REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA - BOUMERDES



Faculté de technologie

Département de génie civil

Option : Structure



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master Académique en Génie Civil, option Structure

Thème

Etude d'un bâtiment (R+7+Terrasse) à usage d'habitation

Et commercial contreventé par des voiles

Porteurs en béton armé

Réaliser par :

Mme ARIDJ NABILA.

Mme MEZIOUD YASMINE.

Encadré par :

Mr: BENNOUN.

Promotion 2019-2020



REMERCIMENT

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer

Notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

- Avant tous, nous remercions Dieu pour nous avoir donné la force et la patience Pour mener à terme ce travail.
- A nos familles : qui nous ont toujours encouragées et soutenus durant toutes nos études.
- A Mr Mohammed Benounne : notre promoteur, qui avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.
- Aux ingénieurs (Hamiche Med. Amine et Rochdi Sellami) : qui nous ont orienté afin d'arriver à élaborer ce modeste travail.
- A tous les enseignantes : de département de génie civil à ses soutiens techniques et pédagogiques.
- Sans oublié nos amis de Groupe : AMINA, ASSIA, LYDIA, ISLAM, OUSSAMA, ALI, KAMEL...



Quoi de plus que de pouvoir partagé les meilleurs moments de la vie avec les êtres qu'on aime.

Arriver au terme de mes études ; j'ai le plaisir de dédies ce modeste travail :

A la meilleur mère du monde : ma chère maman pour ses encouragements, soutiens et ses prières pour que je réussisse dans ma vie, merci mère.

A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutient surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père.

A mes chers frères Abde Rrahmane, Mohammed Yacine et Fayssal

A mon adorables sœur Sabrina et sa famille

Et toute la famille MEZIOUD et CHABANI

A mes tantes et oncles, cousins et cousines sans exception.

A mon binôme Nabila et toutes sa familles.

A tous mes amis et à toute la promotion de

Génie civil 2020.

Yasmine



Quoi de plus que de pouvoir partagé les meilleurs moments de la vie avec les êtres qu'on aime.

Arriver au terme de mes études ; j'ai le plaisir de dédies ce modeste travail :

A la meilleur mère du monde : ma chère maman pour ses encouragements, soutiens et ses prières pour que je réussisse dans ma vie, merci mère.

A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutient surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père.

A mon adorables sœur Asma, Amina et sa petite famille.

A mes chers frères Mohamed Nabil et Abde Razak

A mes tantes et oncles, cousins et cousines sans exception.

Et toute la famille ARIDJ et FRIHA

A mon binôme Yasmine et toutes sa familles.

A tous mes amis et à toute la promotion de Génie civil 2020.

Nabila

SOMMER

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de projet ……1
I.1 Présentation de l'ouvrage……1
I.1.1 Implantations de l'ouvrage……1
I.1.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage…….....2
I.1.3 Eléments de l'ouvrage…….....2
I.2 Caractéristiques des matériaux……3
I.2.1 Le béton……3
I.2.2 Les aciers……..……7
I.3 Règlements utilisé ……..…… 9

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

II. Pré dimensionnement ……..10
II. 1 Introduction……...10
II. 2 Pré dimensionnement des éléments ……...10
II.2.1 Epaisseur du plancher……..10
II.2.2 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C2-2)…… 11
II.2.3 Les poteaux ……...12
II.2.4 Les poutres ……13
II.2.5 Les voiles ……..…17
II. 3 La descente de charge…….....18
II. 4 La descente de charge ……...18
II.4.1 Calcul des charges revenantes au poteau ……...18
II.4.2 Loi de dégression des charges ……...20
II.4.3 La formule générale (calcul BAEL 91) ……..……21
II.4.4 Vérifications ……..…23

Chapitre 3 : Etude de plancher

III. Planches à corps creux ……..…25
III.1 Ferraillage de la dalle de compression……..…25
III.2 Etude de la poutrelle ……..26
III.2.1 Identification des différents types de poutrelles ……..27
III.2.2 Charge et surcharge et la combinaison de charge ……..27
III.2.3 Méthodes de calcul des poutrelles ……28
III.2.4 Ferraillage ……34

CHAPITRE 4 : Ferraillage des éléments non-structuraux.

IV.1 Les escaliers ……42
IV.1.1 Pré-dimensionnement de l'escalier……..….43
IV.1.2 Détermination des charges et surcharges …… ……44
IV.1.3 Calcule des efforts internes ……..….. 45
IV.2 Étude de la poutre palière……55
IV.2.1 Pré-dimensionnement de la poutre palière……..…….55
IV.2.2 Charges qui agissent sur la poutre palière…… 55
IV.2.3 Diagramme des efforts tranchants et des moments ……..……..56
IV.2.4 Calcul des armatures ……..…..57
IV.2.5 Vérification de l'effort tranchant :(BAEL 91 Art 5-1.2) ……..59

IV.2.6 Vérification à L'ELS ……..…..59
IV.3 Acrotère ……62
IV.3.1 Evaluation des charges ……62
IV.3.2 Calcul des efforts ……63

IV.3.3 Calcul des sollicitations ……63
IV.3.4 Combinaisons de charges……..64
IV.3.5 Ferraillage ……..….64
IV.3.6 Vérification……67
IV.4 Calcul des balcons ……....71
IV.4.1 Détermination desefforts……71
IV.4.2 Calcul des sollicitations ……..72
IV.4.3 Les moments et Les efforts tranchants ……72
IV.4.5 Ferraillage (BