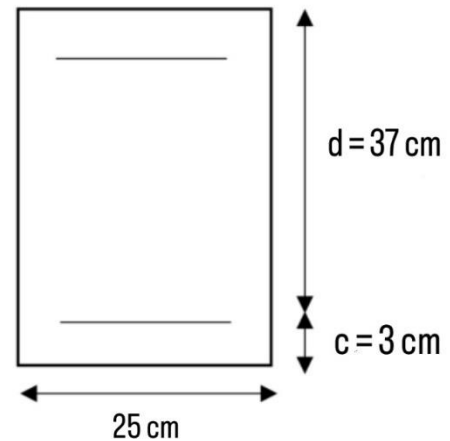
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46,42 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,095 \leq 0,392$$

→ 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 : $M_a = 16,38 \text{ kN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,38 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,034 \leq 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_a = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,38 \times 10^3}{0,983 \times 37 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **3 HA12 = 3,39 cm².**

➤ 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 : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum ui}$$

Avec : $\sum ui = n \times \emptyset \times \pi$

$$\tau_{se} = \frac{66,2 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 1,76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

$$T_u^{max} = 66,2 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = 1,76 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,76 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min\left\{\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right\} = \min\{12; 11,4; 25\} = 11,4 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : ϕ_{10}

Donc on adopte **4 HA 10 = 3,14 cm²** → (1 cadre +1 étrier) ϕ_{10} .

➤ **Espacement des barres (Art 7.5,2,2 du RPA 99 version 2003)**

$$\checkmark \text{ En zone nodale : } S_t \leq \min\{h/4; 12\phi\} = 10 \text{ cm}$$

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

$$\checkmark \text{ En zone courante : } S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Quantité d'armatures transversales minimales (Art7.5-2-2 RPA 99 version 2003)**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,125 \text{ cm}^2 \geq A_t = 0,9 \text{ cm}$$

On prend : $A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

III.6.6. Calcul à l'ELS

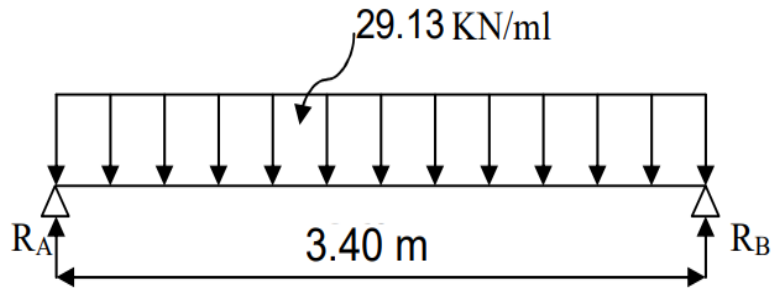
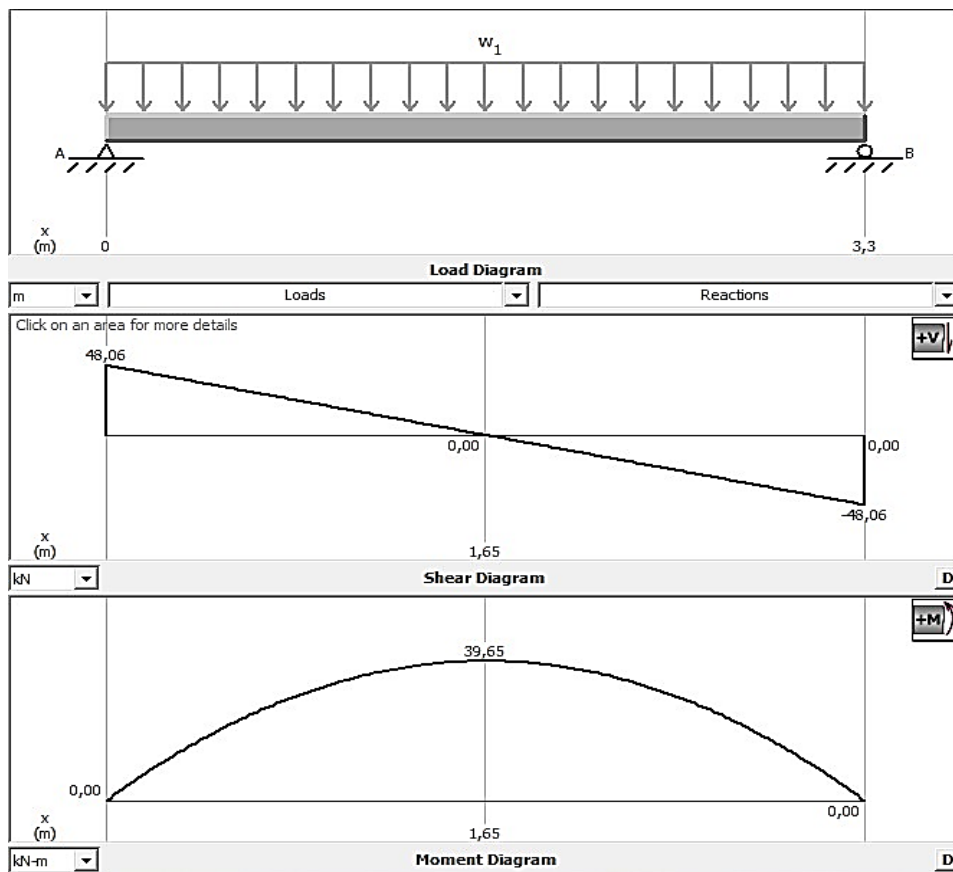


Figure III.25. Schéma statique de la poutre à l'ELS.

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{29,13 \times 3,30}{2} = 48,06 \text{ kN/ml}$.
- Moments isostatiques : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{29,13 \times 3,30^2}{8} = 39,65 \text{ kN/ml}$.
- 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** : $V_u^{max} = 48,06 \text{ kN}$

Figure III.26. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.



➤ **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

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,03}{25 \times 37} = 0,661$$

Tableau : $\rho = 0,661 \Rightarrow \beta_1 = 0,881 \Rightarrow K_1 = 27,02$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{33,70 \times 10^3}{6,03 \times 0,881 \times 37} = 171,45 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 171,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{171,45}{27,02} = 6,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Contrainte dans le béton

$$K = \frac{1}{27,02} = 0,037.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,037 \times 171,45 = 6,34 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

⇒ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 37} = 0,360$$

$$\rho = 0,360 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow K_1 = 38,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{11,39 \times 10^3}{3,39 \times 0,907 \times 37} = 100,12 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 100,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{100,12}{38,76} = 2,58 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{38,76} = 0,026.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,026 \times 100,12 = 2,60 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

✓ **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.

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \Rightarrow \frac{A}{b \times d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \\ \Rightarrow \frac{M_t}{10 \times M_0} &\geq \frac{h}{L} \end{aligned}$$

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 :

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{h}{L} &= \frac{40}{330} = 0,12 \geq \frac{1}{16} = 0,062 && \rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ \Rightarrow \frac{A}{b \times d} &= \frac{603}{250 \times 370} = 0,0065 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 && \rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ \Rightarrow \frac{M_t}{10 \times M_0} &= \frac{33,70}{10 \times 39,65} = 0,085 \geq \frac{h}{L} = 0,074 && \rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{aligned}$$

Conclusion

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

III.6.7. Ferrailage de la poutre palière

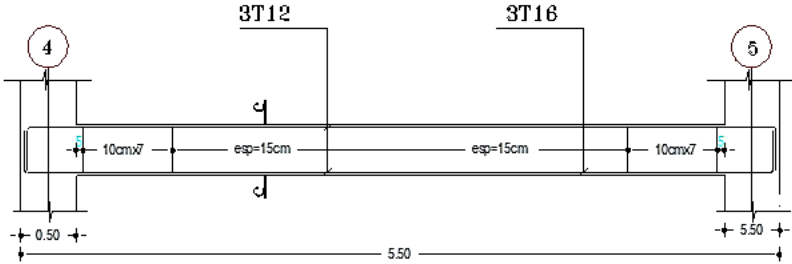
✓ **Armatures longitudinales :**

- **3HA16** filantes pour le lit inférieur.
- **3HA 12** filantes pour le lit supérieur.

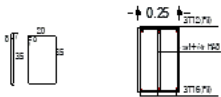
✓ **Armatures transversales :**

1 cadre et 1 étrier en **HA10**

Ferraillage de la poutre palière :



COUPE: C-C



III.7. 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.

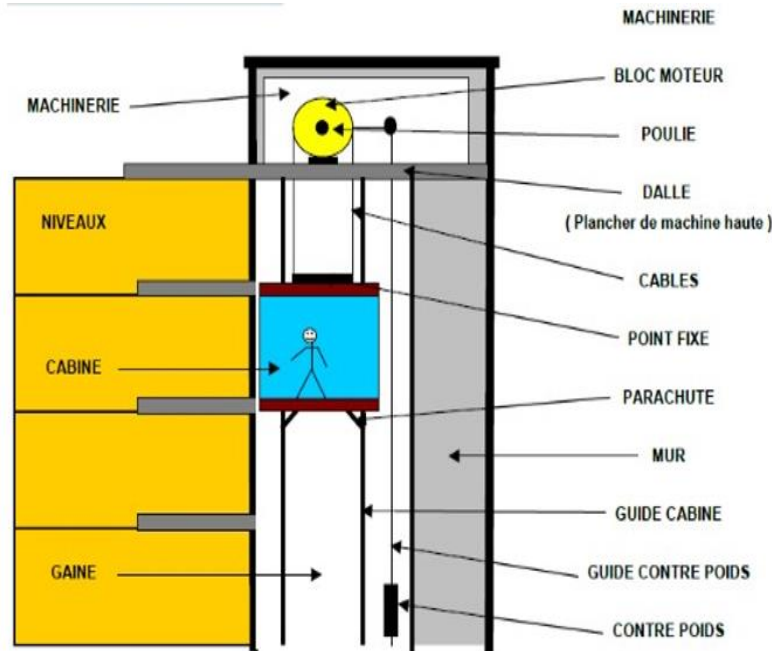


Figure III.27. Schéma de la salle machine.

III.7.1. 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.

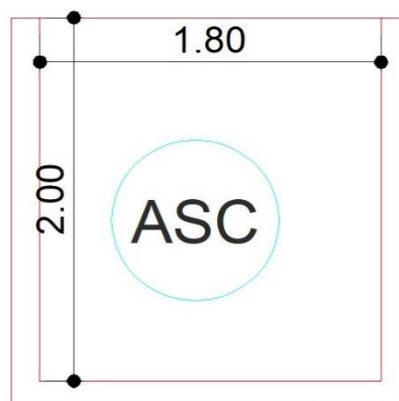


Figure III.28. Schéma de la dalle pleine

- L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$H_0 \geq \frac{lx}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

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 $H_0 = 15 \text{ cm}$

III.7.2. Calcul des sollicitations

III.7.2.1. Calcul des moments engendrés par le système de levage

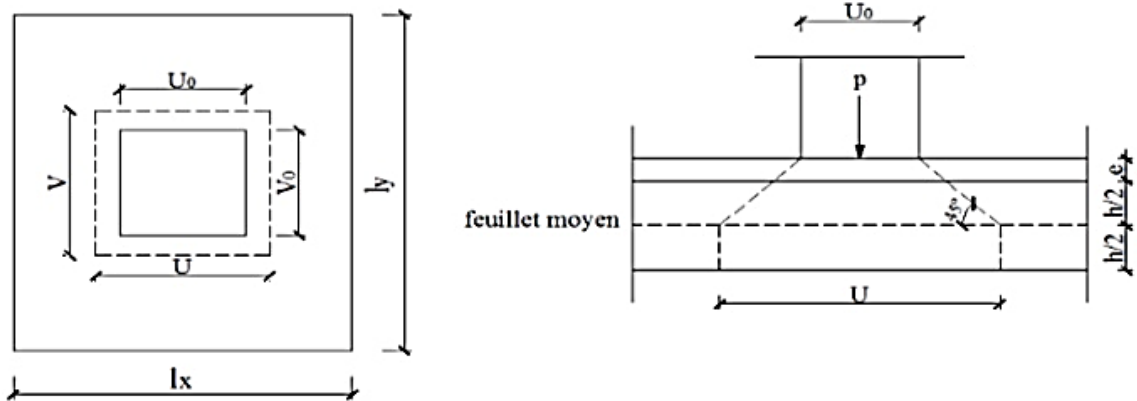


Figure III.29. Caractéristique géométrique de la dalle pleine de la salle machine.

➤ Rectangle de diffusion

$$\Rightarrow U = U_0 + 2\xi e + h_t$$

$$\Rightarrow V = V_0 + 2\xi e + h_t$$

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 ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$).

$$\begin{cases} U = 80 + 2(5) + 15 = 105 \\ V = 80 + 2(5) + 15 = 105 \end{cases}$$

➤ Détermination les coefficients M_{01} et M_{02}

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{200} = 0,9. \quad 0,4 < \rho = 0,63 < 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le calcul se fera en flexion en considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{200} = 0,9.$$

$$\Rightarrow \frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0,58 \approx 0,6.$$

$$\Rightarrow \frac{U}{l_y} = \frac{105}{200} = 0,52 \approx 0,5.$$

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de **PIGEAUD**).

$$\text{Pour } \rho = 1 : \quad \begin{cases} M_1 = 0,103. \\ M_2 = 0,046. \end{cases}$$

➤ **Évaluation de moments M_{x1} et M_{y1} dus aux systèmes de levage à l'ELU**

$$M_{x1} = q \times (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{y1} = q \times (M_1 + \nu M_2).$$

Avec :

- M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de **PIGEAUD** en fonction des rapports ($Lx/Ly, U/Lx, V/Ly$)
- 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 : $\nu = 0 \dots$ à l'ELU
 $\nu = 0,2 \dots$ à l'ELS

➤ **Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dues au poids propre de la dalle**

$$\Leftrightarrow M_{x1} = q \times (M_1 + \nu M_2).$$

$$\Leftrightarrow M_{y1} = q \times (M_2 + \nu M_1).$$

✓ **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$.**

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$\Leftrightarrow Mu_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,103 = 12,514 \text{ KN.m}$$

$$\Leftrightarrow Mu_{y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,046 = 5,589 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0,2$.**

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$\Leftrightarrow Ms_{x1} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0,103 + 0,2 \times 0,046) = 10,098 \text{ KN.m}$$

$$\Leftrightarrow Ms_{y1} = P_s \cdot (\nu \cdot M_1 + M_2) = 90 \times (0,103 \times 0,2 + 0,046) = 5,99 \text{ KN.m}$$

➤ **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 :

$$\Leftrightarrow M_{x2} = \mu_y \cdot q \cdot lx^2 \quad \rightarrow \quad \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$\Leftrightarrow M_{y2} = \mu_x \cdot M_{x2} \quad \rightarrow \quad \text{Moment suivant la grande portée.}$$

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) : $v = 0$**

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ kN/m.}$$

$$\Rightarrow Mu_{x2} = 0,0456 \times 8,0475 \times (1,80)^2 = 1,18 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow Mu_{y2} = 0,7834 \times 1,18 = 0,92 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de service (ELS) : $v = 0,2$**

$$\rho = 1 \quad \text{donc : } \mu_x = 0,0456, \mu_y = 0,7834.$$

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow Ms_{x2} = 0,0456 \times 4,75 \times (1,80)^2 = 0,71 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow Ms_{y2} = 0,7834 \times 0,71 = 0,54 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$\text{ELU : } Mu_x = Mu_{x1} + Mu_{x2} = 12,514 + 1,18 = 13,694 \text{ KN.m}$$

$$Mu_y = Mu_{y1} + Mu_{y2} = 5,589 + 0,92 = 6,509 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } Ms_x = Ms_{x1} + Ms_{x2} = 10,098 + 0,71 = 10,808 \text{ KN.m}$$

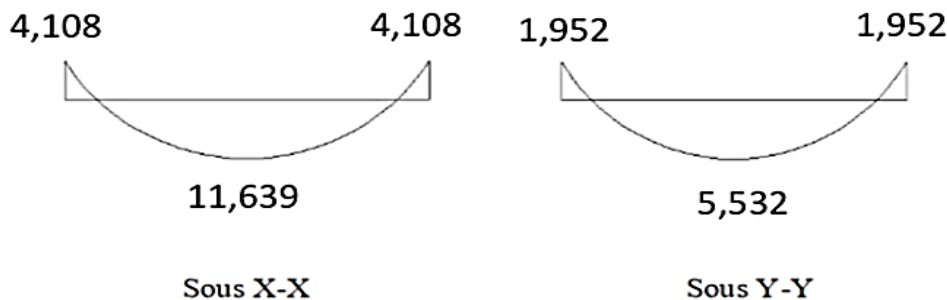
$$Ms_y = Ms_{y1} + Ms_{y2} = 5,99 + 0,54 = 6,35 \text{ KN.m}$$

Remarque

Pour tenir compte du semi-encastrement de la dalle (continuité des voiles) on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

$$\Rightarrow \text{En travée : } M_{tx} = 0,85 \times 13,694 = 11,639 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 6,509 = 5,532 \text{ kN.m}$$



$$\Rightarrow \text{Aux appuis : } M_{ax} = -0,3 \times 13,694 = -4,108 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 \times 6,509 = -1,952 \text{ kN.m}$$

III.7.3. Ferrailage à L'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}$$

➤ Dans le sens de la petite portée x-x :

⇒ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{11,639 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,05 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,05 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,639 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2,64 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$.

⇒ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{4,108 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,108 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$.

➤ Dans le sens de la grande portée y-y :

⇒ En travée

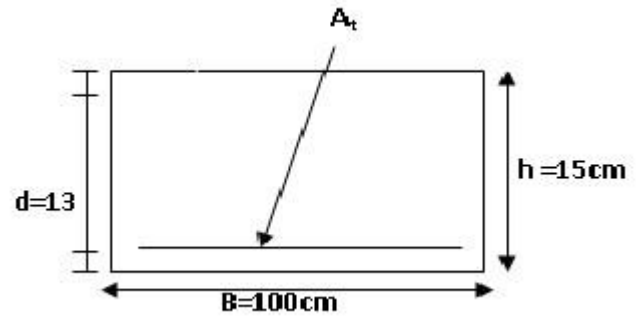
$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{5,532 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,532 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$.



⇒ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{1,952 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,952 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **At = 4HA10 = 3,14 cm²** avec : **St = 25cm.**

➤ 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	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)		St (cm)
En travée	X-X	11,639	0,05	0,974	2,64	3,13	4HA10	25
	Y-Y	5,532	0,024	0,988	1,24	3,13	4HA10	25
Aux appuis	X-X	- 4,108	0,018	0,991	0,92	2,01	4HA10	25
	Y-Y	- 1,952	0,008	0,996	0,43	2,01	4HA10	25

Le panneau de dalle est soumis à une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

➤ Vérification à l'ELU

✓ Espacement des armatures

La fissuration est non préjudiciable L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

⇒ **Direction principale:**

$$St \leq \min \{2h ; 25 \text{ cm}\} \rightarrow St = 25 \text{ cm} < \{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\}$$

⇒ **Direction secondaire:**

$$St < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow St = 33 \text{ cm} < \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\}$$

⇒ **Diamètre maximale des barres :**

On doit vérifier que :

$$\emptyset \leq \emptyset_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

\emptyset : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

✓ **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 $W_0=0,8\%$ dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

⇒ **Direction principale sens x-x :**

$$W_x = \frac{Ax_{min}}{bh} \geq \frac{W_0(3-\alpha x)}{2} \longrightarrow Ax_{min} \geq \frac{W_0 \cdot b \cdot h(3-\alpha x)}{2}$$

Avec : $\alpha x = 0,9$: taux minimal d'acier en travée dans le sens $x - x$.

$W_0 = 0,8\%$ pour les H.A FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\frac{W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha x)}{2} = \frac{0,0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0,9)}{2} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$Ax = Ax_{min} = 1,26 \text{ cm}^2 < Ax = 3,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ **Direction secondaire sens y-y :**

$$W_y = \frac{Ay_{min}}{bh} \geq \frac{W_0(3-\alpha y)}{2} \longrightarrow Ay_{min} \geq \frac{W_0 \cdot b \cdot h(3-\alpha y)}{2}$$

Avec : $\alpha y = 0,8$: taux minimal d'acier en travée dans le sens $y - y$.

$W_0 = 0,8\%$ pour les **H.A FeE400** de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\frac{W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha y)}{2} = \frac{0,0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0,8)}{2} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$Ay = Ay_{min} = 1,32 \text{ cm}^2 < Ay = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

➤ **Condition de non poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91 modifié 99)**

$$p_u \leq Q = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

p_u : charge de calcul à l'ELU.

U_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ kN.}$$

$$p_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

$$p_u = 121,5 \text{ kN/ml} < Q = 472,5 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$U = V$, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens est :

$$T_u = \frac{p_u}{3 \times U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{100 \times 130} = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.07 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

➤ **Vérification de l'E.L.S**

✓ **Superposition des moments**

$$M_{sx} = 10,098 + 0,71 = 10,808 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = 5,99 + 0,54 = 6,35 \text{ KN.m}$$

⇒ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,808 = 9,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,35 = 5,39 \text{ KN.m}$$

⇒ **En appuis :**

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10,808 = -3,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 6,35 = -1,90 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage de la dalle**

✓ **Dans le sens de la grande portée x-x :**

⇒ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,18 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392$$

$\mu = 0,04 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ *Section simplement armée.*

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,18 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **$A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$** ; avec **$S_t = 25 \text{ cm}$**

⇒ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.24 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392$$

$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée.

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.24 \times 10^3}{100 \times 13 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **Dans le sens de la grande portée y-y :**

⇒ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.39 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,39 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$; Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

⇒ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,9 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$\mu = 0.008 < \mu_l = 0.998 \rightarrow$ Section simplement armée.

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,9 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$; Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

➤ **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 :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d}$$

Avec :

M_x^t : moment en travée dans le sens x-x.

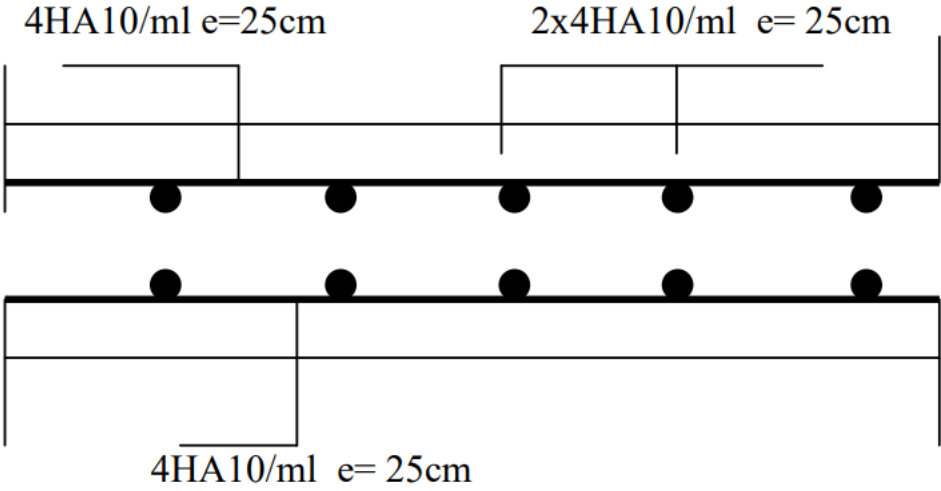
M_{sx} : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m.

$$\Leftrightarrow \frac{h_t}{L_x} = \frac{15}{130} = 0.11 \geq \frac{M_x^t}{20 \times M_x} = \frac{9.18}{20 \times 10.808} = 0.04 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_x}{b \times d} = \frac{3.24}{100 \times 13} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

Ferraillage de la dalle pleine (Salle Machine)



Ferraillage selon x-x

IV. PRESENTATION DU LOGICIEL

IV.1. Description générale du logiciel ROBOT 2019

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 :

- 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.
- 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 □, groupe d'usage □a).

⇒ **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]**

Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié. Notre bâtiment n'est pas régulier en élévation et ne satisfait pas la condition "b", ce qui nous a conduit à utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

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 :

⇒ **Création du model géométrique**

➤ **Choix du type de structure**

Pour notre cas on choisit "Etude d'une Coque" comme montré sur la figure IV.2.

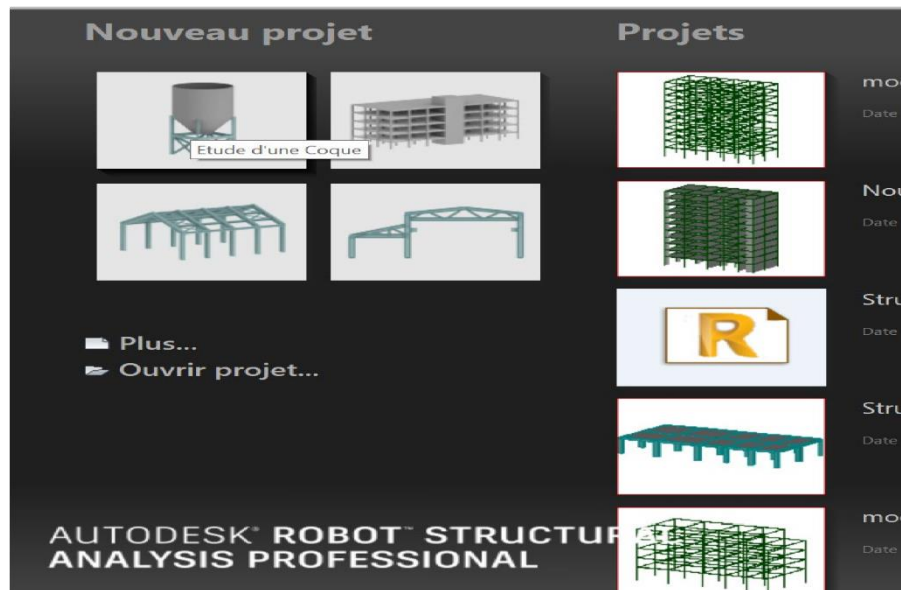


Figure IV.2. Choix du modèle de structure.

Une fois le choix du modèle effectué ; **Désactiver la grille** :

⇒ Outils => mode d'accrochage => décocher la case de la grille.

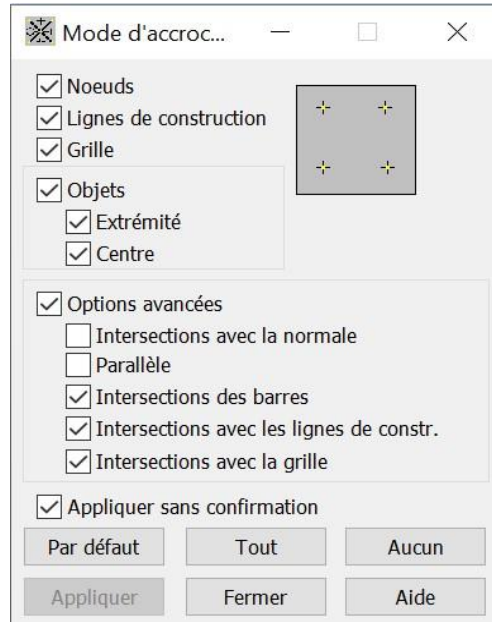
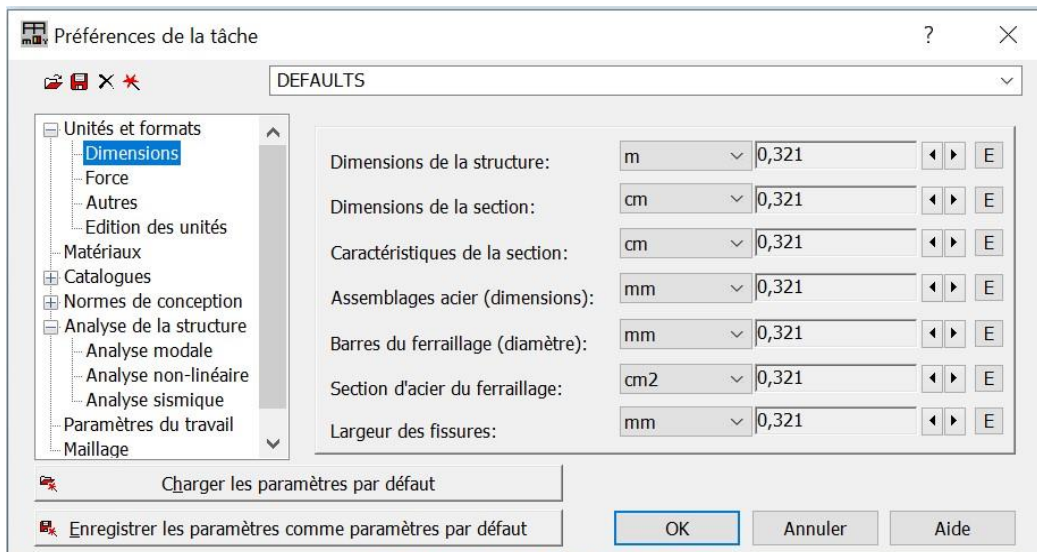


Figure IV. 3. Désactivation de la Grille.

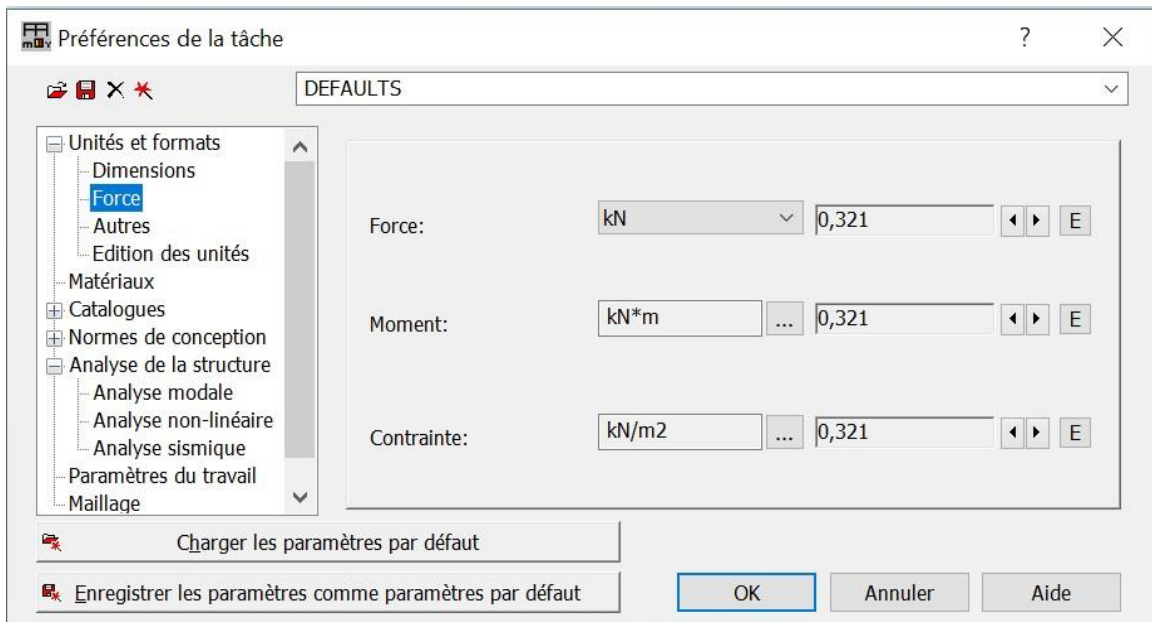
➤ **Configuration des paramètres du travail**

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.

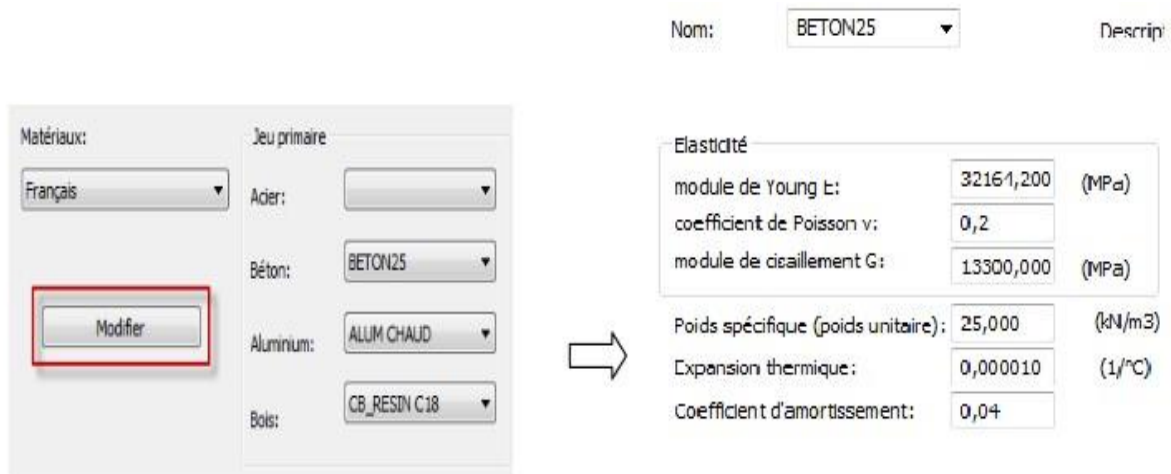
⇒ **Dimensions**



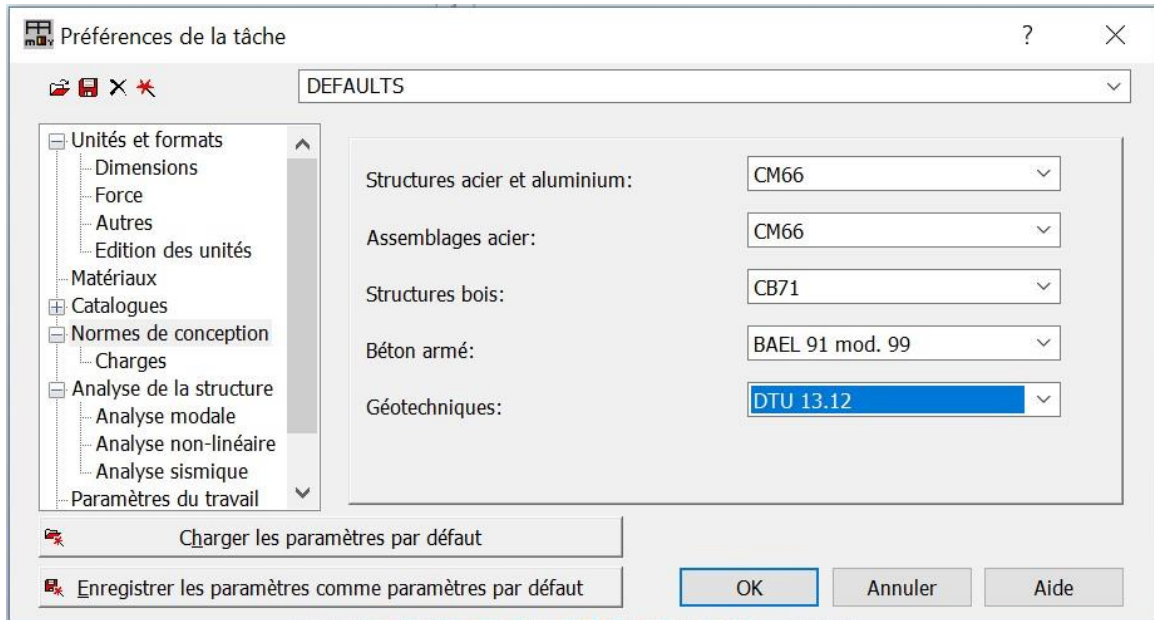
⇒ Forces



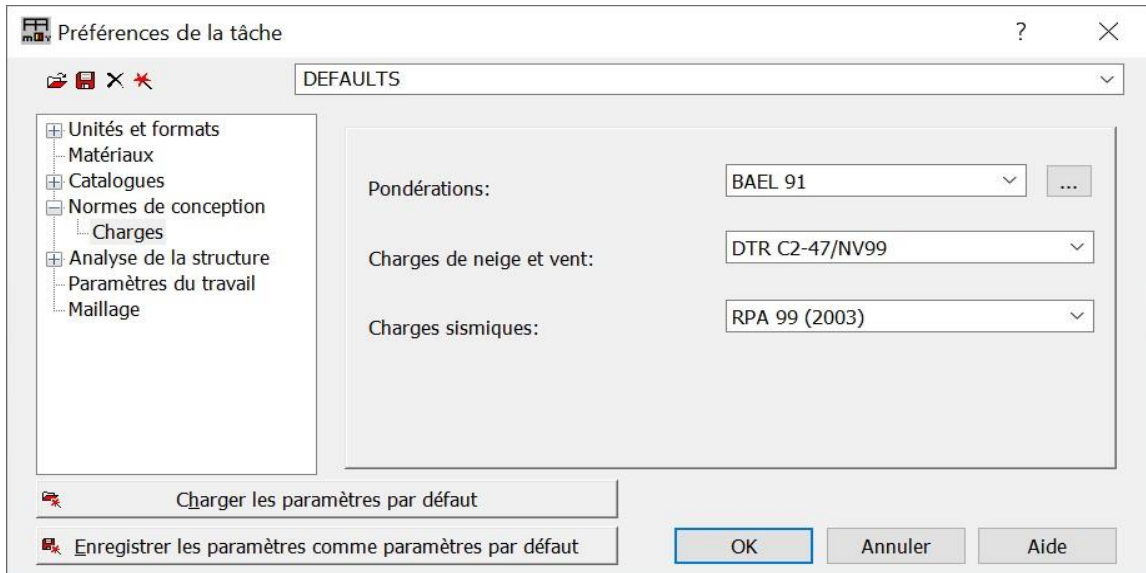
⇒ Matériaux



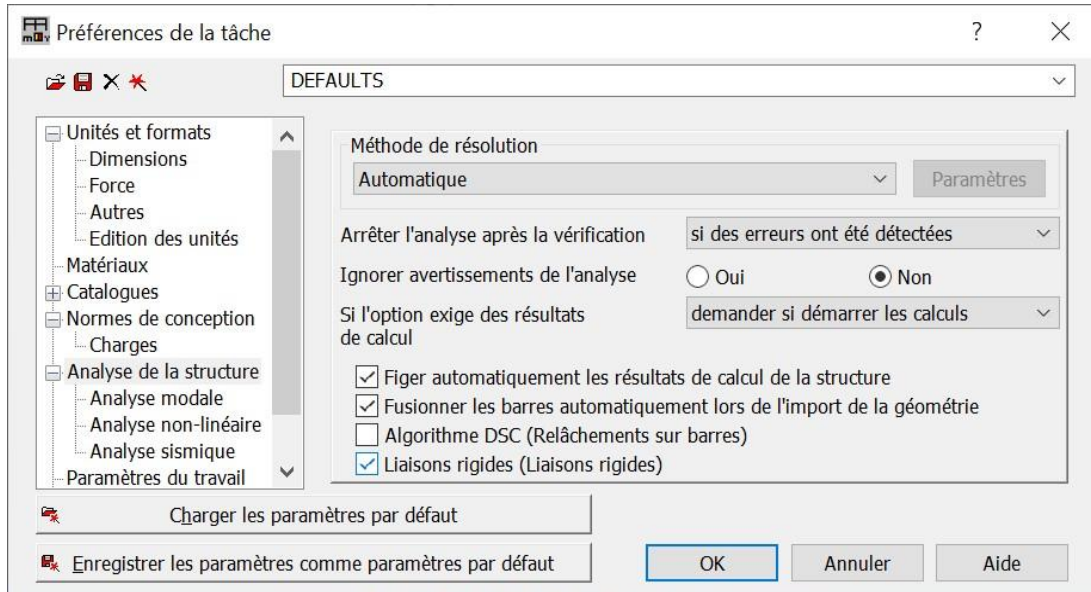
⇒ Normes de conception



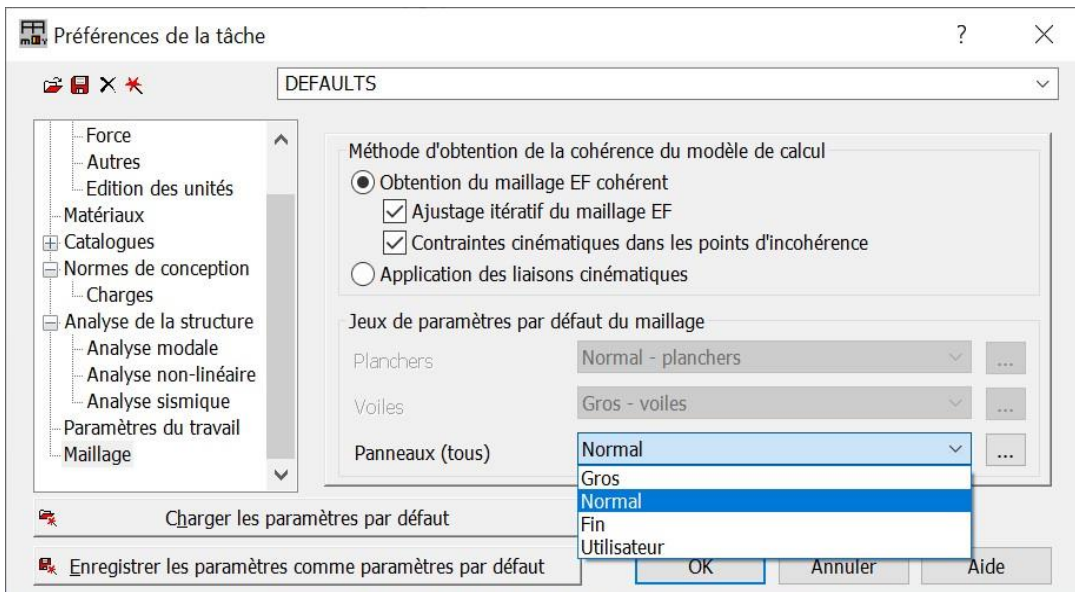
⇒ Charges



⇒ **Analyse de la structure**



⇒ **Maillage**



➤ **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.

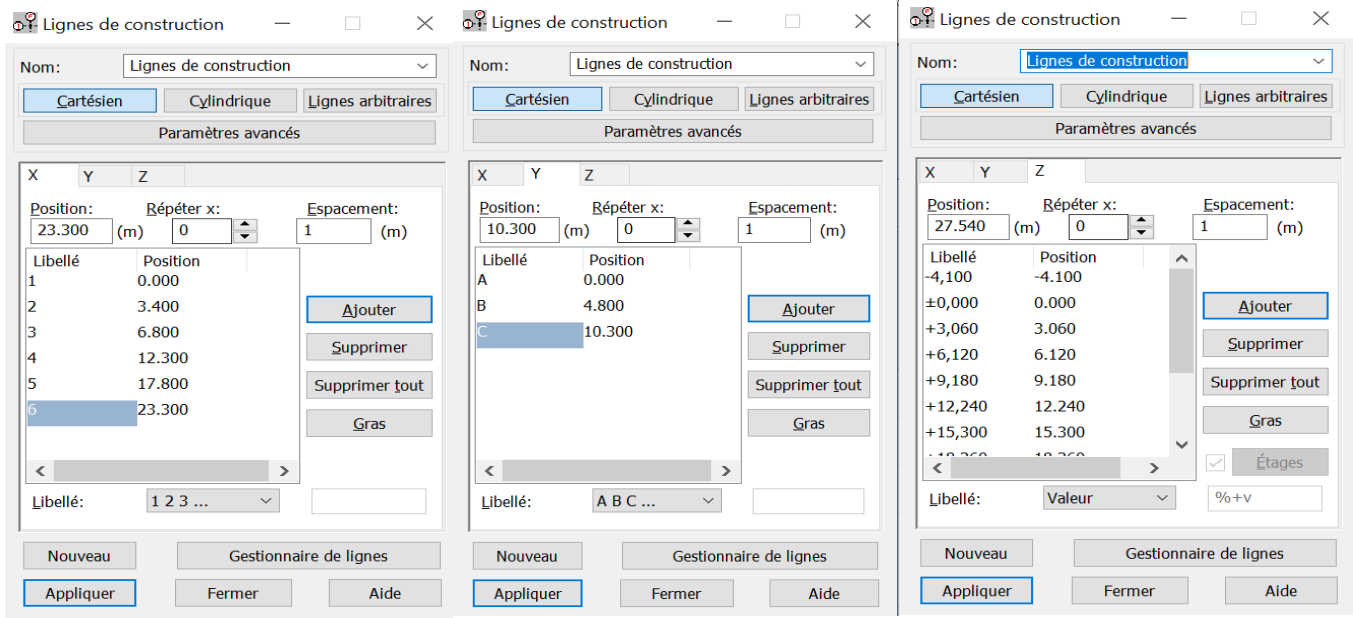



Figure IV. 4. Lignes de construction.

➤ **Définition des éléments**

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure => Caractéristiques => Profilés 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.

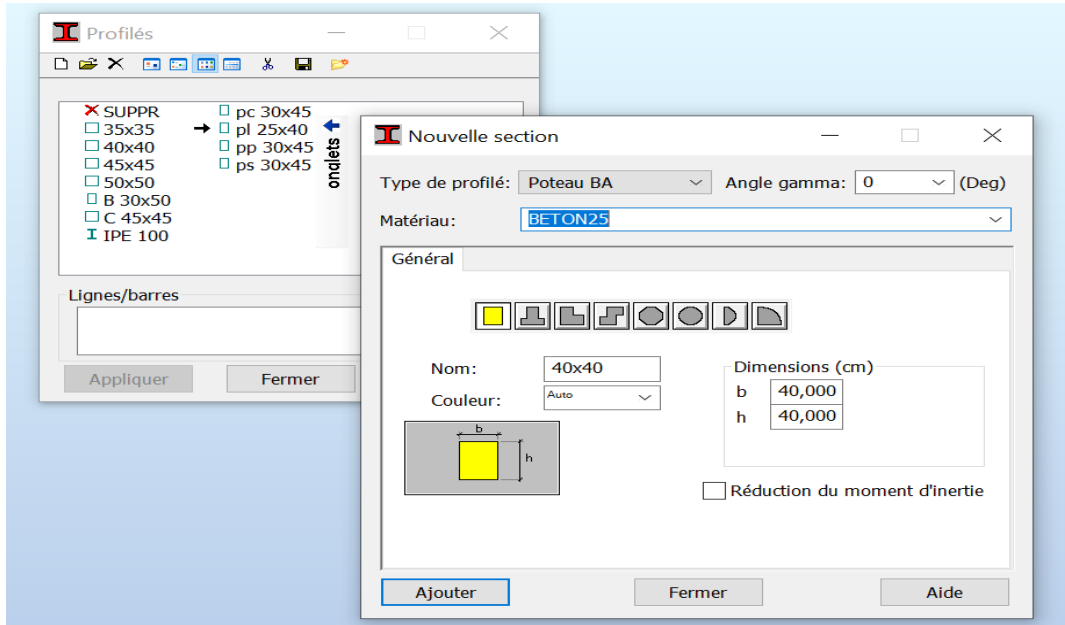


Figure IV. 5. choix des profils des barres.

- **Affectatio des éléments**
 - ⇒ **Eléments barres**

Structure => barre => choisir le type et la section de l'élément.

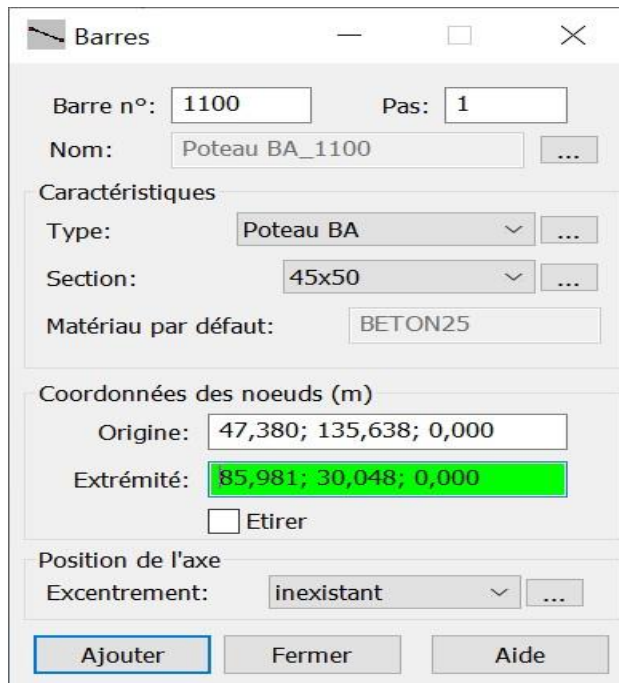




Figure IV.6. Modélisation des éléments barre.

- ⇒ Eléments surfaciques
- Plancher
- 1^{ère} étape :

Définition de l'épaisseur : Structure => caractéristiques => Epaisseur EF. 

La direction : toujours dans la direction des poutrelles 

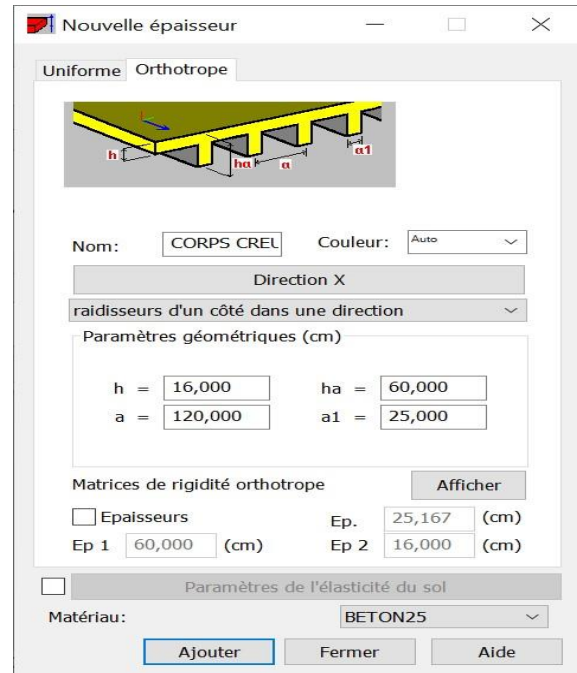


Figure IV.7. Définition d'un plancher à corps creux.

2^{ème} étape :

Affectation du plancher : Structure => plancher

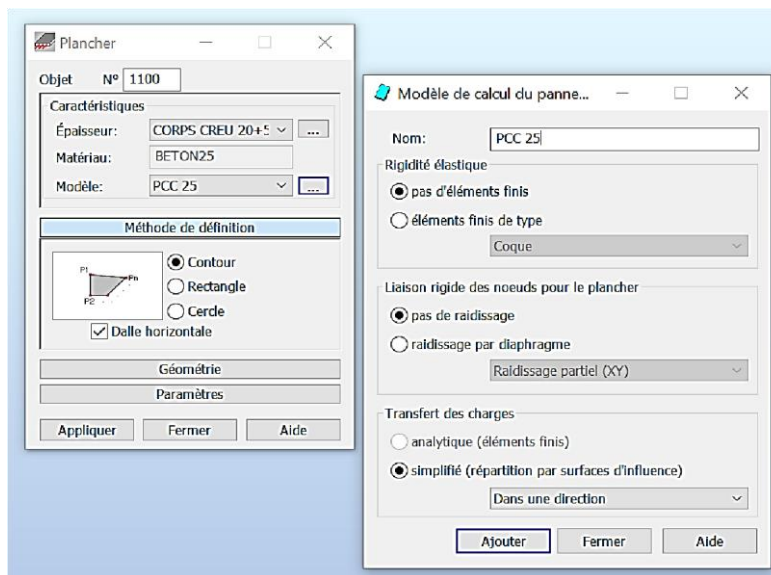


Figure IV.8. Affectation d'un élément surfacique (Plancher).

➤ Dalle pleine

Structure => caractéristiques => épaisseur EF => définir nouvelle épaisseur.

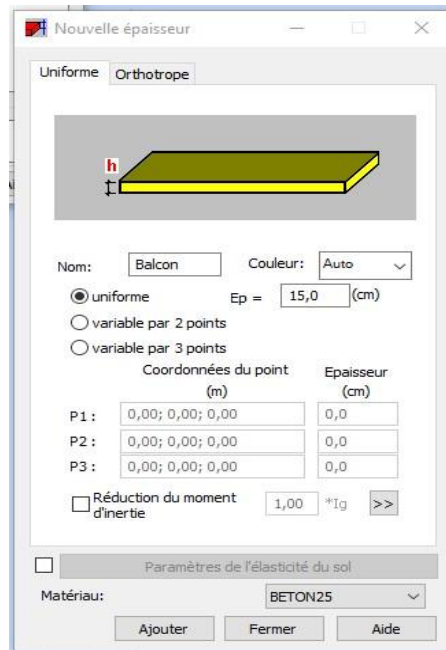


Figure IV.9. Définition d'une dalle pleine.

⇒ Structure => objet => polyline-contour => paramètres => choisir panneau => délimiter la surface de la dalle pleine.

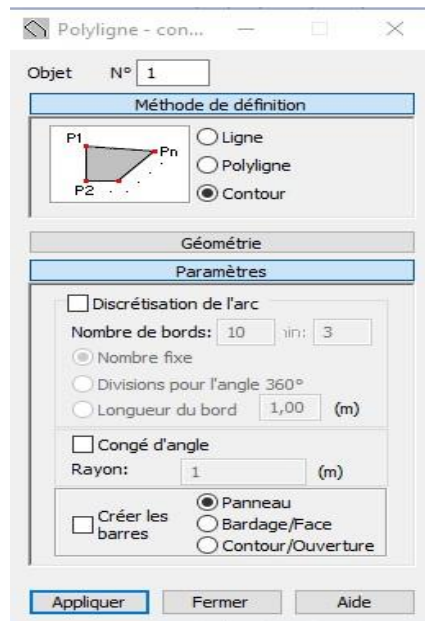



Figure IV.10. Affectation d'un élément surfacique (DP).

➤ **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.

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"

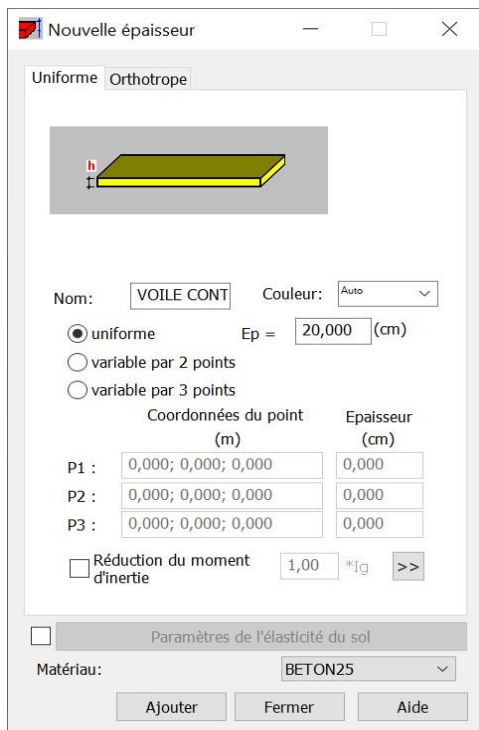


Figure IV.11. Définition des voiles.

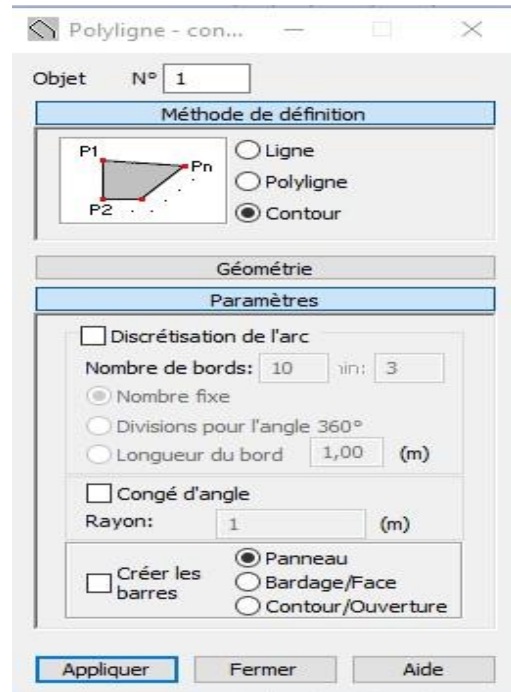


Figure IV.12. Modélisation des voiles

➤ **Encastrement de la structure**

Pour l'encastrement des poteaux :

⇒ Afficher le plan XY => afficher le numéro des nœuds => sélectionner les nœuds => structure => appuis => nodaux => encastrement.

Pour encastrer la base des voiles et les escaliers :

⇒ Sélectionner les voiles et la volée => clique sur l'onglet "**Linéaires**" => Encastrement.

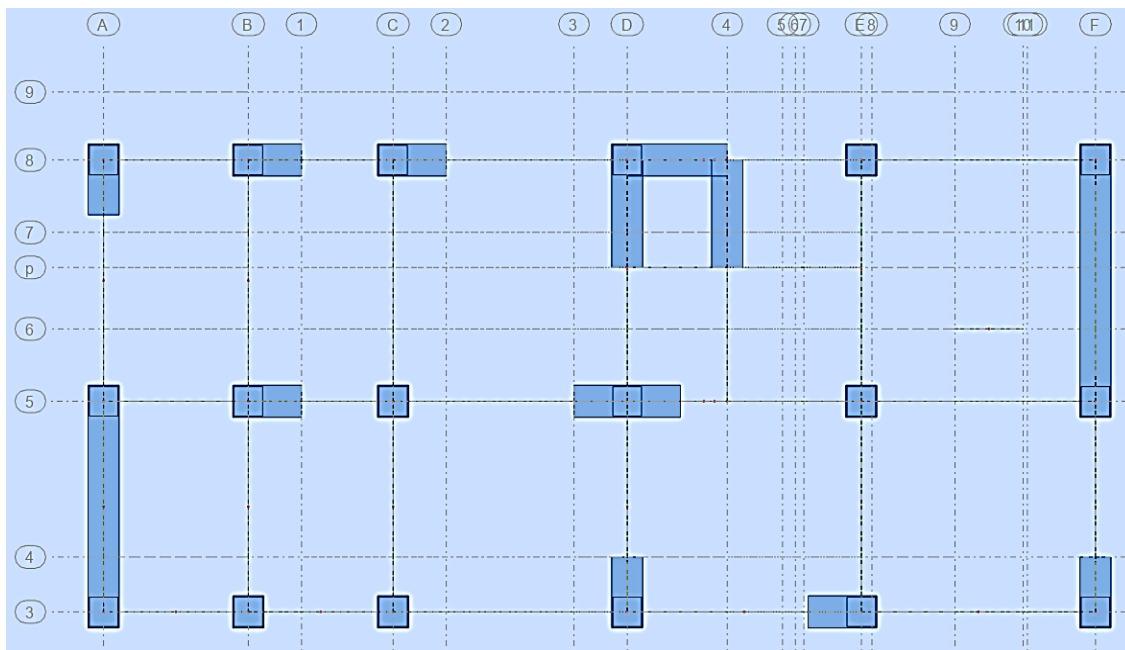


Figure IV.13. Définition de l'encastrement.

➤ Définitions des cas de charges statiques (G et Q)

⇒ Chargement => Cas de charge => choisir la nature et le nom => cliquer sur "Nouveau"

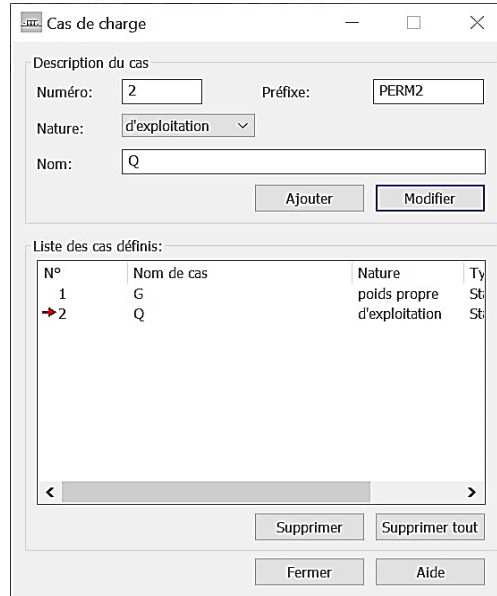



Figure IV.14. Définition des charges.

➤ 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).

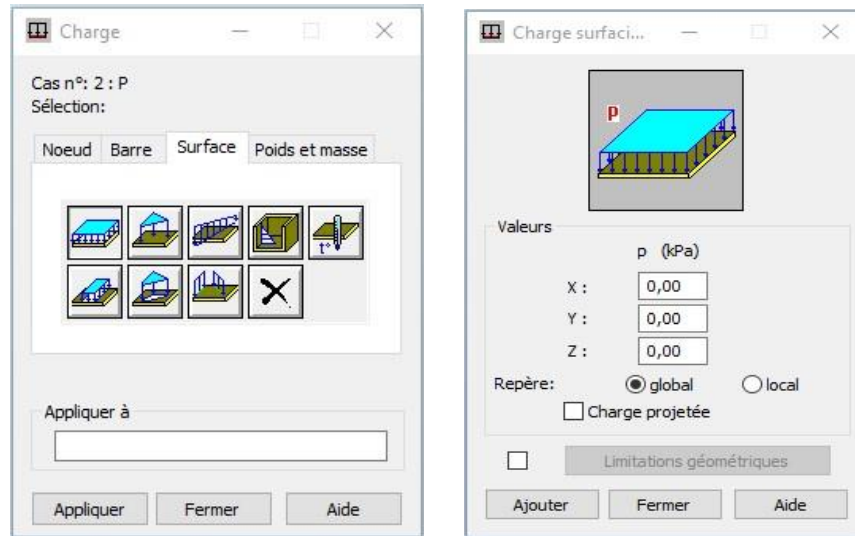


Figure IV.15. Affectation des charges surfaciques.

De même pour les éléments barres, on remplace surface par barre.

- **Poids de la structure : $W = \Sigma G + \beta \Sigma Q$**
- ⇒ Analyse => type d'analyse => masse.

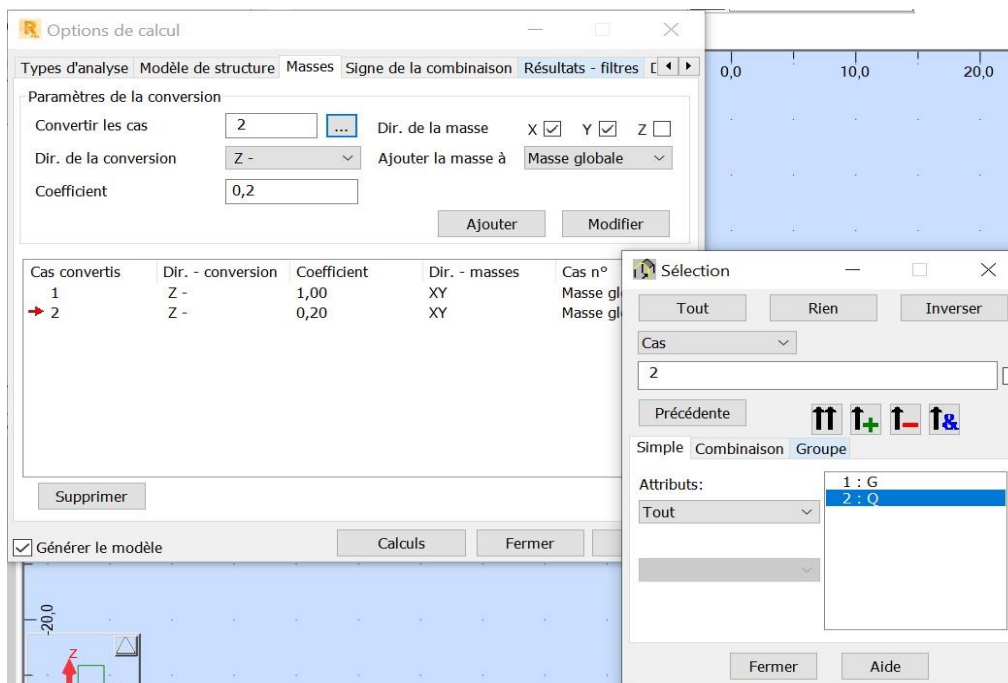


Figure IV.16. Définition de la masse sismique.

➤ 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.

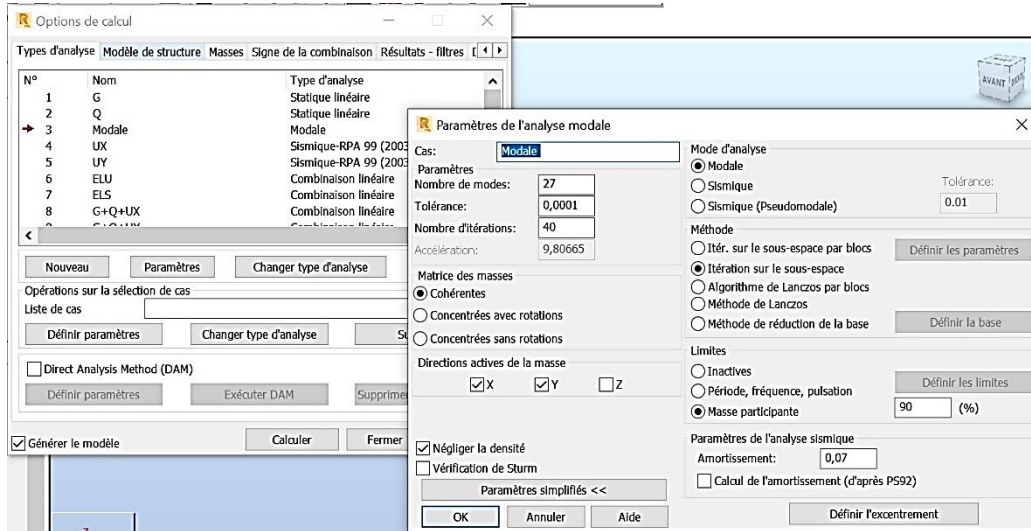


Figure IV.17. Paramètres de l'analyse modale.

➤ 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.

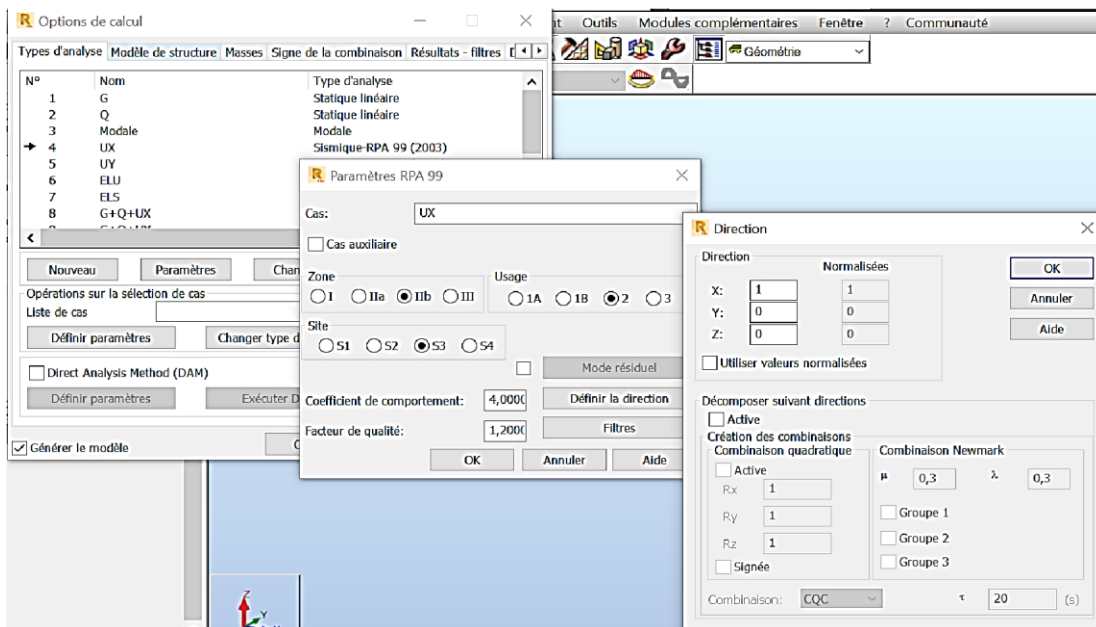


Figure IV.18. Paramètres de l'analyse sismique.

➤ **Les combinaisons d'actions**

⇒ Charge ⇒ combinaison manuel ⇒ choisir le type de la combinaison et sa nature.

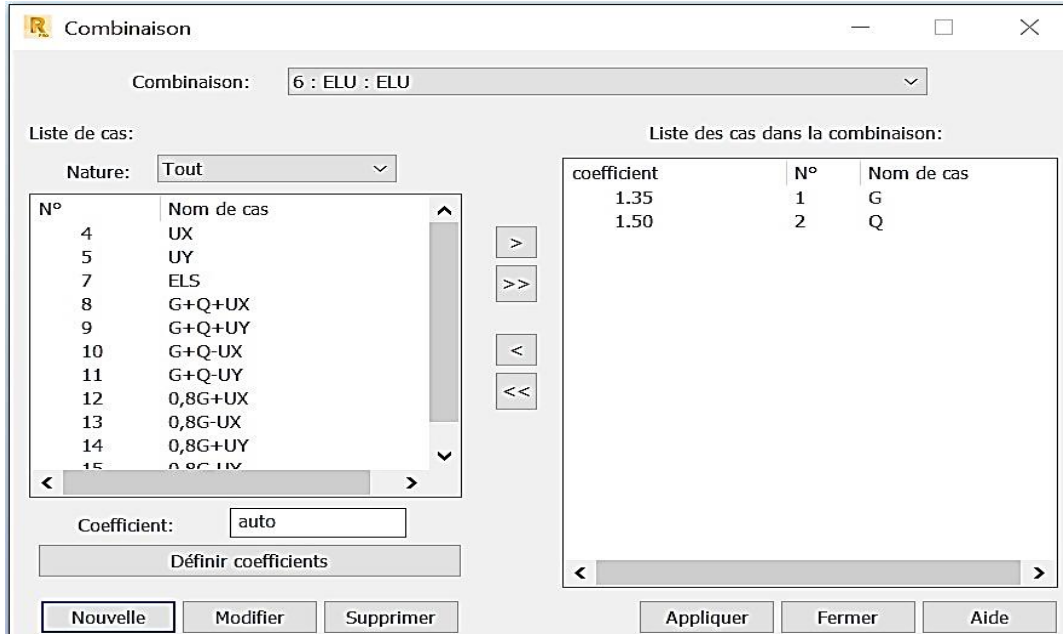



Figure IV.19. Définition des combinaisons d'actions.

Introduire les charges statiques " ELU, ELS ", le poids et les combinaisons sismiques " $G + Q \pm E ; 0.8 G \pm E$ ".

➤ **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.

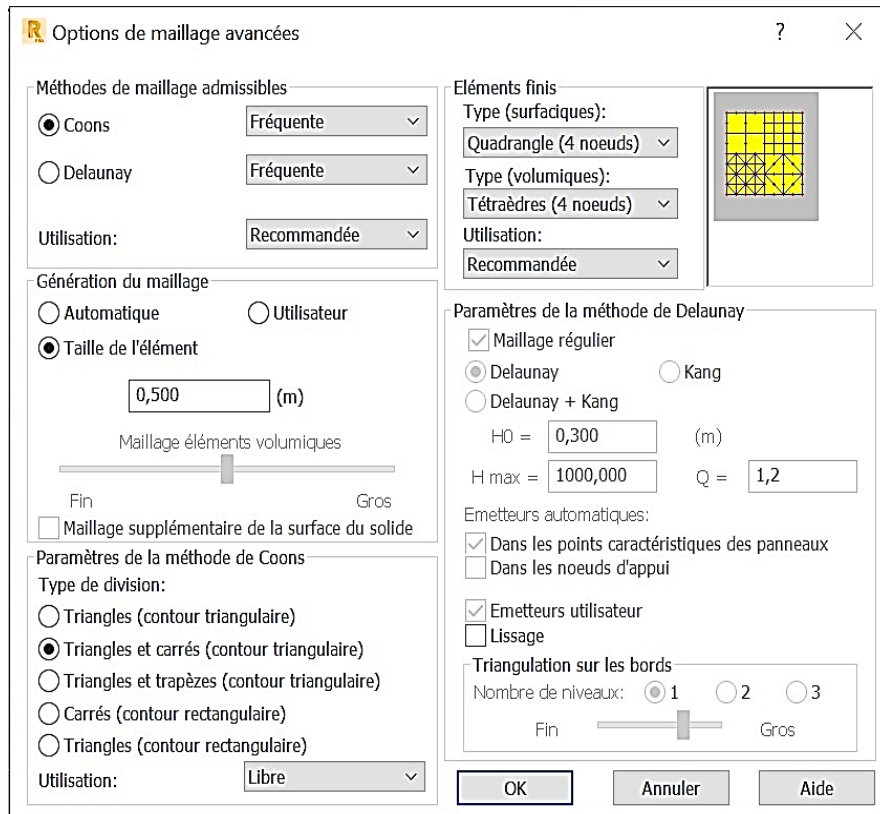


Figure IV.20. Définition de maillage.

➤ **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**".

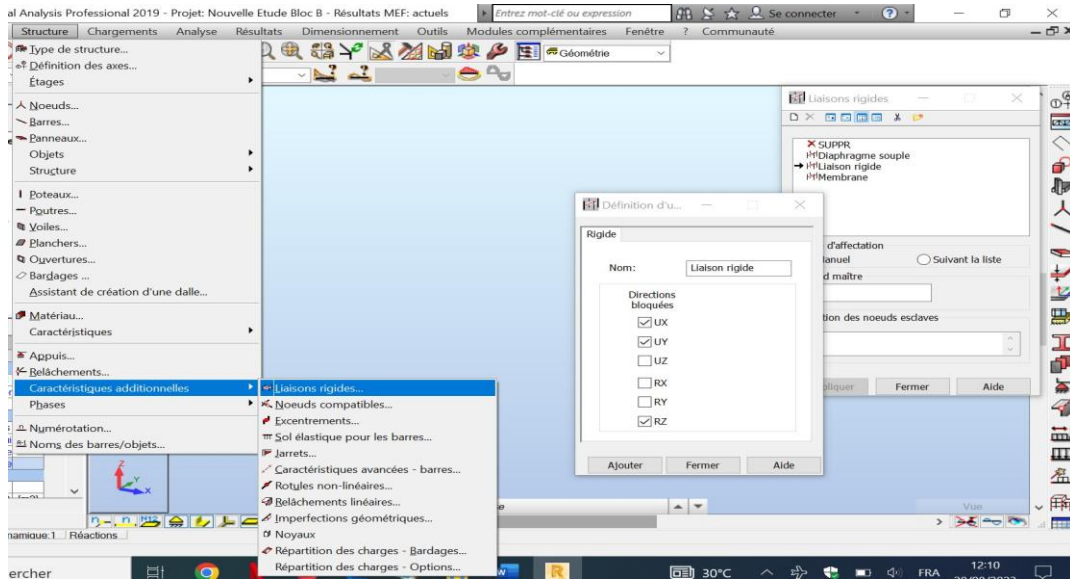


Figure IV.21. Liaisons rigides.

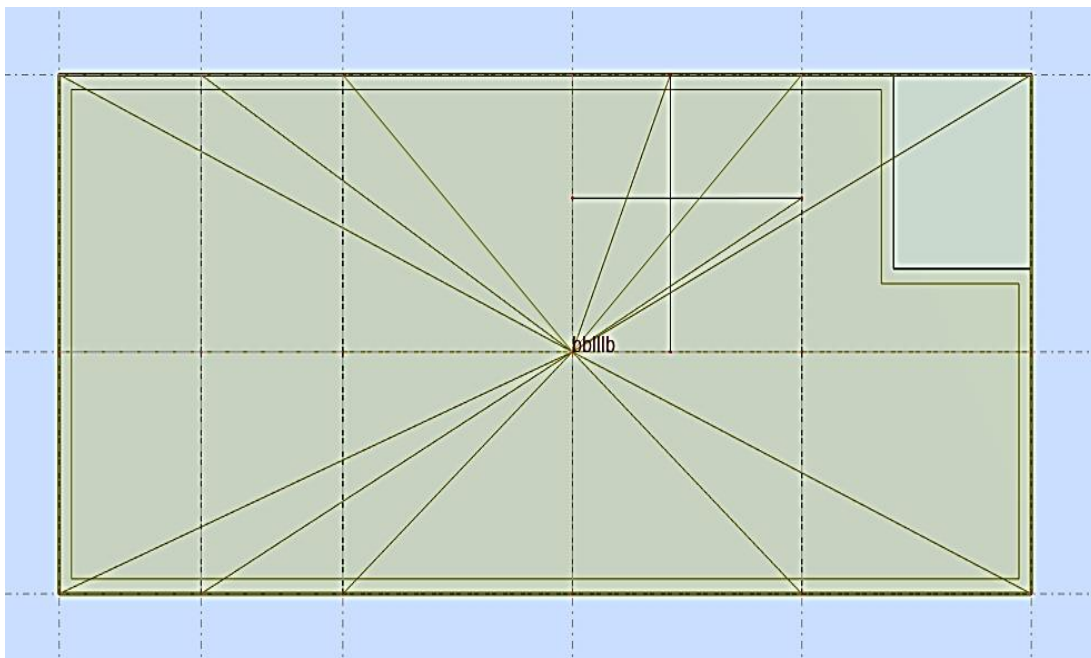


Figure IV.22. Application de la liaison rigide.

Répéter cette opération pour tous les planchers de la structure.

➤ Définition des étages

- ⇒ Afficher le plan XZ ou YZ => Structure => étage.
- ⇒ Cliquer sur "définition graphique" => définir graphiquement

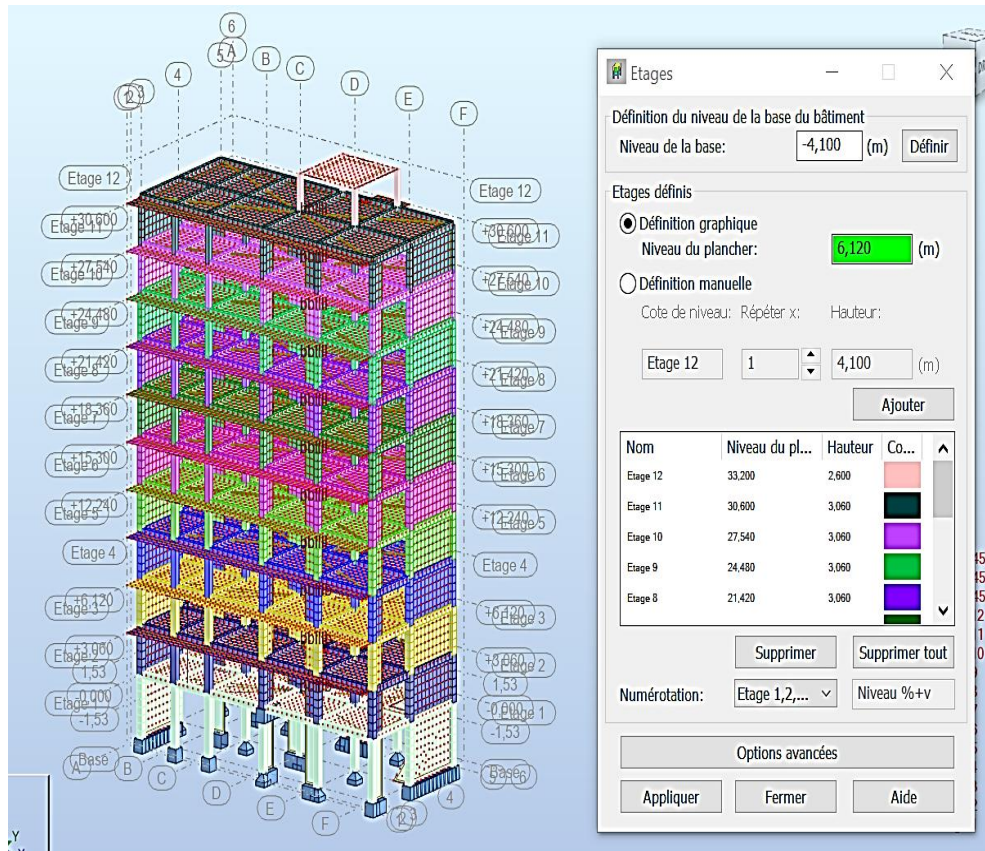


Figure IV.23. Définition des étages.

➤ Calcul de la structure

- ⇒ Analyse => Calculer => ou avec l'icône



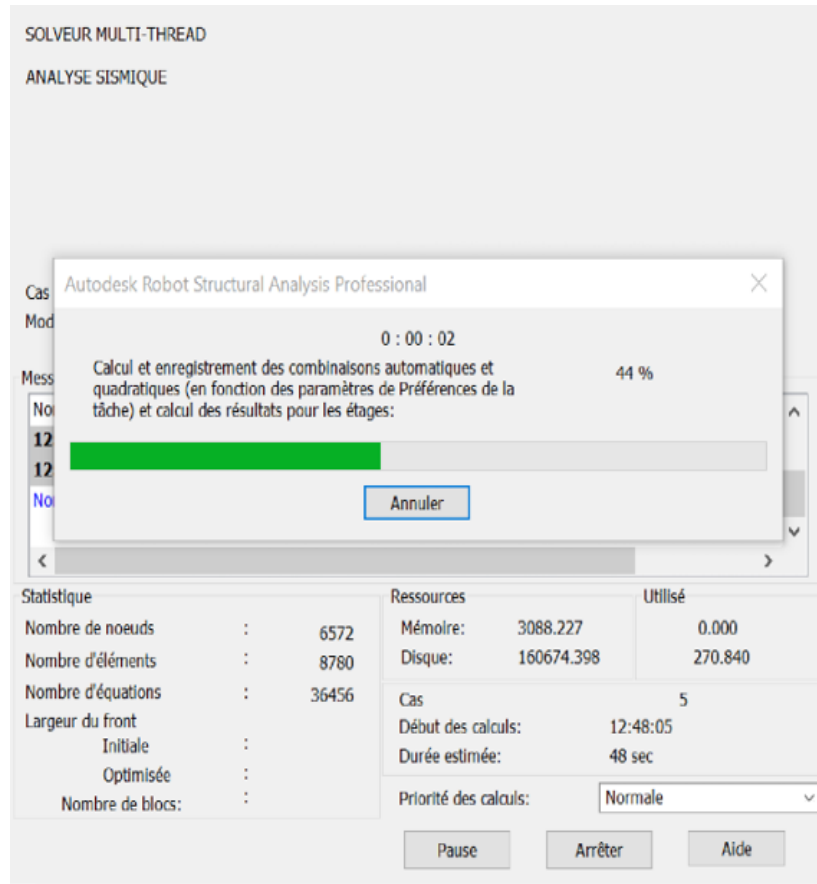


Figure IV.24. Lancement du calcul.

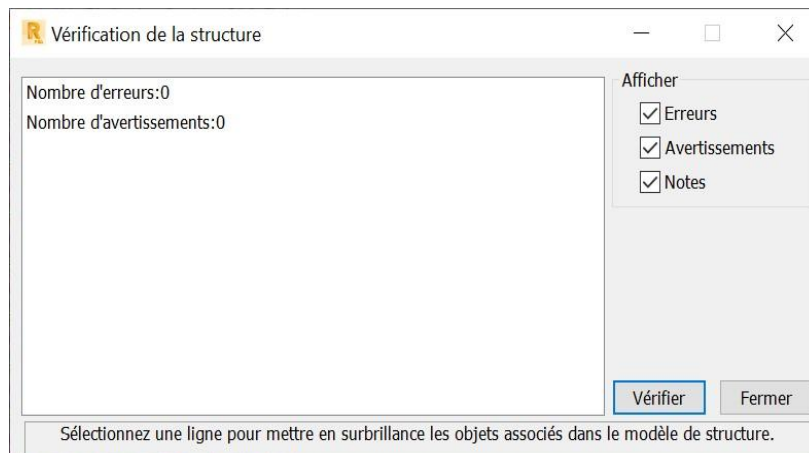


Figure IV.25. Résultat du calcul.

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 □ : Critères de classification du RPA99 mod 2003]

Tableau IV.1. Paramètres du RPA.

ZONE	USAGE	SITE
□a	2	S3

- Combinaisons d'actions

Les combinaisons selon le (BAEL 91 mod99, CBA93)

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

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

Combinaisons selon le RPA99 V2003

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Avec :

G : la charge permanente.

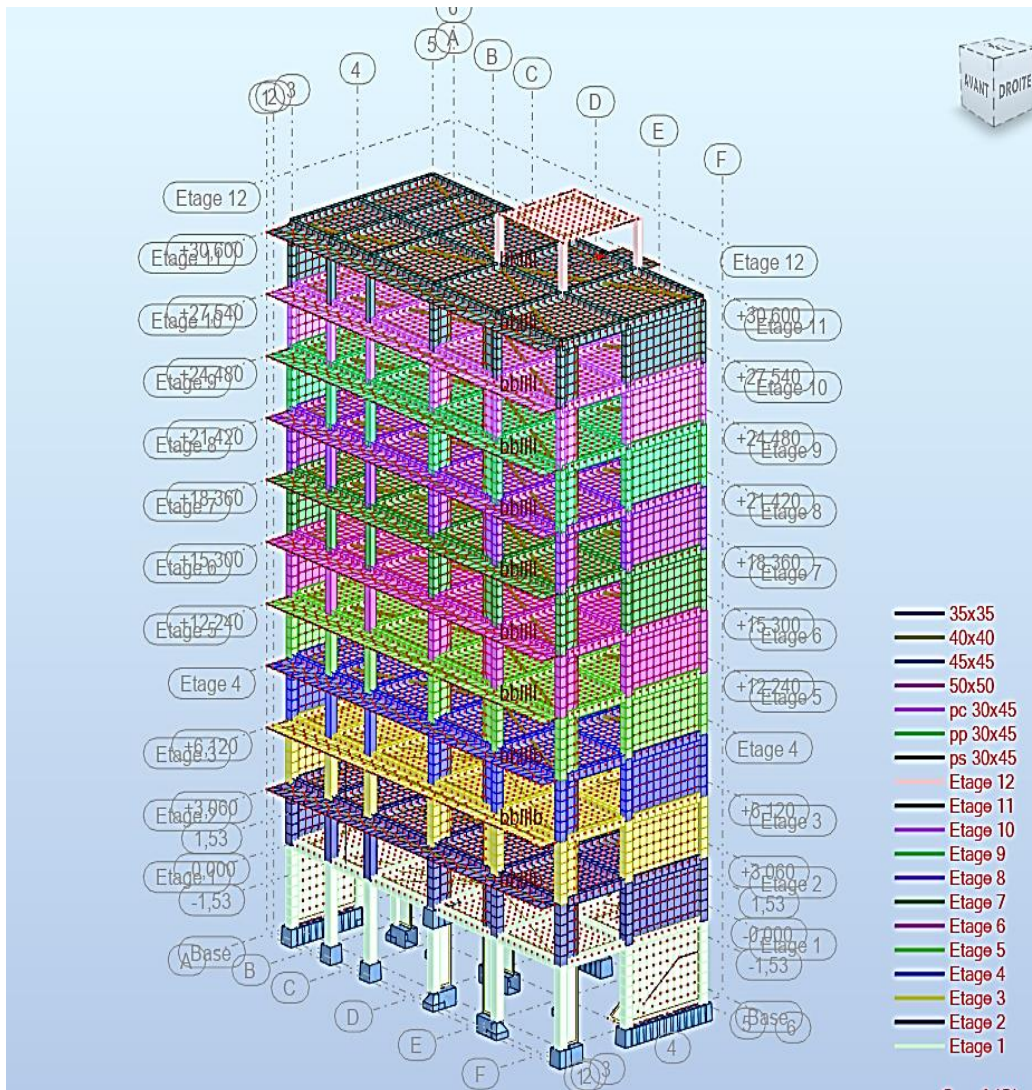
Q : la charge d'exploitation.

E : l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

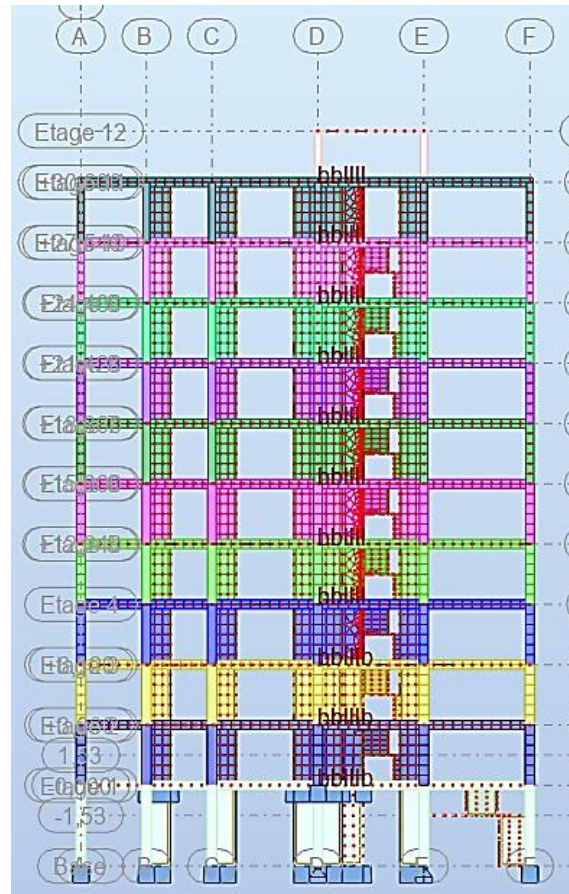
IV.4. Vérifications et interprétation des résultats

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).

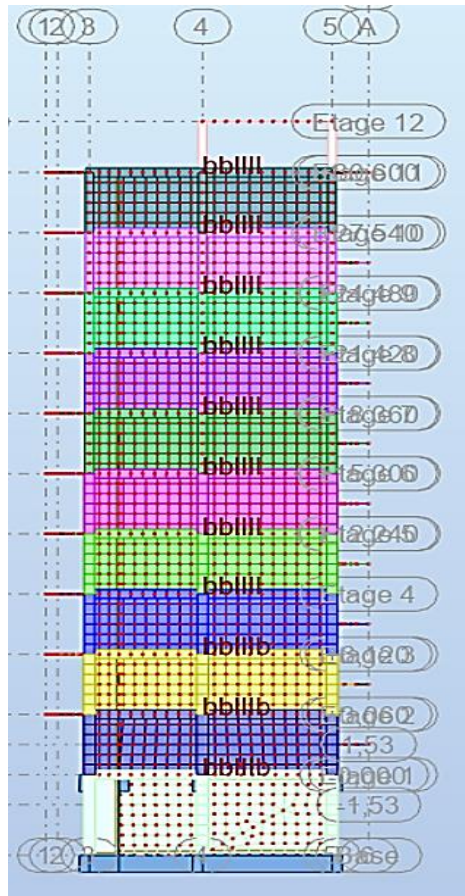
✓ Vue en 3D



✓ Vue en portique plan XZ



✓ Vue en portique plan YZ



IV.4. 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].

Tableau IV.2. Valeurs du coefficient de comportement R.

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

Les charges verticales et horizontales reprises par le système de contreventement seront tirées 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 "**étage**".
- Cliquer sur "**effort réduit**".
- Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", cocher et les cocher aussi dans répartition des forces sur les poteaux et les voiles
- Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner puis cliquer sur "**combinaison**" et ajouter ELS à la sélection.
- Relever les résultats du 1^{er} étage pour chaque cas de charge.

Pour le cas 4 (Ex) on relève Fx, Pour le cas 5 (Ey) on relève Fy et pour le cas 7 (ELS) on relève Fz.

Tableau IV.3. Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure.

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

Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés.

➤ **Sous charges verticales (ELS)**

Tableau IV.4. Charges verticales.

Effort Normal Total Nt=	46047,976 [KN]	100 %
Effort Normal Voiles Nv=	24902,583 [KN]	54,07 %
Effort Normal Portiques Np=	21145,693 [KN]	45,92 %

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 (**Fz**) sous la combinaison (G + Q).

➤ **Sous charges horizontales (séisme E)**

Tableau IV.5. Charges horizontales.

	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%

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 (**FX et FY**) sous la combinaison (EX et EY) 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.5. Vérifications et interprétation des résultats

IV.5.1. 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.5.2. 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).

Tableau IV.6. Pourcentage de la masse participante.

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

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.5.3. 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.

Tableau IV.7. Valeur du coefficient C_T .

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

$$T = 0,05 \times 30,60^{3/4} = 0,651s$$

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 :

$$T_{RPA} = 0,651 \times 1,3 = 0,846 s$$

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 :

Tableau IV.8. Période fondamentale.

	Période [sec]
MAX	0,81
Cas	4
Mode	1
MIN	0,03
Cas	4
Mode	27

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 × 50) cm² on retire l'effort normal de puis le logiciel ROBOT

$$N_d = 1\,215,962 \text{ KN}$$

$$U = \frac{1215,962}{45 \times 50 \times 25} = 0,216 < 0,30 \longrightarrow \text{La condition de RPA condition vérifiée.}$$

IV.5.4. 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 :

$$V_d > 0.8 \times V_{stat}$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA 99 MOD 2003}).$$

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)**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T₁ et **T₂**: Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.9. Périodes caractéristiques.

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70

On a **T₁ = 0,15** et **T₂ = 0,50** alors on est dans **D = 2,5η (T₂/T)^{2/3} T₂ ≤ T ≤ 3.0 s**

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 IV.10. Valeur de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'où : $\xi = 10\%$

$$\eta = 0,836.$$

$$D = 1,753.$$

⇒ **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

Tableau IV.11. Tableau de facteur de qualité Q_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

$$Q_x = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05.$$

✓ Sens Y-Y

Tableau IV.12. Tableau de facteur de qualité Q_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

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,10.$$

⇒ W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- 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 tableau4.5.

Tableau IV.13. Valeurs du coefficient de pondération β .

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. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

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 correspondents a 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

Tableau IV.14. Tableau récapitulatif des différents paramètres sens X-X.

A	D	Q	W	R
0,15	1,753	1,05	28 856,2188	3,5

D'où : $V_{xstat} = 2276,32 \text{ KN}$

$$0,8 \times V_{xstat} = 0,8 \times 2\,257,52 = 1\,821,06 \text{ KN}$$

✓ Sens Y-Y

Tableau IV.15. Tableau récapitulatif des différents paramètres sens Y-Y.

A	D	Q	W	R
0,15	1,753	1,10	28 856,2188	3,5

D'où : $V_{ystat} = 2\,384,72 \text{ KN}$

$$0,8 \times V_{ystat} = 0,8 \times 2\,384,72 = 1\,907,77 \text{ KN}$$

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} .

Tableau IV.16. Extraction des valeurs de V à partir de Robot.

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

$$V_{dx} = 2513,975 > 0,8 \times V_{xstat} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$V_{dy} = 2365,556 > 0,8 \times V_{ystat} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.5.5. Vérification du déplacement latéral inter étage (Art 4.43 du RPA99 version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec : δ_k : 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 **UX** et **UY**, qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
- Bouton droit "**filtre**", sélectionner **UX** et **UY**.
- Relever **UX** pour le cas 4 (Ex) et **Uy** pour le cas 5 (Ey).

✓ **Suivant EX**

Tableau IV.17. Déplacements relatifs selon X.

Etages	R	UX (cm)	Δk	Hauteur	1%he	Condition
Terrasse	3,5	10,6	1	306	3,06	verifiée
8	3,5	9,6	1	306	3,06	Verifiée
7	3,5	8,6	1	306	3,06	Verifiée
6	3,5	7,6	1,1	306	3,06	Verifiée
5	3,5	6,5	1,1	306	3,06	Verifiée
4	3,5	5,4	1,2	306	3,06	Verifiée
3	3,5	4,2	1	306	3,06	Verifiée
2	3,5	3,2	1	306	3,06	Verifiée
1	3,5	2,2	0,9	306	3,06	Verifiée
RDC	3,5	1,3	0,7	306	3,06	Verifiée
S/SOL	3,5	0,6	0,6	410	4,1	Verifiée

✓ Suivant EY

Tableau IV.18. Déplacement relatifs selon Y.

Étages	R	UY (cm)	Δk	Hauteur	1%he	Condition
Terrasse	3,5	9,9	1	306	3,06	Vérifiée
8	3,5	8,9	1	306	3,06	Vérifiée
7	3,5	7,9	1	306	3,06	Vérifiée
6	3,5	6,9	1	306	3,06	Vérifiée
5	3,5	5,9	1	306	3,06	Vérifiée
4	3,5	4,9	1	306	3,06	Vérifiée
3	3,5	3,9	1,1	306	3,06	Vérifiée
2	3,5	2,8	1	306	3,06	Vérifiée
1	3,5	1,8	0,7	306	3,06	Vérifiée
RDC	3,5	1,1	0,7	306	3,06	Vérifiée
S/SOL	3,5	0,4	0,4	410	4,10	Vérifiée

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.5.6. 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 $L_x = \frac{23,30}{2} = 11,65$ et $L_y = \frac{10,30}{2} = 5,15$

$$L_x \times 5\% = 11,65 \times 0,05 = 0,582.$$

$$L_y \times 5\% = 5,15 \times 0,05 = 0,257.$$

✓ SUIVANT LE SENS X-X : / $C_m - C_r$ / < $L_x \times 5\%$

Tableau IV.19. Tableau de l'excentricité X-X.

Étages	CM	CR	CM-CR	5% L _x	Observation
TERRASSE	10,45	10,528	0,078	0,582	Vérifiée
8	10,45	10,521	0,071	0,582	Vérifiée
7	10,45	10,514	0,064	0,582	Vérifiée
6	10,45	10,506	0,056	0,582	Vérifiée
5	10,45	10,498	0,048	0,582	Vérifiée
4	10,45	10,490	0,040	0,582	Vérifiée
3	10,45	10,481	0,031	0,582	Vérifiée
2	10,45	10,473	0,023	0,582	Vérifiée
1	10,45	10,466	0,016	0,582	Vérifiée
RDC	10,45	10,460	0,010	0,582	Vérifiée
S/SOL	10,45		0,040	0,582	Vérifiée

✓ SUIVANT LE SENS Y-Y : $\frac{Cm - Cr}{Ly} \times 5\%$

Tableau IV.20. Tableau de l'excentricité Y-Y.

Étages	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

On remarque que l'excentricité théorique est inférieure à l'excentricité accidentelle.

Donc : La condition $Ly \times 5\% \geq E$ est vérifiée.

IV.5.7. 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".

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_i = (W_{Gi} + 0,2W_{Qi})$$

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 (**50 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 :

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

Étages	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	1	570,548	0,018	1	569,922	0,018
8	6 072,514	306	1	949,822	0,020	1	920,058	0,021
7	7 917,189	306	1	1262,732	0,020	1	1205,857	0,021
6	9 229,224	306	1,1	1526,292	0,021	1	1450,461	0,020
5	11 541,259	306	1,1	1752,081	0,023	1	1661,94	0,022
4	13 737,468	306	1,2	1938,003	0,027	1	1838,419	0,024
3	15 945,688	306	1	2099,028	0,024	1,1	1989,205	0,028
2	18 311,768	306	1	2243,811	0,025	1	2122,772	0,028
1	20 725,136	306	0,9	2362,748	0,026	0,7	2231,19	0,021
RDC	23 152,015	306	0,7	2453,717	0,021	0,7	2313,841	0,022
S/SOL	26 040,751	410	0,6	2513,973	0,015	0,4	2365,554	0,010

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.

IV.6. 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.

V.1. Ferrailage des poutres

V.1.1. 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.1.2. 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.1.3. Etude de la poutre de chaînage

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastés 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 :

- Sélectionner les poutres principales ou secondaires selon celles que l'on veut ferrailer.
- En haut de l'écran, cliquer sur "**Résultats**" puis "**Diagrammes-barres**", une fenêtre s'affiche.
- Cliquer sur "**NTM**", puis cocher " **M_y** ".
- 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**").
- Désactiver le "**croquis des profilés**" pour mieux visualiser les résultats.
- 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.

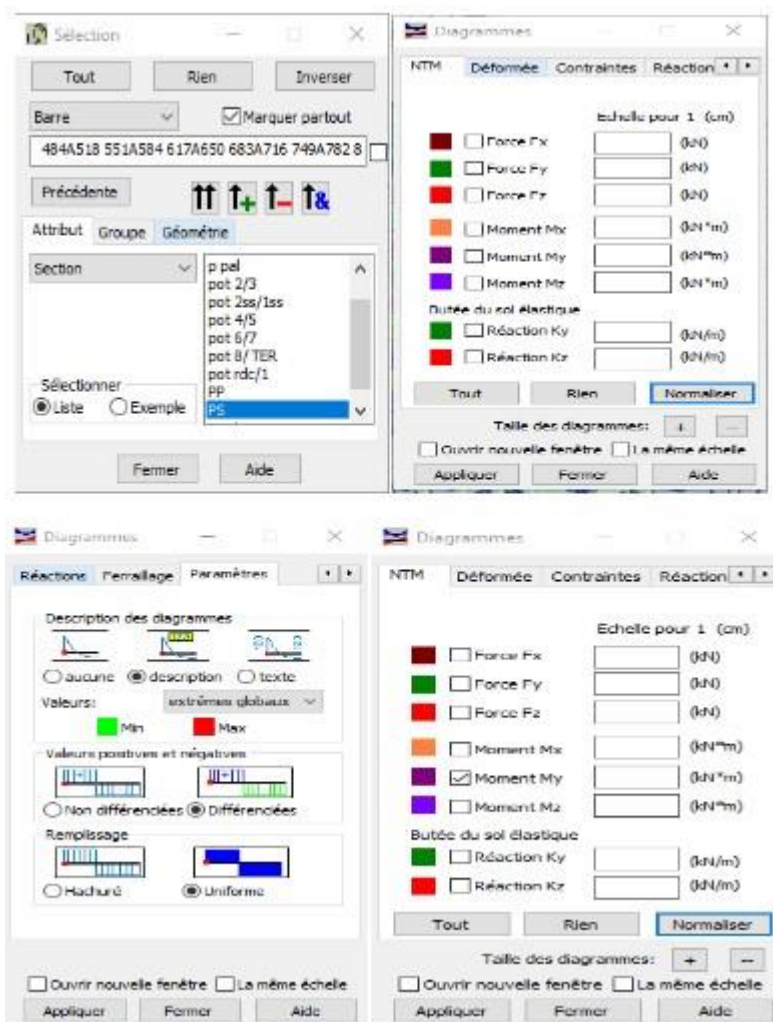


Figure V.1. Extraction des valeurs M_y à partir de ROBOT.

➤ Calcul des ferrillages

Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :

Tableau V.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acie (Fe400)		
	γ_b	f_{c28} [Mpa]	f_{bu} [Mpa]	γ_s	f_e [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Combinaisons considérées dans les calculs

- **Combinaisons fondamentales [BAEL 91]**
 - $1,35G + 1,5 Q \rightarrow$ à l'ELU
 - $G + Q \rightarrow$ à l'ELS
- **Combinaisons accidentelles [RPA99 V2003]**
 - $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
 - $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

V.1.4. Recommandation et exigence du RPA

- **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 :

Tableau V.2. Section des armatures longitudinales.

	0,5% $b \times h$	4% $b \times h$	6% $b \times h$
Poutre principale (30 × 45)	6,75	54	81
Poutre secondaire (30 × 45)	6,75	54	81
Poutre de chaînage (25 × 40)	5	40	60

- **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 :

$$\min = \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$$

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.1.4.1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ Exposé de la méthode de calcul

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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 $d = h - c$

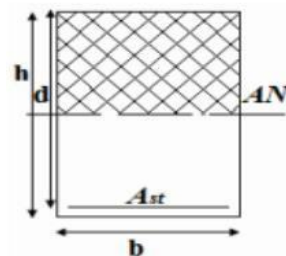
c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Deux cas peuvent se présenter lors du calcul d'une section rectangulaire

1^{er} cas: Section simplement armée $A_c = 0$

$\mu \leq 0,392 \rightarrow$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivant :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}; \text{ ou bien } A_{st} = \frac{M_{Ac}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$



2^{eme} cas: Section doublement armée $A_c \neq 0$

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivant :

Armature tendue :

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \bar{\sigma}_{st}} \rightarrow \text{ Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

Armature comprimée :

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \bar{\sigma}_{st}} \rightarrow \text{ Avec : } \Delta M = M_u - M_l \text{ ou bien } \Delta M = M_{Ac} - M_l$$

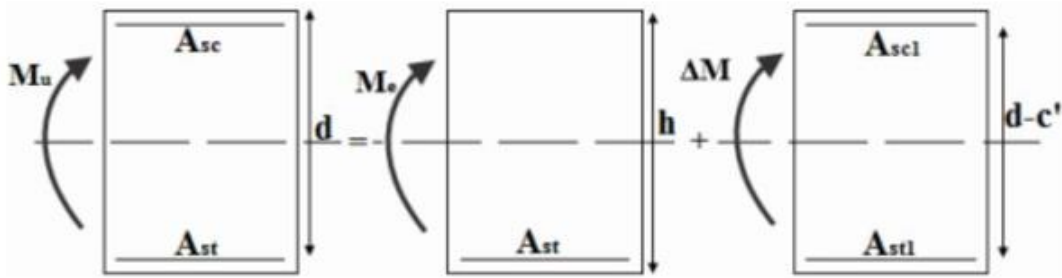


Figure V.2. Section doublement armée.

➤ **Les efforts internes dans les poutres**

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V.3. Moments max et min des poutres.

	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	-48,77	-28,733	- 47,85	30,56	25,168	37,63

V.1.5. Ferrailage des poutres

V.1.5.1. Poutres principales

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{204,870 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 18,48} = 0,209$$

$$\mu = 0,209 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,209 \rightarrow \beta = 0,881$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{204,870 \times 10^3}{0,881 \times 42 \times 400} = 13,84 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{225,443 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 18,48} = 0,230$$

$$\mu = 0,230 < \mu_l = 3,92 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,230 \rightarrow \beta = 0,867$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{225,443 \times 10^3}{0,867 \times 42 \times 400} = 15,41 \text{ cm}$$

V.1.5.2. Poutres Secondaires

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{194,60 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 18,48} = 0,199$$

$$\mu = 0,199 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,199 \rightarrow \beta = 0,887$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{194,60 \times 10^3}{0,887 \times 42 \times 400} = 13,06 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{177,663 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 18,48} = 0,182$$

$$\mu = 0,182 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,182 \rightarrow \beta = 0,899$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{177,663 \times 10^3}{0,899 \times 42 \times 400} = 11,76 \text{ cm}^2$$

V.1.5.3. Poutres de chaînage

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37,63 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 18,48} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37,63 \times 10^3}{0,981 \times 42 \times 400} = 2,28 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47,85 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 18,48} = 0,049$$

$$\mu = 0,049 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,049 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47,85 \times 10^3}{0,974 \times 42 \times 400} = 2,92 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Ferrailage des poutres principales (30×45)

Tableau V.4. Ferrailage des poutres principales.

Poutre	M_{max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	204,870	13,88	2HA20+4HA16	14,32
Aux appuis	225,443	15,41	3HA20+3HA16	15,45

➤ Ferrailage des poutres Secondaire (30×45)

Tableau V.5. Ferrailage des poutres secondaires.

Poutre	M_{max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	194,60	13,06	2HA20+4HA16	14,32
Aux appuis	177,663	11,76	6HA16	12,06

➤ Ferrailage des poutres de Chainage (30×45)

Tableau V.6. Ferrailage des poutres chainage.

Poutre	M_{max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	37,638	2,28	3HA12	3,39
Aux appuis	47,859	2,94	3HA12	3,39

V.1.6. Vérifications à l'ELU

➤ **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 :

$$A_{min} = 0,5 \% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}$$

Tableau V.7. Vérifications de la condition de non fragilité.

		$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$		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 chaînage (30×45)	En travée	3,14	1,52	5	CNV
	Aux appuis	3,14			CNV

Conclusion

$A_{adopté} \geq A_{min} \rightarrow$ La condition de non-fragilité est vérifiée pour les poutres secondaire et principale, sauf celle des poutres de chaînage donc on adoptera les armatures minimales.

➤ **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 :

Tableau V.8. Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU.

	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 chaînage	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 $S_t = \frac{h}{2}$	$S_t \leq 22,5 cm$	$S_t = 20$	$A_t = 1,8$	

➤ **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

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

Poutres principales : $\tau_u = \frac{188,474 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42} = 1,49 MPa$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{11,70 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42} = 0,09 MPa$

Poutres de chaînages : $\tau_u = \frac{5,675 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42} = 0,04 MPa$

- ⇒ **Poutres principales** : $\tau_u = 1,49 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**
 ⇒ **Poutres secondaires** : $\tau_u = 0,09 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**
 ⇒ **Poutres de chaînages** : $\tau_u = 0,04 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Tableau V.9. Vérification au cisaillement.

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

➤ **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 :

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V.10. Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	Efforts Tranchant T_{max} (KN)	b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	\bar{T}_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

✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

Si $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0 \rightarrow$ **La condition n'est pas vérifiée .**

$$\Rightarrow \text{Poutres Principales : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 188,474 - \frac{225,443}{0,9 \times 0,42} = -182,50 < 0$$

$$\Rightarrow \text{Poutres Secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 11,710 - \frac{177,663}{0,9 \times 0,42} = -458,29 < 0$$

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 : $\Psi = 1,5$ pour les aciers HA

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma_{Ui}} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : Σ_{Ui} : périmètre utile des aciers

\Rightarrow **Poutres Principales :**

$$\Sigma_{Ui} = (n \times \pi \times f_{c28}) = (3 \times 3,14 \times 25) + (3 \times 3,14 \times 20) = 612,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma_{Ui}} = \frac{188,474 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 612,30} = 0,81 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

\Rightarrow **Poutres Secondaires :**

$$\Sigma_{Ui} = (n \times \pi \times f_{c28}) = (3 \times 3,14 \times 25) + (6 \times 3,14 \times 20) = 612,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma_{Ui}} = \frac{11,710 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 612,30} = 0,81 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

\Rightarrow **Poutres de chaînage :**

$$\Sigma_{Ui} = (n \times \pi \times f_{c28}) = (6 \times 3,14 \times 25) \times 2 = 452,16 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma_{Ui}} = \frac{5,675 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 452,16} = 0,03 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

✓ Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Pour les } \phi 25 : L_s = 88,18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Pour les } \phi 20 : L_s = 70,55 \text{ cm}$$

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.

$$\text{Pour les } \phi 20 \rightarrow L_a = 14,10 \text{ cm}$$

soit : L_a = 15cm

V.1.7. Vérifications à L'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5]**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot : $\bar{f} = \frac{1}{500}$

On prendra "l" la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

$$\Rightarrow \text{Poutres Principales : } \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres Secondaires : } \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres chainages : } \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$$

La plus grande flèche tirée par le logiciel **ROBOT** est :

$$\Rightarrow \text{Poutres Principales : } f = 0,7 \text{ cm} < f = 1,1 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres secondaires : } f = 0,7 \text{ cm} < f = 1,1 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres de chainages : } f = 0,4 \text{ cm} < f = 1,1 \text{ cm}$$

Conclusion

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale, secondaire et chainage).

➤ **Vérification des contraintes**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow (K_1; \beta_1) \text{ par interpolation a partir des tableaux a L'ELS}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Extrêmes globaux des moments à l'ELS

Tableau V.12. Extrêmes globaux des moments à l'ELS.

Poutres		Moments (KN.m)		Elément	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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		M.l'ELS (KN. m)	ρ	β_1	K_1	$A_{st}(cm^2)$	d (cm)	$\sigma_{st}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{st}(MPa)$	Obs	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Obs
P.P	Travée	64,710	1,532	0,838	15,86	14,55	42	126,36	348	C.V	7,97	15	C.V
	Appuis	- 89,810	2,267	0,816	12,17	16,44	42	159,40	348	C.V	13,09	15	C.V
P.S	Travée	46,220	1,274	0,848	17,89	13,65	42	95,07	348	C.V	5,31	15	C.V
	Appuis	- 54,123	0,956	0,863	21,50	12,25	42	121,90	348	C.V	5,66	15	C.V
P.C	Travée	25,168	0,022	0,974	177,3	2,30	42	117,92	348	C.V	0,43	15	C.V
	Appuis	- 28,733	0,036	0,967	136,5	2,94	42	240,63	348	C.V	1,76	15	C.V

V.2. Ferrailage des poteaux

V.2.1. Introduction

- Le ferrailage des éléments résistants 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 :

Tableau V.13. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier (Fe400)		
	γ_b	f_{c28} [Mpa]	f_{bu} [Mpa]	γ_s	f_e [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.2.2. 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 extraits à partir de logiciel (**ROBOT**), ils sont donc calculés en flexion composée.

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 correspondant.
- Effort normal minimal N_{min} et le Moment correspondant.

Avec :

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : 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**

- ⇒ Bouton droit "tableau", cliquer sur "effort".
- ⇒ Filtrer les poteaux en choisissant ceux loin des voiles et ce pour chaque section de poteaux.
- ⇒ Choisir le "cas de charge" suivant "combinaisons".
- ⇒ Relever les valeurs citées précédemment.

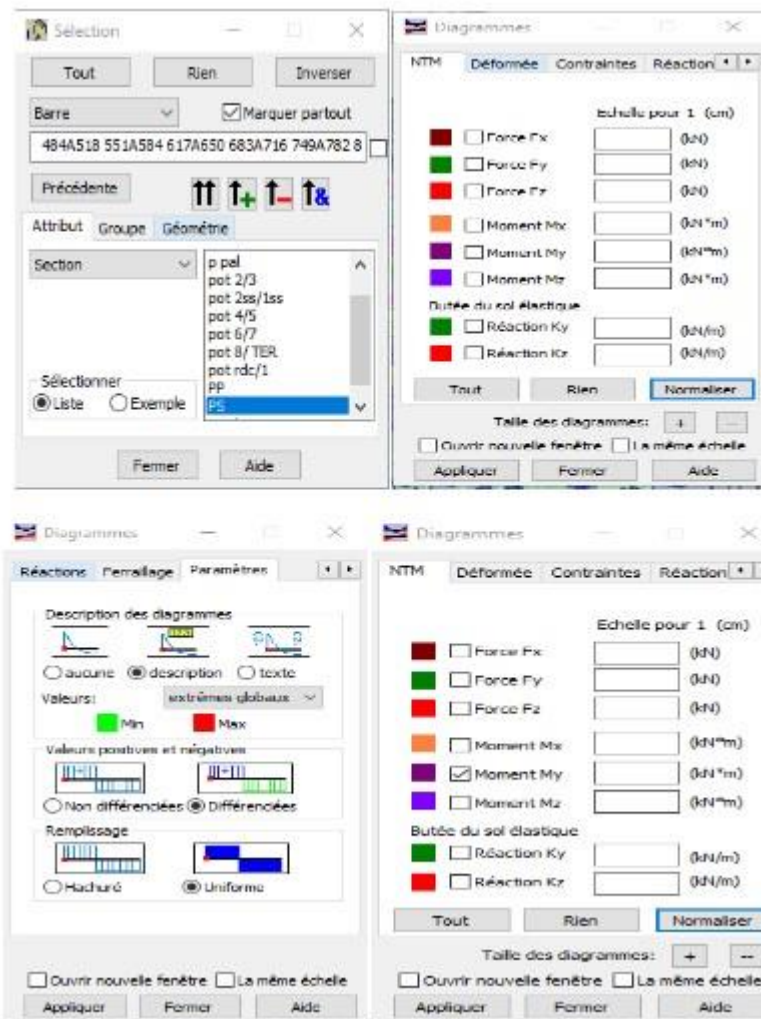


Figure V.12. Extraction des valeurs M_y à partir de ROBOT.

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.

V.2.3. Recommandation du RPA 2003

➤ Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1)

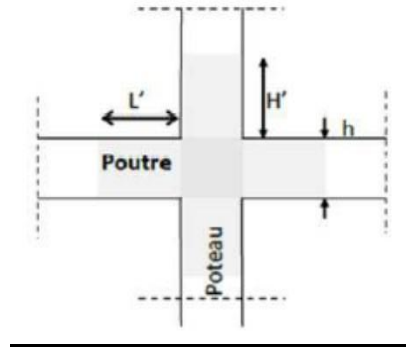
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ_L (zone IIa)**.

- 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 (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.

Tableau V.14. Armatures longitudinales des poteaux recommandés par le RPA.

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min} = 0,08 \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max} = 0,04 \times bh$ (cm ²)
Poteaux (50×50)	20	150	100
Poteaux (45×45)	16,2	121	8,1
Poteaux (40×40)	12,8	96	6,4
Poteaux (35×35)	9,8	73	4,9

Délimitation de la zone nodale :



$$h' = \max\left[\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right]$$

- ⇒ Les poteaux S/SOL (50 × 50) : $h' = [410/6; 50; 50; 60] = 66,83 \text{ cm}$.
- ⇒ Les poteaux RDC/1 (50 × 50) : $h' = [306/6; 50; 50; 60] = 60 \text{ cm}$.
- ⇒ Les poteaux 2/3/4 (45 × 45) : $h' = [306/6; 45; 45; 60] = 60 \text{ cm}$.
- ⇒ Les poteaux 5/6/7 (40 × 40) : $h' = [306/6; 40; 40; 60] = 60 \text{ cm}$.
- ⇒ Les poteaux 8/9 (35 × 35) : $h' = [306/6; 35; 35; 60] = 60 \text{ cm}$.

$$L' = 2 \times h$$

Pour les poutres (30 × 45) : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$

➤ 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 : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ;

$f_e = 400 \text{ MPa}$

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$\rho = 2.50$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ si l'élançement 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.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale**

$\frac{A_t}{b \times S_t}$ EN % est donnée comme suit :

$$0,3 \% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

➤ **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.2.4. 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.
- $0,8G \pm E$ 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.2.4.1. Etapes de calcul en flexion composée

➤ **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) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- 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 :

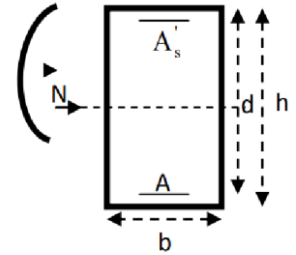
$$N_u(d - c') - M_f \leq (0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h})bh^2f_{bu}$$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$\theta = 1$ Pour fissuration durable.

$\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle.

N_u : effort de compression.



➤ **Détermination des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec : μ : moment réduit

- 1^{er} cas :**

Si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée ($A' = 0$).

⇒ **Armatures fictives :** $A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}$

⇒ **Armatures réelles :** $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

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

- 2^{émé} cas :**

Si $\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$).

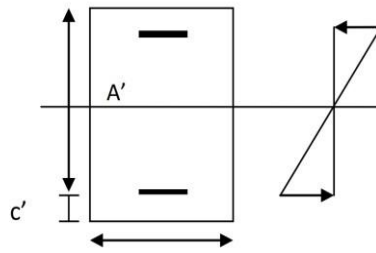
On calcul: $M_r = \mu_l \times bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$



La section réelle d'armature :

$$A'_s = A'$$

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

➤ **Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0,337h - 0,81 \times \frac{c'}{h}) \times bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

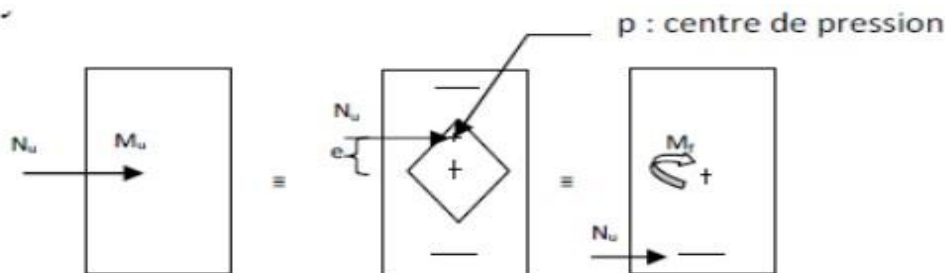


Figure V.13. Schéma de calcul en flexion composée (SEC).

• **1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)**

Si $N_u(d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$

$$A'_1 = 0 ; A_2 > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_2 = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}} ; A'_1 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

- 2^{ème} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée)

Si $N_u(d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c}{h}) \times b \times h \times f_{bc}$

$A'_1 > 0 ; A_2 > 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0,5 \times h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} ; A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

➤ Section entièrement tendue (SET)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{si} = \frac{N_u \times g}{(d - c)\sigma_{10}} ; A_s = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}$$

Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Remarque

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme.

La section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : aire de la section du béton seul.

Les efforts internes dans les poteaux :

Tableau V.15. Efforts internes dans les poteaux

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN]
S/SOL, RDC 1 ^{er} étage	50 X 50	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	1733,116	13,774
		$N_{min} - M_{corres}$	0,8G - UX	-1414,803	-1,503

		$N_{corres} - M_{max}$	$G + Q - UX$	639,984	99,930
2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	45X 45	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	1190,439	-5,681
		$N_{min} - M_{corres}$	0,8G - UX	-358,959	-1,200
		$N_{corres} - M_{max}$	$G + Q - UX$	334,405	100,648
5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	40 X 40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	702,502	-4,569
		$N_{min} - M_{corres}$	0,8G - UX	-87,461	-9,541
		$N_{corres} - M_{max}$	$G + Q - UX$	196,690	76,909
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	35X 35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	325,887	-16,074
		$N_{min} - M_{corres}$	0,8G - UX	-165,109	-11,842
		$N_{corres} - M_{max}$	$G + Q - UX$	131,941	70,793

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 + 1er 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.

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{CNF} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

$$A_{CNF} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{0,02 - 0,455 \times 47}{0,02 - 0,185 \times 47} \times 45 \times 47 = 6,29 \text{ cm}$$

V.2.5. Ferraillage Avec logiciel SOCOTEC

Exemple

Le ferraillage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** ».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16. Calcul des sections d'armatures

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN]	$\frac{h}{2} - c$	e_u	OBS	A_{inf} (cm ²)	A_{sup} (cm ²)
S/SOL RDC 1er étage	50 X 50	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	ELU	1733,116	13,774	22	0,007	SPC	5	0
		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	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
2ème 3ème 4ème étage	45 X 45	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	ELU	1190,439	-5,681	19,5	0,004	SPC	3	0
		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	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
5ème 6ème 7ème étage	40X 40	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	ELU	702,502	-4,569	17	0,006	SEC	0	0
		$N_{min} - M_{corres}$	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
8ème 9ème étage	35 X 35	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	ELU	325,887	-16,074	14,5	0,049	SPC	0,4	0
		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	0,8G - UX	-165,109	-11,842	14,5	0,071	SEC	0	0
		$N_{corres} \rightarrow M_{max}$	G + Q -UX	131,941	70,793	14,5	0,535	SEC	0	0

V.2.6. 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 BAEL91modifier 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.

$$\phi_t > \frac{\phi_L}{3} \quad (\text{Selon BAEL91/modifier 99 ArtA8 1 3})$$

$$\phi_t > \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

ϕ_L : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

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 :

$$S_t \leq \min(10\phi_L; 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{Longitudinale}$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1; 15 \text{ cm}) = \min(10; 15 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_L$$

$$S_t \leq 15 \times 1 = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec :

$\phi_L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$\rho = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

➤ **Calcul d'élançement géométrique**

Tableau V.17. Les valeurs de l'élançements géométrique λ_g .

Section des poteaux (cm ²)	L_0 (m)	$L_f = 0,7L_0$ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	Coefficient correcteur « ρ »
50X 50	4,10	2,870	5,740	2,50
50X 50	3,06	2,142	4,284	3,75
45X 45	3,06	2,142	4,760	3,75
40X 40	3,06	2,142	5,355	2,50
35 X 35	3,06	2,142	6,120	2,50

Niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant Max à l'ELU (kN)	Effort tranchant Max à l'ELS (kN)
--------	----------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------

S/SOL	Zone 1 50 X 50	64,641	41,225
RDC	Zone 2		
1er étage	50 X 50	52,648	39,908
2ème	Zone 3		
3ème			
4ème étage	45 X 45	43,480	31,204
5ème	Zone 4		
6ème			
7ème étage	40 X 40	27,119	19,438
8ème	Zone 5		
9ème étage	35 X 35	14,686	10,667

➤ **Poteau (35×35) (étage 8 + 9 + terrasse)**

$$\lambda_g = 6,12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

$$Vu: \text{L'effort tranchant max} \rightarrow Vu = 14,686 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{En zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 14,686}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 26,22 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{En zone courante : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 14,686}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 39,33 \text{ mm}^2$$

➤ **Poteau (40×40) (étage 5 + 6+7)**

$$\lambda_g = 5,355 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

$$Vu: \text{L'effort tranchant max } Vu = 27,119 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{En zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 27,119}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 42,37 \text{ mm}^2$$

⇒ **En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 27,119}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 63,56 \text{ mm}^2$$

➤ **Poteau (45×45) (étage 2 + 3+4)**

$$\Lambda_g = 4,760 \rightarrow \Lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

Vu : L'effort tranchant max $Vu = 43,480 \text{ kN}$

⇒ **En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 43,480}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 90,58 \text{ mm}^2$$

⇒ **En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 43,480}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 135,87 \text{ mm}^2$$

➤ **Poteau (50×50) (RDC+ 1 étage)**

$$\Lambda_g = 4,284 \rightarrow \Lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

Vu : L'effort tranchant max $Vu = 52,648 \text{ KN}$.

⇒ **En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 52,648}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 98,71 \text{ mm}^2$$

⇒ **En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3,75 \times 52,648}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 148,07 \text{ mm}^2$$

➤ **Poteau (45×50) (S/SOL)**

$$\Lambda_g = 5,740 \rightarrow \Lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

Vu : L'effort tranchant max $Vu = 64,641 \text{ Kn}$.

⇒ **En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 64,641}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 80,80 \text{ mm}^2$$

⇒ **En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 64,641}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 121,20 \text{ mm}^2$$

V.2.7. Vérifications à l'ELU

➤ **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 :

$$A_{adp} > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185d} \right) bd$$

Avec : A_{min} : section minimale d'aciers tendus.

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.

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.

Tableau V.18. Vérification de la condition de non fragilité.

Niveau	Section	Sollicitation ELS	N [KN]	M [KN]	e_s	A_{min}	A_{adp} (cm ²)	Observation
S/SOL RDC 1er étage	50X50	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1259,052	9,970	0,007	7,263	25,13	CV
		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	172,113	-1,430	0,008	7,310		CV
		$N_{corres} \rightarrow M_{max}$	1160,354	49,081	0,042	7,230		CV
2ème 3ème	45 X 45	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	858,586	-3,588	0,004	5,899	16,08	CV
		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	96,562	-1,166	0,012	5,887		CV

4 ^{ème} étage		$N_{corres} \rightarrow M_{max}$	513,255	49,694	0,096	5,925		CV
5 ^{ème} étage	40X 40	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	506,708	-2,803	0,005	4,640	12,32	CV
6 ^{ème} étage		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	31,197	-0,228	0,007	4,650		CV
7 ^{ème} étage		$N_{corres} \rightarrow M_{max}$	286,542	49,773	0,173	3,891		CV
8 ^{ème} étage	35X 35	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	238,419	-11,855	0,049	3,575	9,05	CV
9 ^{ème} étage		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	-10,841	-4,802	0,442	3,726		CV
		$N_{corres} \rightarrow M_{max}$	126,334	67,089	0,531	3,7630		CV

➤ **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 $\lambda_g \geq 5$: la quantité d'armatures transversale est 0,3% .
- ⇒ Si $\lambda_g \leq 3$: la quantité d'armatures transversale est 0.8% .
- ⇒ Si $3 < \lambda_g < 5$: la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Section des poteaux (cm ²)	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$	$\frac{A_t}{b \times S_t}$ %	Zones	$A_{min} = \% \times b \times S_t$ (cm ²)	$A_{RPA}^{calculé}$ (cm ²)	A_{choix} (cm ²)	Vérification $A_{calculé} < A_{choix}$
50 X 50	5,740	0,3 %	Nodale	1,35	0,80	4HA8	C.V
			Courante	2,02	1,21	4HA8	C.V
50X 50	4,284	0,8 %	Nodale	1,35	0,98	4HA8	C.V
			Courante	2,02	1,48	4HA8	C.V
45 X 45	4,760	0,8 %	Nodale	1,2	0,42	4HA8	C.V
			Courante	1,8	0,63	4HA8	C.V
40X 40	5,355	0,3 %	Nodale	1,05	0,42	4HA8	C.V
			Courante	1,57	0,63	4HA8	C.V

35 X 35	6,120	0,3 %	Nodale	0,9	0,26	4HA8	C.V
			Courante	1,35	0,39	4HA8	C.V

Conclusion

D'après le tableau ci-dessus, $A_{min} < A_{choix}$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre **HA8** et d'un losange **HA8** pour tous les poteaux $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

➤ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi_L$

⇒ Pour les HA12 : $L = 40 \times \phi_L = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

⇒ Pour les HA14 : $L = 40 \times \phi_L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

⇒ Pour les HA16 : $L = 40 \times \phi_L = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.

⇒ Pour les HA20 : $L = 40 \times \phi_L = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence.

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25$

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

Acier	HA20	HA16	HA14	HA12
l_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 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

τ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique $\tau = \frac{V}{b \times d}$.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_d = 0,075 \quad Si \rightarrow \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_d = 0,040 \quad Si \rightarrow \lambda_g < 5.$$

Tableau V.19. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	V_u	b	d	λ_g	ρ_d	τ_b	τ_{bu}	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
50 X 50	64,641	50	47	5,740	0,075	0,03	1,875	CV
50 X 50	52,648	50	47	4,284	0,040	0,02	1	CV
45X 45	43,480	45	42	4,760	0,040	0,02	1	CV
40X 40	27,119	40	37	5,355	0,075	0,02	1,875	CV
35X 35	14,686	35	32	6,120	0,075	0,01	1,875	CV

V.2.8. Vérification à l'ELS

➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **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.

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

Tableau V.20. Récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Section	Sollicitation ELS	N [KN]	M [KN]	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
50 X 50	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	1259,052	9,970	6,6	15	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	172,113	-1,430			
	$N_{corres} \rightarrow M_{max}$	1160,354	49,081			
45 X 45	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	858,586	-3,588	5,6	15	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	96,562	-1,166			
	$N_{corres} \rightarrow M_{max}$	513,255	49,694			
40 X 40	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	506,708	-2,803	4,3	15	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	31,197	-0,228			
	$N_{corres} \rightarrow M_{max}$	286,542	49,773			

35X 35	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$	238,419	-11,855	3,2	15	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{corres}$	-10,841	-4,802			
	$N_{corres} \rightarrow M_{max}$	126,334	67,089			

Conclusion

Après les calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suite :

Tableau V.21. Ferraillage des poteaux.

Niveaux	Section	Ferraillage
S/SOL, RDC, 1^{er} étage	50 × 50	8HA20
2^{ème} ,3^{ème} ,4^{ème} étage	45 × 45	8HA16
5^{ème} ,6^{ème} ,7^{ème} étage	40 × 40	8HA14
8^{ème} ,9^{ème} étage	35 × 35	8HA12

V.3. Ferrailage des voiles

V.3.1. Introduction

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 quatre 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.

➤ **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** : $G + Q \pm E$; $8G \pm E$.

➤ **Procédure avec Robot**

- ⇒ Sélectionner les voiles longitudinaux et transversaux selon les zones.
- ⇒ Copier les voiles sélectionnés.
- ⇒ Cliquer sur le bouton droit de la souris, puis choisir "**tableau**", puis "**résultats réduits**".
- ⇒ Choisir le "**cas de charge**" suivant : "**combinaison**".
- ⇒ Cliquer sur "**Filtres**", coller les voiles déjà sélectionnés.

➤ **Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux**

Tableau V.22. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier (Fe400)		
	γ_b	f_{c28} [Mpa]	f_{bu} [Mpa]	γ_s	f_e [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

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 :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \times L_c \right)$$

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendu.

$$L_t = L - L_c$$

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 :

Tableau V.23. Tableau des efforts normaux.

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		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

V.3.4. Détermination des armatures

- Armatures verticales

Tableau V.24. Tableau des 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	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

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 .

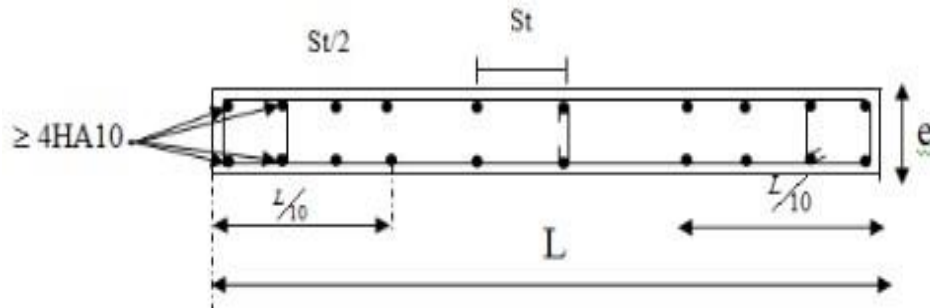


Figure V.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

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)**

$A_{min} > 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

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**).

$$A_{min} \geq A = 0,2\% \times B$$

➤ **Armatures horizontales**

- **Selon BAEL**

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

Avec : A_v : section d'armature verticales.
 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 $10\emptyset$. (**Art 7.7.4.2 RPA99/rev2003**) et disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

- **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**∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ⇒ **20**∅ 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 potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ^{ème} de l'épaisseur du voile

- **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.

- **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 :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 \times V_u$

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.

➤ **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.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : 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)**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{et} \quad \bar{V}_u = 1,4 \times V_u$$

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 : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow$ Fissuration préjudiciable Selon **BAEL91**.

V.3.6. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinal $L = 1$ m sur la **zone I**.

➤ **Caractéristiques géométriques**

Tableau V.25. Caractéristiques géométriques.

L (m)	e (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1	0,20	0,20	0,02

➤ **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 ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par **ROBOT** :

$$\Rightarrow \sigma_{max} = 5819,659 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{min} = -347,64 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t »**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{5819,659}{5819,659 + 347,64} \times 1 = 0,9 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1 - 0,9 = 0,1 \text{ m}$$

➤ **Calcul « d »**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \times L_c\right) = \min(1,82; 0,6) = 0,6 \text{ m}$$

Avec :

$$h_e = h_{etage} - h_{poutre} = 4,10 - 0,45 = 3,65 \text{ m}$$

➤ **Détermination de N :**

⇒ Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{347,64 \times (0,1 - 0,6)}{0,1} = 1738,2 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{347,64 + 1738,2}{2} \times 0,6 \times 0,20 = 125,15 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1738,2}{2} \times 0,6 \times 0,20 = 104,29 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures verticales**

⇒ **1^{ère} bande :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{125,15}{348 \times 10^{-1}} = 3,60 \text{ cm}^2$$

⇒ **2^{ème} bande :**

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{104,29}{348 \times 10^{-1}} = 3,00 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures de coutures**

$$A_{Vj} = \frac{1,1 \times T_u}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 399,390}{400 \times 10^{-1}} = 15,38 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99)**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right) = \max(6,3; 2,4) = 6,30 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des sections totales**

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 3,60 + \frac{15,38}{4} = 7,45 \text{ cm}^2/\text{Bande}$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 3,0 + \frac{15,38}{4} = 6,85 \text{ cm}^2/\text{Bande}$$

➤ **Ferraillage adopté**

Tableau V.26. Ferraillage adopté.

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1^{er} bande	$A_1 = 7,45 \text{ cm}^2$	8HA14 = 12,32 cm ²	$S_t = 15 \text{ cm}$
2^{ème} bande	$A_2 = 6,85 \text{ cm}^2$	8HA14 = 12,32 cm ²	$S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,10 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,0 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 3,10 \text{ cm}^2$

Soit : **6HA10 = 4,71 cm² / 1m de hauteur** ; avec **S_H = 20 cm**.

➤ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (**4HA8**).

V.3.7. Les vérifications

➤ **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ —————> **La condition est vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A_V} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1696,326 \times 10^3}{0,20 \times 10^6 + 15 \times 12,32 \times 10^2} = 7,76 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ —————> **La condition est vérifiée.**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

⇨ **Selon le RPA 2003**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 399,390 \times 10^3}{200 \times 0,6 \times 1000} = 1,75 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$ —————> **La condition est vérifiée.**

$\tau_b = 1,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$

⇨ **D'après le BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{399,390 \times 10^3}{200 \times 0,6 \times 1000} = 0,83 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Les résultats des calculs et de ferrailage des différents voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.27. Ferrailage des voiles longitudinaux VL1

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	<i>L (m)</i>	1,00	1,00	1,00	1,00
	<i>e (m)</i>	0,20	0,20	0,20	0,20
	<i>B (m²)</i>	0,20	0,20	0,20	0,20
	<i>T (KN)</i>	199,76	350,55	274,58	251,44
	<i>H (m)</i>	4,10	3,06	3,06	3,06
	<i>h_e (m)</i>	3,65	2,61	2,61	2,61
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	5819,659	1519,103	2074,451	3384,38
	$\sigma_{min} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	- 347,64	- 1000,348	- 1561,637	-1068,841
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC

	N_s (KN)	1696,326	781,030	1127,187	1380,501	
	L_c (m)	0,90	0,60	0,57	0,76	
	L_t (m)	0,10	0,40	0,43	0,24	
	d (m)	0,60	0,40	0,38	0,51	
	σ_1 (KN/m ²)	1738,2	500,174	617,39	1603,26	
	N_1 (KN)	125,15	90,03	130,74	160,33	
	N_2 (KN)	104,29	30,01	37,04	96,20	
Armatures verticales	A_{V1} (cm ²)	3,60	2,59	3,76	4,61	
	A_{V2} (cm ²)	3,00	0,86	1,06	2,76	
	A_{Vj} (cm ²)	15,38	13,49	10,57	9,68	
	A_1 (cm ²)	7,45	5,96	6,40	7,03	
	A_2 (cm ²)	6,85	4,23	3,70	5,18	
Armatures minimales	A_{min} (cm ²)	6,30	6,30	6,30	6,30	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A_{V1} adopté (cm ²)	8HA14	6HA12	6HA12	6HA12	
	A_{V2} adopté (cm ²)	8HA14	6HA12	6HA12	6HA12	
	S_t (cm)	15	15	15	15	
Armatures horizontales	A_H /nappe (cm ²)	4,71	4,71	4,71	4,71	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
	Espacement S_t (cm)	20	20	20	20	
Armature transversal	A_t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 2,5$ MPa	τ_u (MPa)	0,83	0,45	0,66	1,23
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	1,75	0,63	0,93	1,73
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_b (MPa)	7,76	3,66	5,28	6,32

Tableau V.28. Ferraillage des voiles longitudinaux VH1.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,20	0,20	0,20	0,20
	T (KN)	185,682	79,804	59,172	49,915
	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
	N_s (KN)	2540,33	2051,168	856,748	512,397
	L_c (m)	0,55	0,53	0,60	0,70
	L_t (m)	0,45	0,47	0,40	0,30
	d (m)	0,37	0,35	0,39	0,47

	$\sigma_1 (KN/m^2)$	1538,70	1866,07	67,07	647,81	
	$N_1 (KN)$	125,15	90,03	130,74	160,33	
	$N_2 (KN)$	377,17	321,11	107,24	84,17	
Armatures verticales	$A_{V1} (cm^2)$	10,84	9,22	3,08	2,42	
	$A_{V2} (cm^2)$	3,60	2,59	3,76	4,61	
	$A_{Vj} (cm^2)$	7,14	3,07	2,28	1,92	
	$A_1 (cm^2)$	12,63	9,99	1,76	2,90	
	$A_2 (cm^2)$	5,39	3,36	4,33	5,09	
Armatures minimales	$A_{min} (cm^2)$	3,88	3,67	4,09	4,93	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{V1} \text{ adopté } (cm^2)$	6HA16	6HA12	6HA12	6HA12	
	$A_{V2} \text{ adopté } (cm^2)$	6HA16	6HA12	6HA12	6HA12	
	$S_t (cm)$	15	15	15	15	
Armatures horizontales	$A_H/\text{nappe } (cm^2)$	3,015	1,69	1,69	1,69	
	Choix des barres / nappe (cm^2)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
	Espacement $S_t (cm)$	20	20	20	20	
Armature transversal	A_t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 2,5 MPa$	$\tau_u (MPa)$	2,1	1,14	0,76	0,53
	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	$\tau_b (MPa)$	3,51	1,59	1,06	0,74
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$	$\sigma_b (MPa)$	11,62	10,25	4,15	2,48

Tableau V.29. Ferraillage des voiles longitudinaux VL2.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8	1,8
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,36	0,36	0,36	0,36
	T(KN)	429,59	923,6	500,9	436,72
	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
	N_s (KN)	2540,33	2051,168	856,748	512,397
	L_c (m)	0,99	0,95	1,09	1,27
	L_t (m)	0,81	0,85	0,71	0,53
	d (m)	0,66	0,63	0,72	0,85
	σ_1 (KN/m ²)	2243,98	2149,64	415,64	150,99
	N_1 (KN)	653,95	567,50	185,90	77,65
	N_2 (KN)	134,63	128,97	24,93	9,06
	A_{V1} (cm ²)	18,79	16,31	5,34	2,23

Armatures verticales	$A_{V2} (cm^2)$	3,87	3,71	0,72	0,26	
	$A_{Vj} (cm^2)$	16,54	35,56	19,28	16,81	
	$A_1 (cm^2)$	22,92	25,2	10,16	6,43	
	$A_2 (cm^2)$	8,00	12,60	5,54	4,46	
Armatures minimales	$A_{min} (cm^2)$	6,93	6,62	7,56	8,92	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A_{V1} adopté (cm^2)	6HA20	6HA20	6HA14	6HA14	
	A_{V2} adopté (cm^2)	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	
	$S_t (cm)$	20	20	20	20	
Armatures horizontales	A_H /nappe (cm^2)	4,71	4,71	2,31	2,31	
	Choix des barres / nappe (cm^2)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
	Espacement S_t (cm)	20	20	20	20	
Armature transversal	A_t adoptées	4 épingles de HA8 / m^2				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 2,5 MPa$	$\tau_u (MPa)$	1,41	0,63	0,41	0,29
	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	$\tau_b (MPa)$	0,45	1,03	0,49	0,36
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$	$\sigma_{bc} (MPa)$	7,05	5,69	2,38	1,42

Tableau V.30. Ferrailage des voiles longitudinaux VH2.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,40	2,40	2,40	2,40
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,44	0,44	0,44	0,44
	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
	T(KN)	363,807	859,62	698,9	689,2
	N_s (KN)	2665,732	3660,762	2395,323	1350,651
	L_c (m)	1,16	1,55	0,62	0,44
	L_t (m)	1,04	0,65	1,58	1,76
	d (m)	0,77	1,03	0,41	0,29
	σ_1 (KN/m ²)	2512,14	823,72	1401,65	17326,4
	N_1 (KN)	938,75	314,81	135,07	491,78
	N_2 (KN)	193,43	84,84	57,47	502,47
Armatures verticales	A_{V1} (cm ²)	25,01	9,04	3,88	14,13
	A_{V2} (cm ²)	5,55	2,44	1,65	14,44
	A_{Vj} (cm ²)	16,09	38,04	38,92	2,77
	A_1 (cm ²)	31	18,55	13,61	14,82

	$A_2 (cm^2)$		9,57	11,95	11,38	15,13
Armatures minimales	$A_{min} (cm^2)$		8,08	10,8	4,3	10,4
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A_{V1} adopté (cm^2)		8HA20	8HA14	8HA12	8HA16
	A_{V2} adopté (cm^2)		8HA12	8HA12	8HA12	8HA16
	S_t (cm)		20	20	20	20
Armatures horizontales	A_H /nappe (cm^2)		6,28	3,08	2,26	4,02
	Choix des barres / nappe (cm^2)		6HA12	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement S_t (cm)		20	20	20	20
Armature transversal	A_t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 2,5 MPa$	τ_u (MPa)	0,79	1,46	1,9	1,06
	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ_b (MPa)	0,33	0,41	0,82	0,11
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$	σ_{bc} (MPa)	11	14,45	10,96	6,55

Tableau V.31. Ferrailage des voiles longitudinaux VH3.

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	$L (m)$	5,00	5,00	5,00	5,00
	$e (m)$	0,20	0,20	0,20	0,20
	$B (m^2)$	1,00	1,00	1,00	1,00
	$H (m)$	4,10	3,06	3,06	3,06
	$h_e (m)$	3,65	2,61	2,61	2,61
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} (KN/m^2)$	6700,221	5393,870	3907,426	1225,702
	$\sigma_{min} (KN/m^2)$	- 2364,697	- 2232,718	1892,831	1588,155
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	$T (KN)$	557,651	301,248	223,211	61,83
	$N_s (KN)$	4351,161	3660,762	2395,32	1350,651
	$L_c (m)$	3,69	3,53	3,36	2,18
	$L_t (m)$	1,31	1,47	1,64	2,82
	$d (m)$	1,82	1,3	1,3	1,3
	$\sigma_1 (KN/m^2)$	920,61	258,20	392,42	856,03
	$N_1 (KN)$	543,51	323,82	297,08	317,82
	$N_2 (KN)$	167,55	37,08	51,01	111,28
Armatures verticales	$A_{V1} (cm^2)$	15,62	9,30	8,54	9,13
	$A_{V2} (cm^2)$	4,81	1,06	1,46	3,20
	$A_{Vj} (cm^2)$	21,46	11,59	8,59	2,38
	$A_1 (cm^2)$	20,98	12,19	10,68	9,72
	$A_2 (cm^2)$	10,17	3,95	3,60	3,79
Armatures minimales	$A_{min} (cm^2)$	19,11	13,65	13,65	13,65
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{V1} \text{ adopté } (cm^2)$	8HA16	8HA14	8HA14	8HA14
	$A_{V2} \text{ adopté } (cm^2)$	8HA14	8HA12	8HA12	8HA12
	$S_t (cm)$	20	20	20	20
	$A_H/\text{nappe } (cm^2)$	4,02	3,08	3,08	3,08

Armatures horizontales	Choix des barres / nappe (cm²)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
	Espacement S_t (cm)	20	20	20	20	
Armature transversal	A_t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$	$\tau_u \text{ (MPa)}$	1,53	1,15	0,85	0,23
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	$\tau_b \text{ (MPa)}$	2,14	1,62	1,20	0,33
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	4,24	3,59	2,35	1,32

VI.1. Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ils faisant la transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

VI.2. Définition des fondations

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures.

VI.2.1. Fondation superficielle

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles - les radiers.

VI.2.2. Fondation profondes

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variante de quelque mètres à plusieurs dizaine de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

VI.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.

VI.4. Pré dimensionnement du radier

➤ Selon la condition forfaitaire

- Sous voiles

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{550}{8} \leq h \leq \frac{550}{5} \rightarrow 68,75 \text{ cm} \leq h \leq 110 \text{ cm.}$$

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

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{8} = 27,5 \text{ cm}$$

Soit: **$h_d = 30 \text{ cm}$**

- Nervure

La nervure du radier est déterminée à l'aide des deux conditions suivantes

$$h_n \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max} \quad \text{(Condition de longueur d'élasticité).}$$

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.

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} & \rightarrow \text{tres mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} & \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} & \rightarrow \text{tres bon sol} \end{cases}$$

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.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left\{\frac{2}{3,14} \times 5,5\right\}^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,18 \text{ m} = 118 \text{ cm}$$

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 : $h_t = 12 \text{ cm}$

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.
- $h_t = 12 \text{ cm}$ hauteur de la dalle flottante.
- $c = 3 \text{ cm}$ Enrobage (**Art A.7.1 du BAEL 91**).

➤ **Détermination des efforts**

- ⇒ Charge permanente $G_{\text{bat}} = 27\,703,035 \text{ KN}$.
- ⇒ Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 5\,765,919 \text{ KN}$.

✓ **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** : $N_s = G + Q = 23852,07 + 4772,74 = 33\,468,954 \text{ KN}$.

➤ **Détermination de la surface du radier**

$$\Rightarrow \text{ELU} : S_{\text{Rad}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{46\,047,975}{1,33 \times 200} = 173,112 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : S_{\text{Rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{33\,468,954}{200} = 167,344 \text{ m}^2$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$).

$$S_{\text{Rad}} = \max\{S_{\text{RAD}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{RAD}}^{\text{ELS}}\} = 173,112 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 23,3 \times 10,30 = 240 \text{ m}^2 > S_{\text{Rad}} = 173,112 \text{ m}^2$$

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 :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = (60 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

On opte pour $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$ dans les 4 sens.

$$\begin{aligned} S_{\text{radier}} &= S_{\text{Batiment}} + S_{\text{débord}} \\ S_{\text{débord}} &= L_{\text{déb}} \times L_{\text{périmètre}} \end{aligned}$$

Avec :

$$L_{\text{périmètre}} = (23,3 + 10,3) \times 2 = 67,20 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{débord}} = 0,60 \times 67,20 = 40,32 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{Radier}} = 240 + 40,32 = 280,32 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{Radier}} = 280,32 \text{ m}^2$.

➤ **Calcul des sollicitations à la base du radier**

• **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**

$$G_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b = (0,30 \times 280,32 \times 25) = 2102,4 \text{ KN}.$$

⇒ **Poids des nervures**

$$G_{\text{nervure}} = b_n \times [h_n - h_d] \times L \times n \times \rho_b$$

$$G_{\text{nervure}} = 0,7 \times (1,20 - 0,30) \times (22,1 \times 3 + 9,1 \times 6) \times 25 = 19041,7 \text{ KN}$$

⇒ **Poids du remblai en TVO**

$$S_{\text{nerature}} = b_n \times L \times n = 0,7 (22,1 \times 3 + 9,1 \times 6) = \mathbf{84,63 m^2}$$

$$G_{\text{remblai}} = [S_{\text{rad}} - S_{\text{nerature}}] \times [h_n - h_d] \times \rho$$

$$G_{\text{remblai}} = (208,32 - 84,63) \times (1,2 - 0,3) \times 17 = \mathbf{2998,19 KN}$$

⇒ **Poids de la dalle flottante**

$$G_{\text{dalle flottante}} = [S_{\text{rad}} - S_{\text{nerature}}] \times h_t \times \rho_b$$

$$G_{\text{dalle flottante}} = (280,32 - 84,63) \times 0,12 \times 25 = \mathbf{587,07 KN}$$

$$\text{D'ou: } G_{\text{rad}} = \mathbf{7676,46 KN.}$$

$$Q_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times 2,5 = 280,32 \times 2,5 = \mathbf{700,8 KN.}$$

⇒ **Charges et surcharges totales de la structure**

$$G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{Batiment}} + G_{\text{rad}} = 27\,703,035 + 7676,46 = \mathbf{35294,865 KN.}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = Q_{\text{Batiment}} + Q_{\text{rad}} = 5\,765,919 + 700,8 = \mathbf{6466,719 KN.}$$

VI.5. Les vérifications

VI.5.1. Vérification à a contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \mathbf{2,5 MPa}$$

Tel que : $\gamma_b = 1,5$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = \mathbf{27 \text{ cm.}}$; $L_{\text{max}} = 550 \text{ cm}$

$$V_u = \frac{L_{\text{max}}}{2} \times q_u = \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}}$$

$$V_u = \frac{5,5}{2} \times \frac{40\,047,975 \times 1}{280,32} = \mathbf{451,74 MPa}$$

$$\tau_u = \frac{451,74 \times 10^3}{1000 \times 270} = \mathbf{1,67 MPa}$$

$$\tau_u = 1,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition Vérifiée.}}$$

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

VI.5.2. 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.

$$h = h_n + h_d = 120 + 30 = \mathbf{150cm}$$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\Rightarrow \text{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \quad (\text{d'après le DTU 13.12/2,31}).$$

$$\Rightarrow \text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} \quad (\text{d'après le DTU 13.12/2,31}).$$

Avec :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot k_i}{\sum S_i} = 6,2 \text{ m} ; \quad X_G = \frac{\sum S_i \cdot k_i}{\sum S_i} = 11,8 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

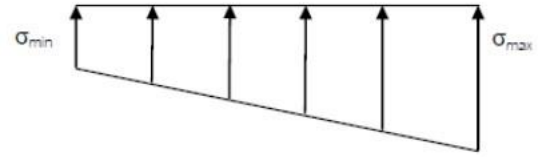
➤ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 10\,576,436 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = 2\,887,657 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des moments**

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \times h$$



⇒ **Sens longitudinal** : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0X} = 53\,899,457 \text{ KN.}$$

$$T_{0X} = 1\,763,665 \text{ KN.}$$

$$N_u = 46\,047,975 \text{ KN.}$$

⇒ **Sens transversal** : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0Y} = 42\,867,860 \text{ KN.}$$

$$T_{0Y} = 1\,281,680 \text{ KN.}$$

$$N_s = 33\,468,954 \text{ KN.}$$

✓ **Stabilité du radier (sens longitudinal)**

⇒ **A l'ELU** : $M_x = 53\,899,457 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{46\,07,975}{280,32} + \left(\frac{53\,899,457}{2\,887,657} \times 6,2 \right) = 270,20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{46\,07,975}{280,32} - \left(\frac{53\,899,457}{2\,887,657} \times 6,2 \right) = 48,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 214,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 214,74 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

⇒ **A l'ELS** : $M_x = 53\,899,457 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{33\,468,954}{280,32} + \left(\frac{53\,899,457}{2\,887,657} \times 6,2 \right) = 235,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{33\,468,954}{280,32} - \left(\frac{53\,899,457}{2\,887,657} \times 6,2 \right) = 3,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 177,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 177,34 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Stabilité du radier (sens transversal)**

⇒ **A l'ELU** : $M_y = 42\,867,860 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{46\,047,975}{280,32} + \left(\frac{42\,867,860}{10\,576,346} \times 11,8 \right) = 212,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{46\,047,975}{280,32} - \left(\frac{42\,867,860}{10\,576,346} \times 11,8 \right) = 116,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 188,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 188,18 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{A l'ELS : } M_y = 42\,867,860 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{33\,468,954}{280,32} + \left(\frac{42\,867,860}{10576,346} \times 11,8 \right) = 167,22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{33\,468,954}{280,32} - \left(\frac{42\,867,860}{10576,346} \times 11,8 \right) = 71,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 143,30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 143,30 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.3. Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42 BAEL91modifiées 99)

Aucun calcul n'exige si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq (0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}) / \gamma_b$$

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 bonde de 1m).

h : épaisseur totale du radier.

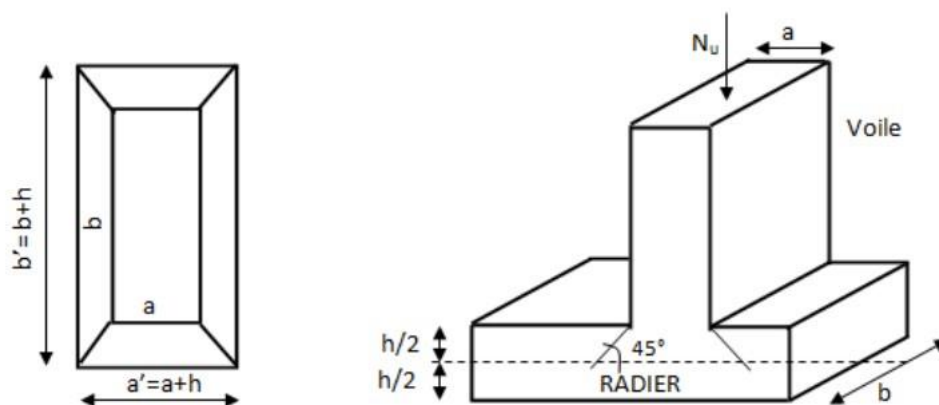


Figure VI.1. Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Calcul du périmètre utile U_c**

• **Poteaux**

$$U_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,50 + 2 \times 1,2) = \mathbf{6,7 \text{ m}}$$

$$N_u = 0,045 \times 6,7 \times 1,2 \times \frac{25000}{1,5} = 6030 \text{ KN}$$

$$N_{u \text{ poteau}} = 3534 \text{ KN} < N_u = 6030 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

• **Voile**

$$U_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,20 + 4,80 + 2 \times 1) = \mathbf{14 \text{ m}}$$

$$N_u = 0,045 \times 14 \times 1 \times \frac{25000}{1,5} = 10500 \text{ KN}$$

$$N_{u \text{ voile}} = 4144 \text{ KN} < N_u = 10500 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

VI.5.4. 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 :

$$\Rightarrow \text{Sens X-X : } e = \frac{53899,457}{46047,977} = 1,170 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 5,525 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Sens Y-Y : } e = \frac{42867,860}{46047,977} = 0,930 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 2,27 \text{ m}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, donc il n'y a 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 ($P = 35\,812,261 \text{ KN}$).
- F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1.5$).
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$).
- h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,2 \text{ m}$).
- S : Surface du radier ($S = 280,32 \text{ m}^2$).

Donc :

$$P = 35\,812,261 \text{ KN} > 1.5 \times 1,2 \times 280,32 \times 10 = 5045,76 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VI.6. Ferrailage du radier

VI.6.1. 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 encastrés sur 04 appuis.

VI.6.2. Identification du panneau le plus sollicité

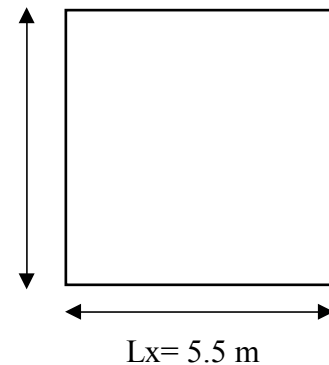
Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité aux dimensions suivantes :

$$L_x = L_y = L - b_n = 5,5 - 0,7 = 4,8 \text{ m} \quad L_y = 5,5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,5}{5,5} = 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ 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.

\Rightarrow A'ELU :

$$\sigma_M^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = (214,74 ; 188,18) = 214,74 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 214,74 - \frac{7676,46}{280,32} = 187,35 \text{ KN/m}^2$$

\Rightarrow A'ELS :

$$\sigma_M^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = (177,34 ; 176,97) = 177,34 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 177,34 - \frac{7676,46}{280,32} = 149,95 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.3. Calcul à l'ELU

$$q_u = 187,35 \text{ KN/m}^2 ; \quad \begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,037 \\ U_y = 1 \end{cases}$$

\triangleright Calcul des moments M_{0x} et M_{0y}

$$M_{0x} = U_x \times q_u \times L_x^2 = 0,037 \times 187,35 \times 5,5^2 = 209,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} = 1 \times 209,69 = 209,69 \text{ KN.m}$$

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 encastres 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 :**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -104,845 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -104,845 \text{ KN.m}$$

⇒ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 157,267 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 157,267 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm.}$$

⇒ **Aux appuis :**

✓ **Ferrailage suivant x-x :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{104,845 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,100 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{104,845 \times 10^2}{0,947 \times 27 \times 34,8} = 11,783 \text{ cm}$$

✓ **Ferrailage suivant y-y :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{104,845 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,100 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{104,845 \times 10^2}{0,947 \times 27 \times 34,8} = 11,783 \text{ cm}^2$$

⇒ **En travée :**

✓ **Ferraillage suivant x-x :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{157,267 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,150 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{157,267 \times 10^2}{0,918 \times 27 \times 34,8} = 18,23 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage suivant y-y :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{157,267 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,150 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{157,267 \times 10^2}{0,918 \times 27 \times 34,8} = 18,23 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.1. Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier dans les deux sens.

Sens	zone	M_u	μ_u	β	Section	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$
XX	Appuis	-104,845	0,09	0,947	SSA	11,783	6HA16=12,06	15
	Travée	157,267	0,146	0,918	SSA	18,23	6HA20=18,85	14
YY	Appuis	-104,845	0,09	0,947	SSA	11,783	6HA16=12,06	15
	Travée	157,267	0,146	0,918	SSA	18,23	6HA20=18,85	14

VI.6.4. Vérification à l'ELU

➤ 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 $\rho\rho_0$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas, $\rho_0 = 0,8\text{‰}$ pour les **HA FeE400**.

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 30 \times 100 \times \frac{3 - 1}{2} = 24 \text{ cm}^2$$

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.

Tableau VI.2. Vérification de condition de non fragilité.

Sens	Zone	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
XX	Appuis	12,06	24	Condition vérifiée
	Travée	18,85		Condition vérifiée
YY	Appuis	12,06	24	Condition vérifiée
	Travée	18,85		Condition vérifiée

➤ **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 :**

$$S_t = \min\{3 \times h ; 33 \text{ cm}\} = \min\{90 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **En travée :**

$$S_t = \min\{4 \times h ; 45 \text{ cm}\} = \min\{120 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 14 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6.5. Calcul à l'ELS

$$q_s = 149,95 \text{ KN/m}^2; \quad \begin{cases} \rho = 1 \\ v = 0,2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,044 \\ U_y = 1 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y}**

$$M_{0x} = U_x \times q_s \times L_x^2 = 0,044 \times 149,95 \times 5,5^2 = 199,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} = 1 \times 199,58 = 199,58 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_a , M_t :

⇒ **Aux appuis :**

$$M_{ax} - 0,5M_{0x} = -99,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} - 0,5M_{0y} = -99,79 \text{ KN.m}$$

⇒ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 149,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 149,69 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers**

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable.

Donc :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$$

⇒ **Aux appuis :**

✓ **Suivant x-x :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 12,06}{100 \times 25} = 0,483 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,895 \\ K_1 = 32,62 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{53899,457}{0,895 \times 25 \times 12,06} = 199,744 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{199,744}{32,62} = 6,123 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Suivant y-y :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 12,06}{100 \times 25} = 0,483 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,895 \\ K_1 = 32,62 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{42867,860}{0,895 \times 25 \times 12,06} = 158,862 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{158,862}{32,62} = 4,870 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **En travée :**

✓ **Suivant x-x :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 18,85}{100 \times 25} = 0,75 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,875 \\ K_1 = 25 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{53899,457}{0,875 \times 25 \times 18,85} = 130,714 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{199,744}{25} = 5,228 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Suivant y-y :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 18,85}{100 \times 25} = 0,75 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,875 \\ K_1 = 25 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{42867,860}{0,855 \times 25 \times 18,85} = 103,961 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{103,961}{25} = 4,158 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	$A_s (cm^2)$	$M_s (KN.m)$	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	σ_b	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
X-X	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	5,228	15	CV
Y-Y	Appuis	12,06	53 899,457	0,483	0,895	32,62	158,862	201,63	4,870	15	CV
	Travée	18,85	42 867,860	0,75	0,875	25	103,961	201,63	4,158	15	CV

Remarque

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter le même ferrailage pour tous les panneaux.

VI.7. 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).

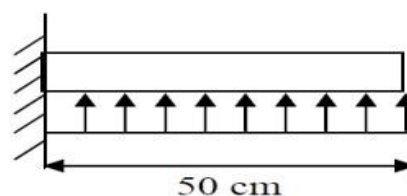


Figure VI.2. Schéma statique du débord.

VI.8. 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

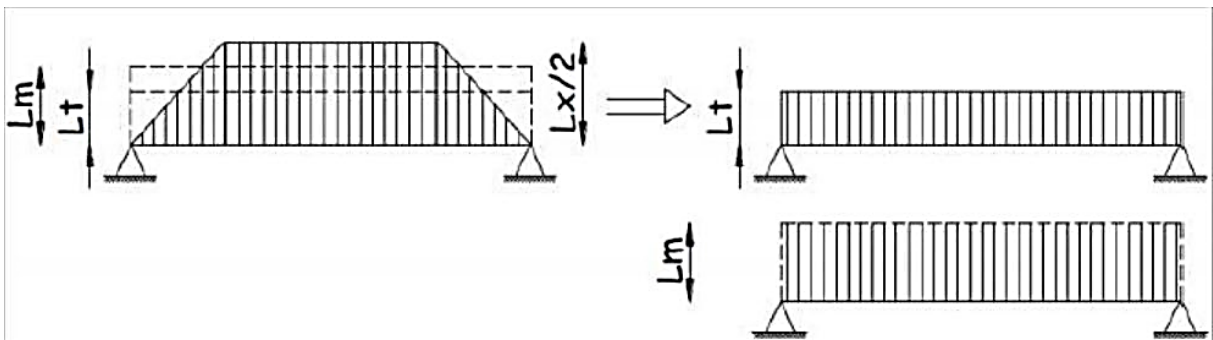
$$(0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1)$$

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 : $L_m = 0,333L_x = 0,333 \times 5,5 = 1,831 \text{ m}$.
- Effort tranchant : $L_t = 0,25L_x = 0,25 \times 5,5 = 1,375 \text{ m}$.

✓ **2^{eme} Cas : Chargement trapézoïdale :**

- Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

$$L_m = 5,5 \times \left(0,5 - \frac{1^2}{6}\right) = 1,83 \text{ m}.$$

- Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right) = 5,5 \times \left(0,5 - \frac{1}{4}\right) = 1,375 \text{ m}$.

➤ **Détermination des charges**

⇒ **A'ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_{mu} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right)$$

$$q_u = \left(214,74 - \frac{7676,46}{280,32} - \frac{1904,17}{84,63}\right)$$

$$q_u = 164,85 \text{ KN/m}^2$$

⇒ A'ELS:

$$q_s = \left(\sigma_{ms} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_s = \left(177,34 - \frac{7676,46}{280,32} - \frac{1904,17}{84,63} \right)$$

$$q_s = 127,45 \text{ KN/m}^2$$

➤ **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 4 dans le sens $X - X$ et la file B dans les sens $Y - Y$.

						Moment fléchissant					Effort tranchant			
Travées	L_x	Chargement	L_m	q_u	q_s	q_{um}	Σq_{um}	q_{sm}	Σq_{sm}	L_t	q_{ut}	Σq_{ut}	q_{st}	Σq_{st}
A-B	4,8	triangulaire	1,600	164,85	127,45	263,760	565,600	203,92	437,280	1,2	197,820	424,489	152,940	328,184
	5,5	triangulaire	1,831	164,85	127,45	301,84		233,360		1,375	226,669		175,244	
B-C	4,8	triangulaire	1,600	164,85	127,45	263,760	565,600	203,92	437,280	1,2	197,820	424,489	152,940	328,184
	5,5	triangulaire	1,831	164,85	127,45	301,84		233,360		1,375	226,669		175,244	

						Moment fléchissant			Effort tranchant	
Travées	L_x	Chargement	L_m	q_u	q_s	q_{um}	q_{sm}	L_t	q_{ut}	q_{st}
1-2	3,4	triangulaire	1,133	164,85	127,45	186,764	144,401	0,85	140,123	108,332
2-3	3,4	triangulaire	1,133	164,85	127,45	186,764	144,401	0,85	140,123	108,332
3-4	5,5	triangulaire	1,831	164,85	127,45	301,84	233,360	1,375	226,669	175,244
4-5	5,5	triangulaire	1,831	164,85	127,45	301,84	233,360	1,375	226,669	175,244
5-6	5,5	triangulaire	1,831	164,85	127,45	301,84	233,360	1,375	226,669	175,244

VI.9. Détermination des sollicitations

Les résultats de calcul sont donnés dans tableau ci-dessous :

$$\mu = \frac{M}{b \times d \times f_{bc}} ; A_a = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées
 $h = 120 \text{ cm} ; b = 70 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel **ROBOT2019**

- Détermination des efforts.
 - Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.
- ⇒ ELU : $q_u = 164,85 \text{ KN/m}^2$
 ⇒ ELS : $q_s = 127,45 \text{ KN/m}^2$

➤ **Armatures longitudinale**

⇒ **L'ELU :**

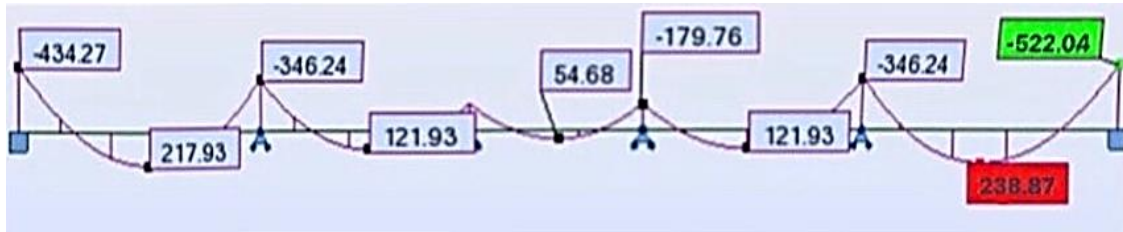


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.

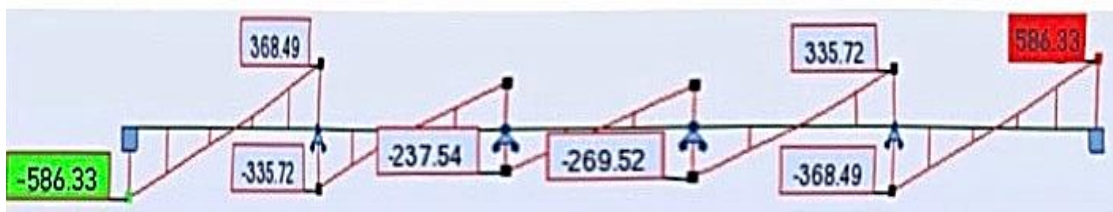


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.

✓ **Calcul des armature**

$b = 70 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 117 \text{ cm}$

$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

⇒ **Aux appuis :**

$M_{max} = -522,04 \text{ KN}, m$

$\mu = \frac{522,04 \times 10^3}{70 \times 117^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$

$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$

$$A_a = \frac{522,04 \times 10^3}{0,981 \times 117 \times 348} = 13,07 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 + 4HA14 = 14,22 cm²**

⇒ **En travée :**

$$M_{t_{max}} = 238,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{238,87 \times 10^3}{70 \times 117^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{238,87 \times 10^3}{0,988 \times 117 \times 348} = 8,09 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 + 4HA14 = 10,68 cm²**

➤ **Vérification a l'ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 70 \times 117 \times 2,1}{400} = 9,88 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_a = 14,22 \text{ cm}^2 > A_{min} = 9,88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 10,68 \text{ cm}^2 > A_{min} = 9,88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement des armatures transversales**

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

⇒ **En zone nodales :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{120}{4} ; 12 \times 1,2 \right\} = 14,4 \rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

⇒ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **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 cm²** (un cadre et un étrier).

$$\phi \leq \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right) = (34,28 ; 70 ; 12) \rightarrow \text{on prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

⇒ Suivant lx :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{586,33 \times 10^3}{700 \times 1170} = 0,715 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de peau (Art 4.5.34 / BAEL 91 modifiée 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 (3 cm²/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 : 3HA14 = 4,62 cm²

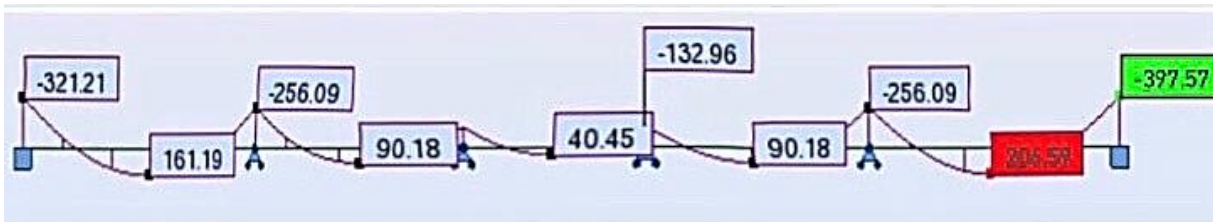


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.



Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.

⇒ Aux appuis :

$$M_a^{max} = -397,57 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 14,22}{70 \times 117} = 0,174 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,183 \\ \beta_1 = 0,939 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{397,57 \times 10^3}{0,939 \times 117 \times 14,22} = 254,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 254,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,03 \times \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,03 \times \sigma_s = 0,03 \times 254,48 = 7,63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **En travée :**

$$M_t^{max} = 206,59 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 10,68}{70 \times 117} = 0,130 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,1748 \\ \beta_1 = 0,930 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{206,59 \times 10^3}{0,930 \times 117 \times 10,68} = 177,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 177,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,03 \times \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,03 \times \sigma_s = 0,03 \times 177,77 = 5,33 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

⇒ **ELU :**

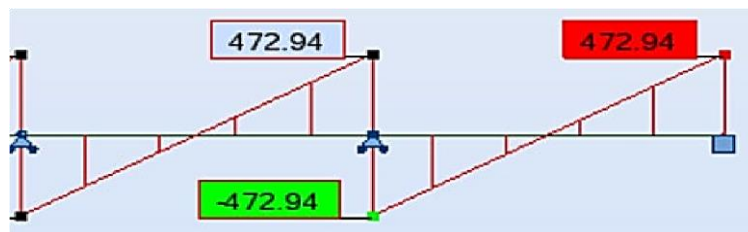


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.

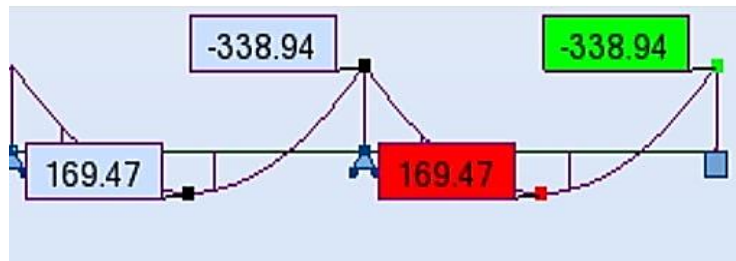


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.

✓ Calcul des armatures

$$b = 70 \text{ cm}, \quad h = 120 \text{ cm}, \quad d = 117 \text{ cm}, \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

⇒ Aux appuis :

$$M_a^{max} = -338,94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{338,94 \times 10^3}{70 \times 117^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{338,94 \times 10^3}{0,988 \times 117 \times 348} = 9,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA16 + 4HA12 = 12,56 \text{ cm}^2$$

⇒ En travée :

$$M_{t_{max}} = 169,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{169,47 \times 10^3}{70 \times 117^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{169,47 \times 10^3}{0,994 \times 117 \times 348} = 7,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA12 + 4HA14 = 10,68 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 70 \times 117 \times 2,1}{400} = 9,88 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_a = 11,18 \text{ cm}^2 > A_{min} = 9,88 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 10,68 \text{ cm}^2 > A_{min} = 9,88 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement des armatures transversales**

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

⇒ **En zone nodales :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 1 \right\} = 12 \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

⇒ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **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).

$$\phi \leq \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\} = \{34,28; 70; 10\} \rightarrow \text{on prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$T_u^{\max} = 472,94 \text{ KN}$$

⇒ Suivant L_y :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{472,94 \times 10^3}{700 \times 1170} = 0,577 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de peau (Art 4.5.34 / BAEL 91 modifiée 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 ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) 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 : $3HA 14 = 4,62 \text{ cm}^2$

⇒ L'ELS :

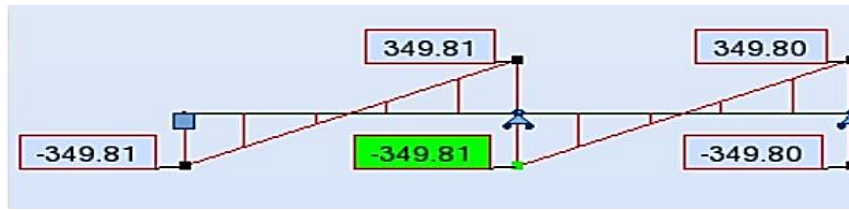


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.

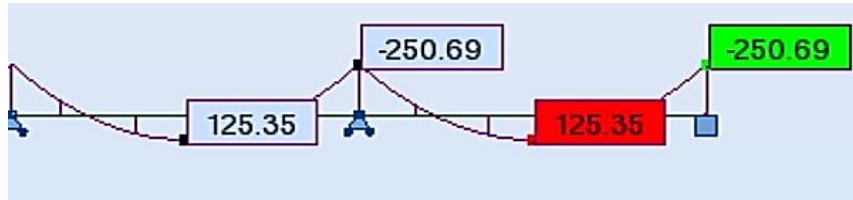


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.

⇒ 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

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{250,69 \times 10^3}{0,939 \times 117 \times 11,18} = 204,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 204,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,03 \times \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,03 \times \sigma_s = 0,03 \times 204,10 = 6,12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ 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 :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{125,35 \times 10^3}{0,954 \times 117 \times 11,18} = 186,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186,41 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,03 \times \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,03 \times \sigma_s = 0,03 \times 186,35 = 5,59 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

✓ **La dalle du radier (y compris les débords)**

Sens X-X :

- ⇒ En travée (Lit supérieur) : 6HA20/ml.
- ⇒ Aux appuis (Lit inférieur) : 6HA16/ml.

Sens Y-Y :

- ⇒ En travée (Lit supérieur) : 6HA20/ml.
- ⇒ Aux appuis (Lit inférieur) : 6HA16/ml.

✓ **Les nervures**

Sens des petites portées X-X :

- ⇒ Armatures supérieures (En travée) : (4HA12) + (4HA14).
- ⇒ Armatures inférieures (Aux appuis) : (4HA14) + (4HA12).

Sens des grandes portées Y-Y :

- ⇒ Armatures supérieures (En travée) : (4HA14) + (4HA12).
- ⇒ Armatures inférieures (Aux appuis) : (4HA16) + (4HA14).

Armatures de peau : 3HA14 (Pour toutes les nervures).

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures mixte.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons **ROBOT 2019** que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

En fin nous espérons fortement que notre travaille puisse servir les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

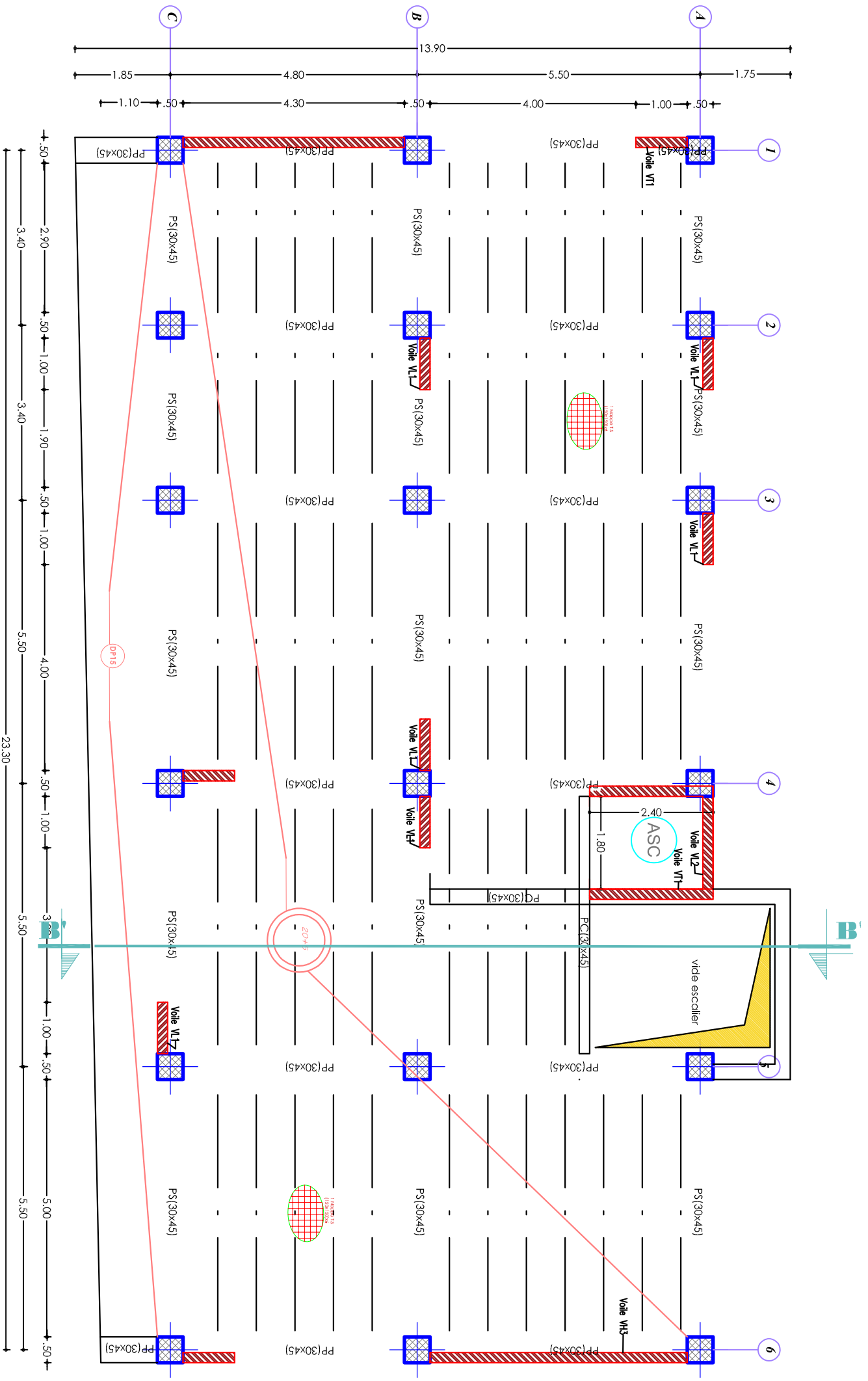
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Support AUTODESK.

Logiciels :

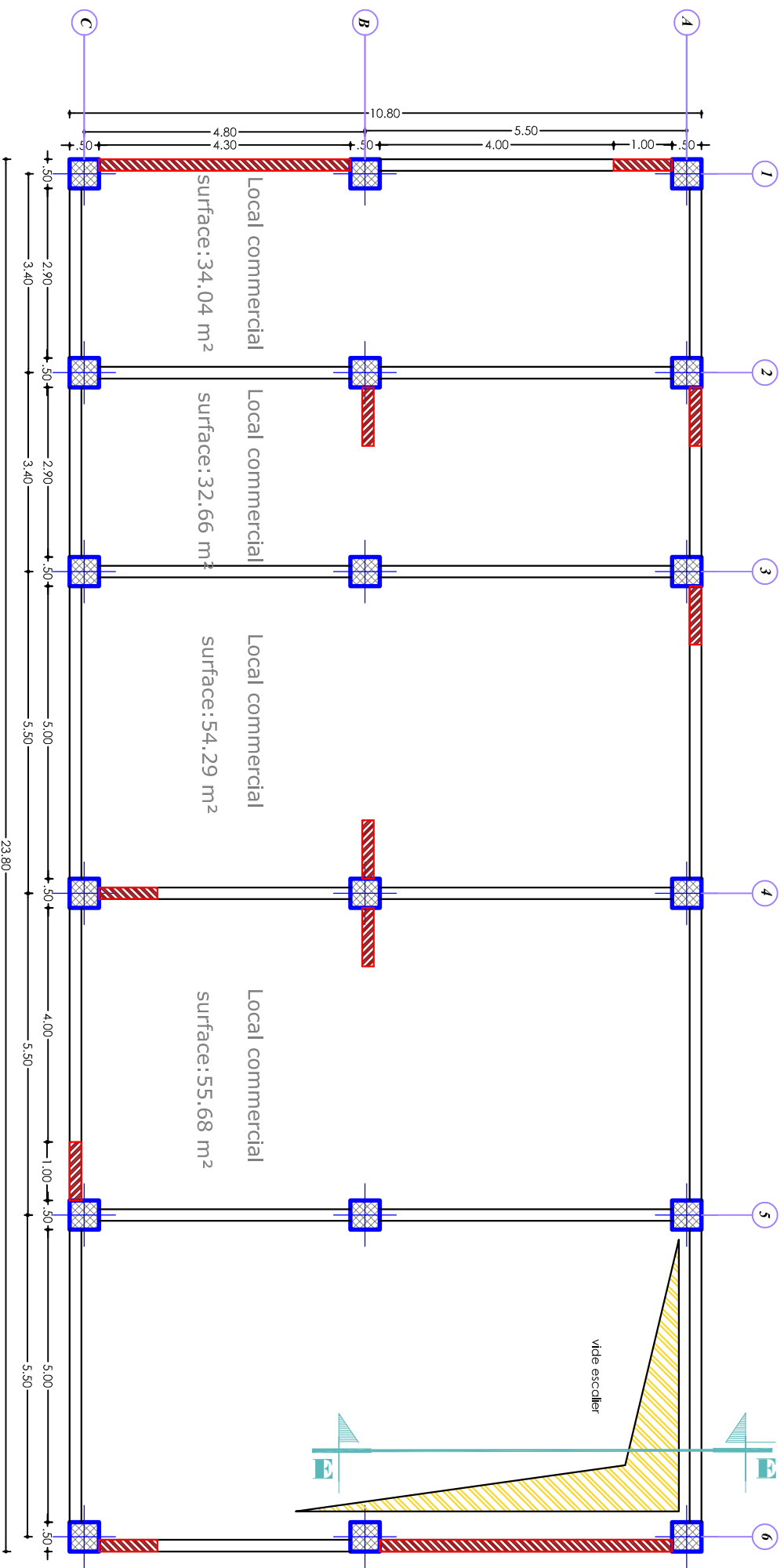
- Logiciel ROBOT 2019.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2016.
- MDSolids.

Ouvrage :

- Les abaques de PIGEAUD.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes .
- Tableau des armatures.



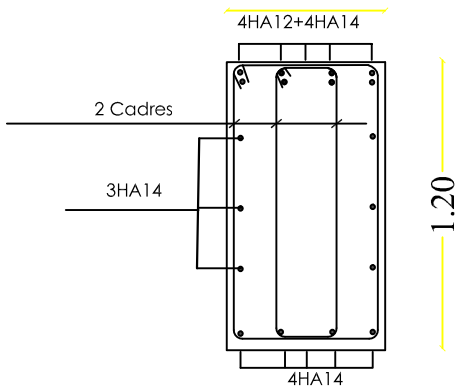
-Plan de Coffrage Niv= $\pm 0,00$ +etage courant



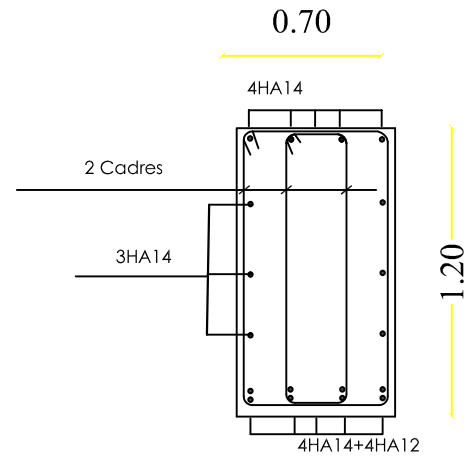
-Plan de Coffrage Niv= -0.410

Ferraillage de la nervure sens X-X:

Coupe travée
0.70

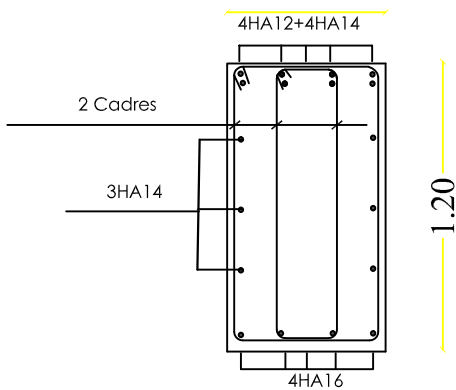


Coupe Appuis

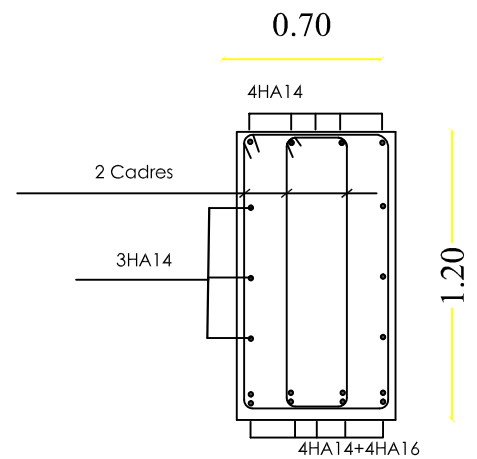


Ferraillage de la nervure sens Y-Y:

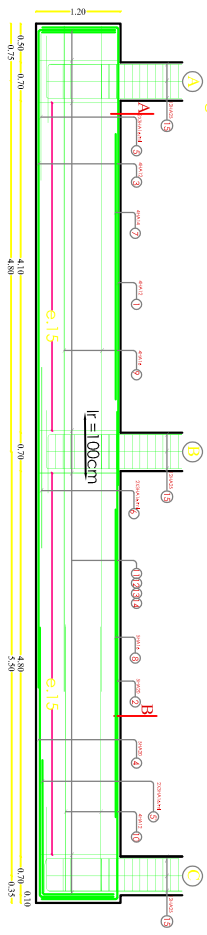
Coupe travée
0.70



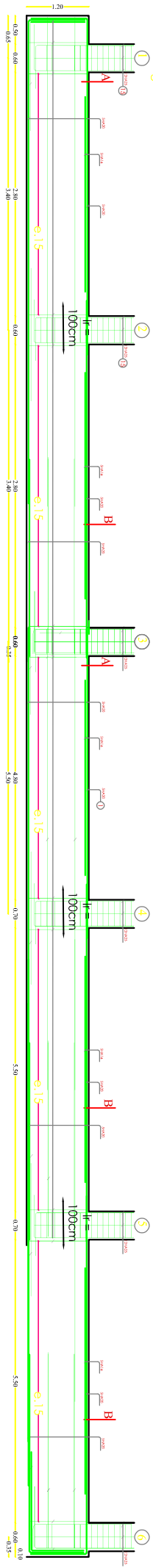
Coupe Appuis

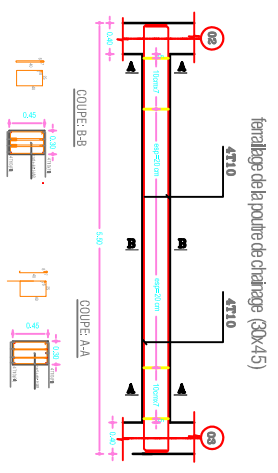


Ferrillage de la nervure sens X-X:

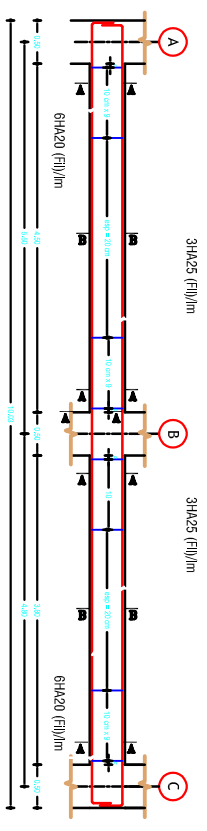


Ferrillage de la nervure sens Y-Y:

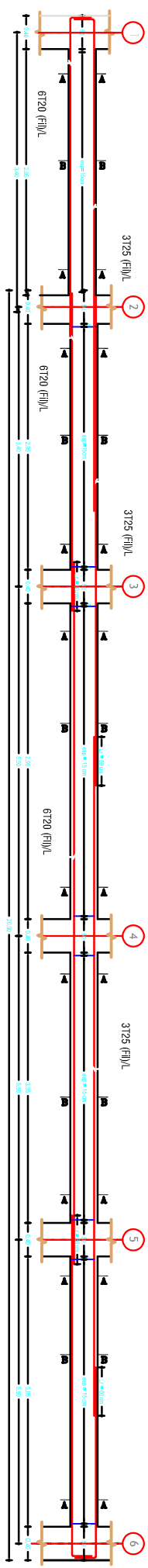




Ferrailage des poutres principales(30x45) ECH: 1/25

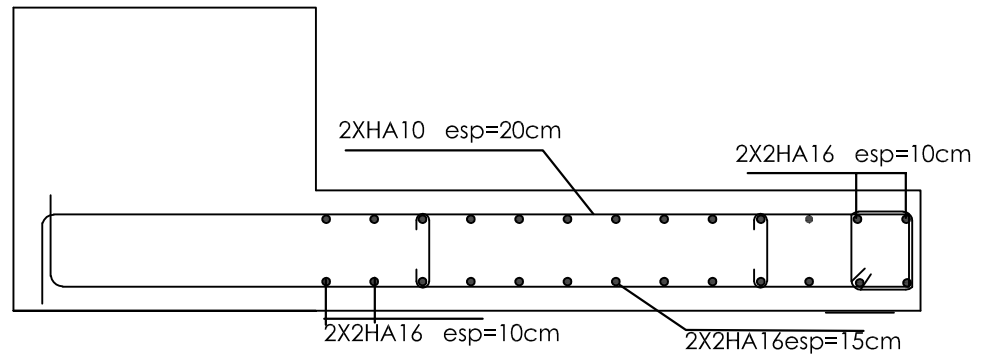


Ferrailage des poutres secondaires (30x35) ECH: 1/25

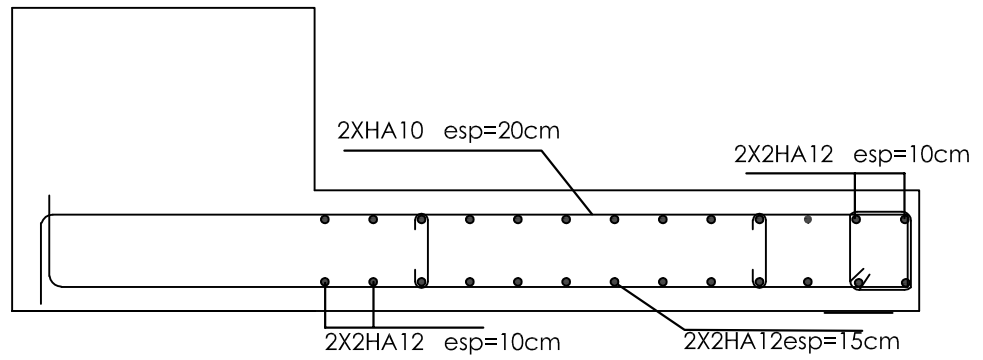


Ferrailage des VOILES VH1=1m

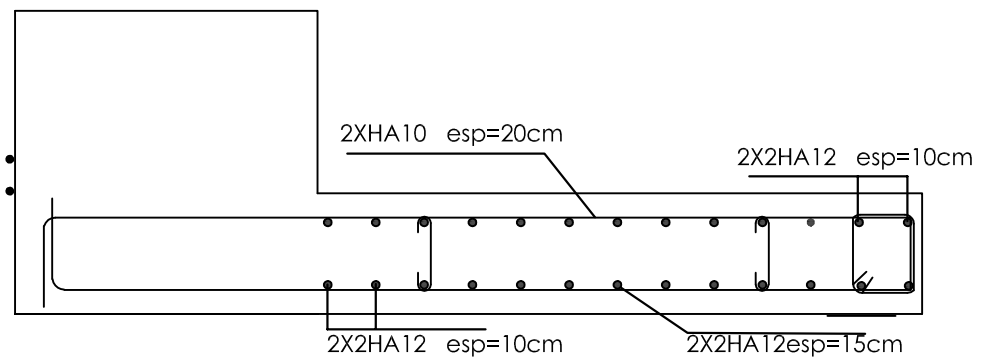
Zone I :



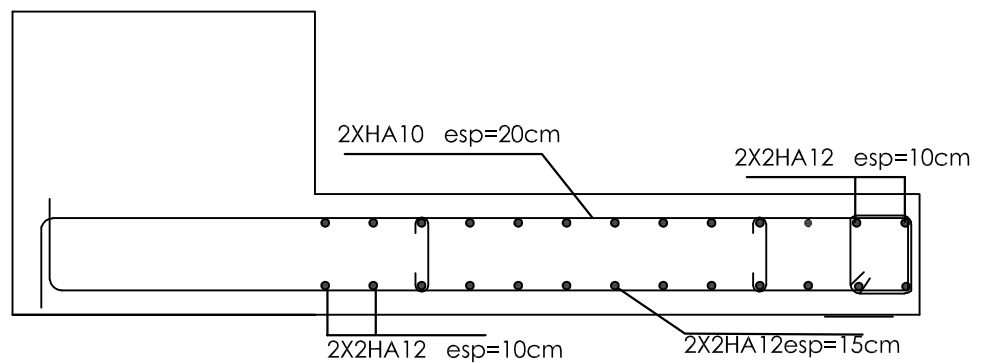
Zone II :



Zone III :

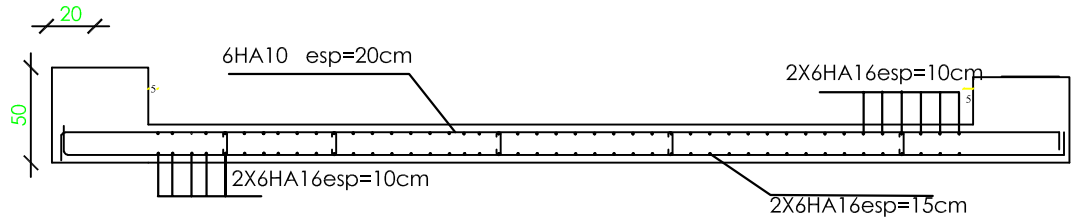


Zone IV :

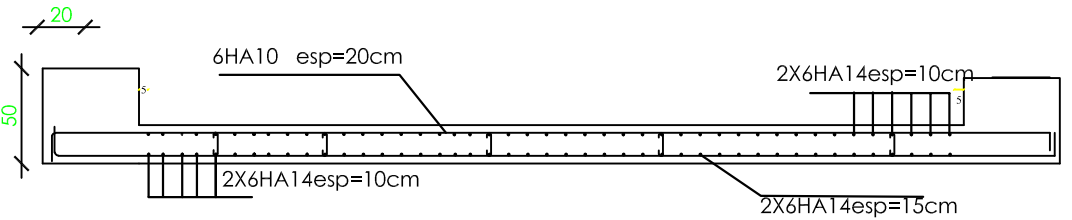


Ferraillage des VOILES VH3=5m

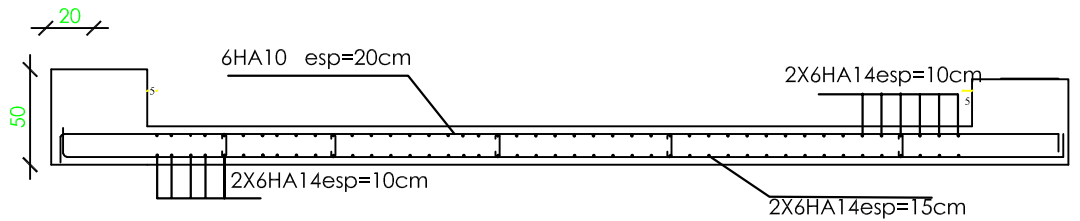
Zone I :



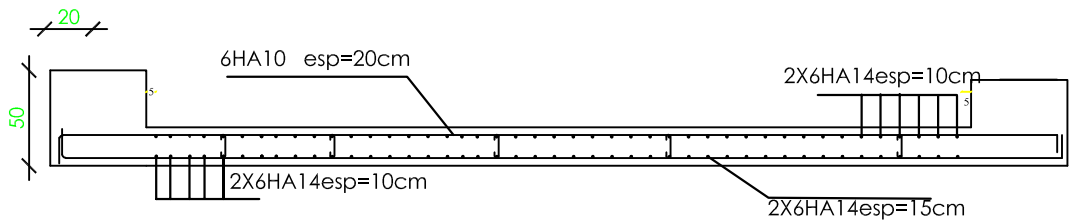
Zone II :



Zone III :

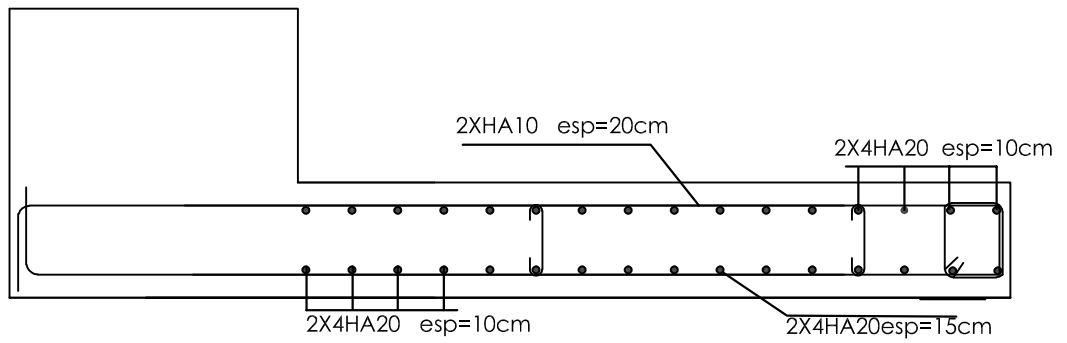


Zone IV :

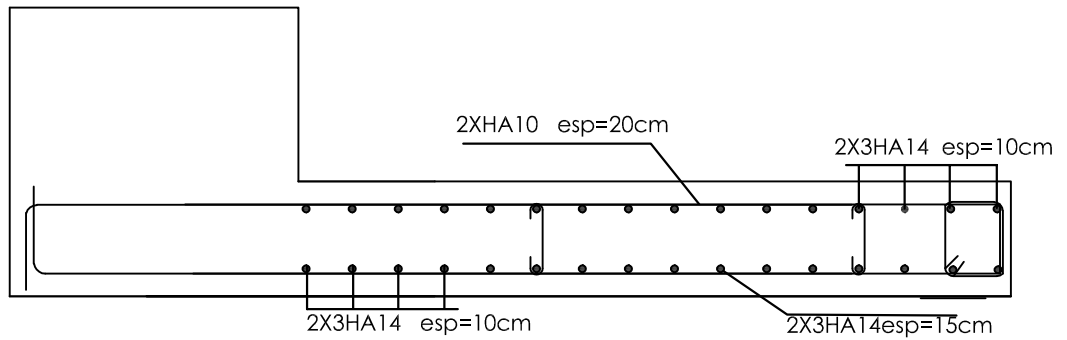


Ferraillage des VOILES VH2=2.40m

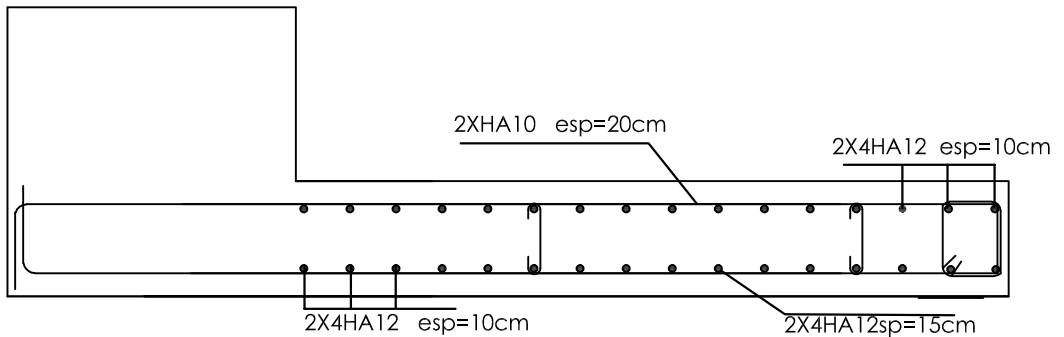
Zone I :



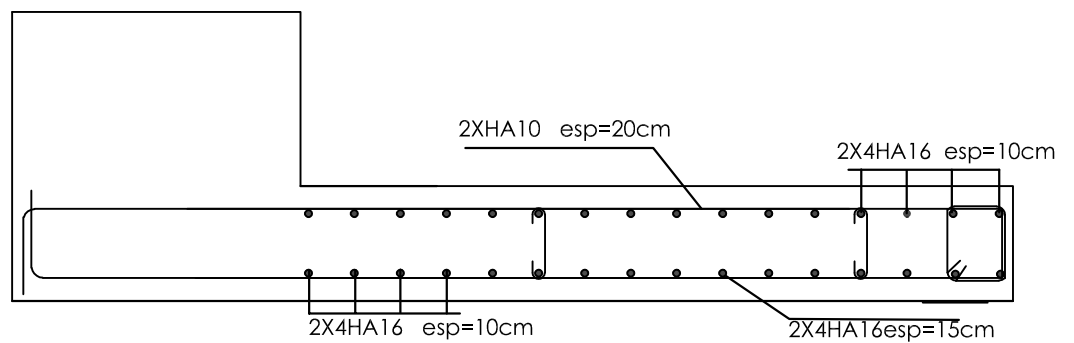
Zone II :



Zone III :

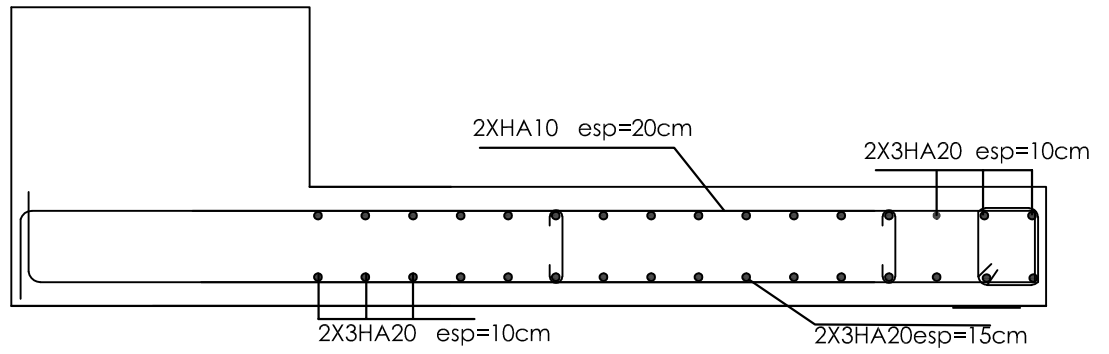


Zone IV :

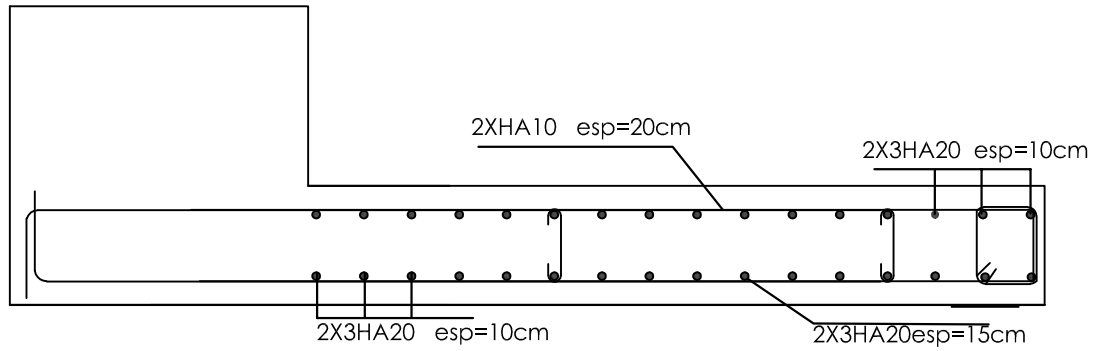


Ferrailage des VOILES VL2=1.80 m

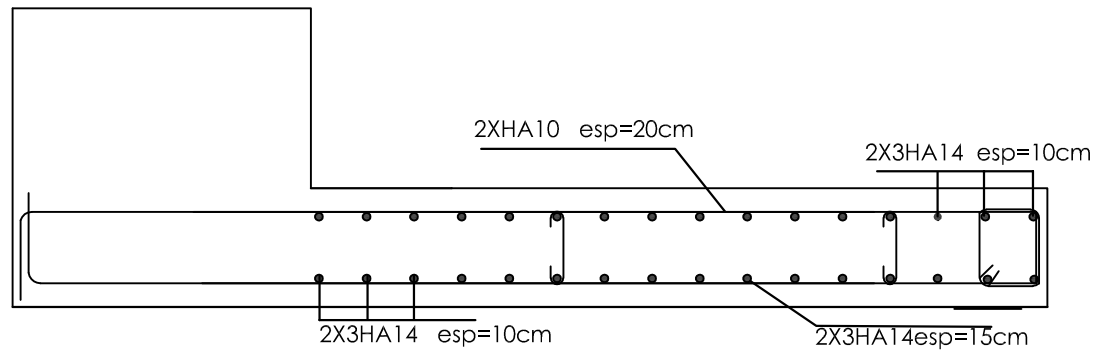
Zone I :



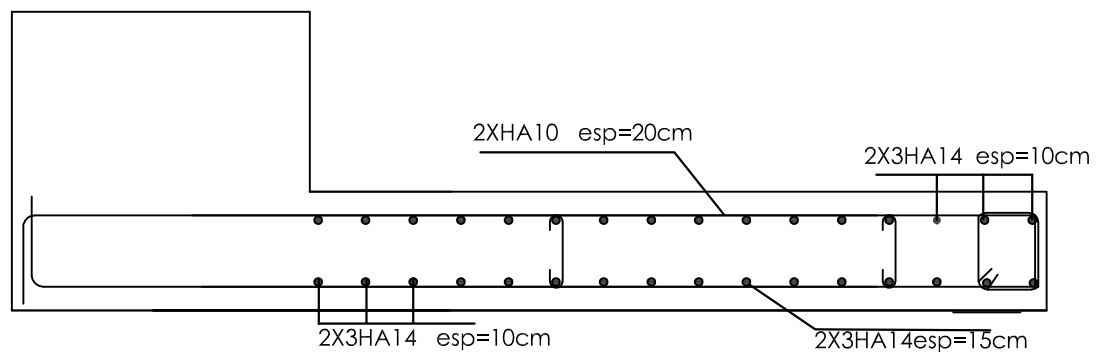
Zone II :

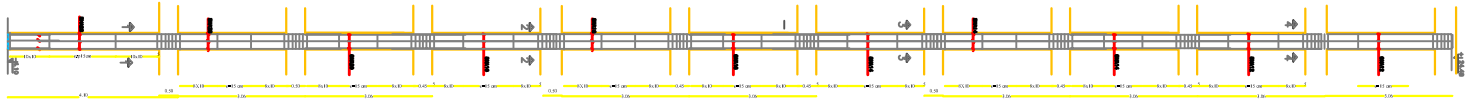


Zone III :



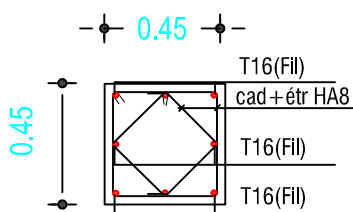
Zone IV :



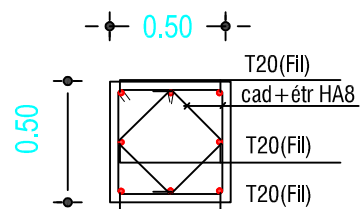


Ferrailage des poteaux

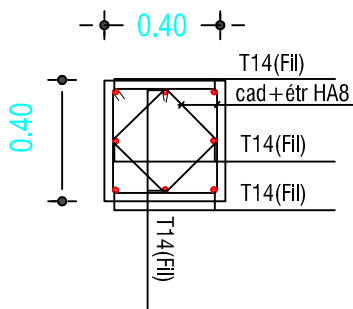
COUPE: 2-2



COUPE: 1-1



COUPE: 3-3



COUPE: 4-4

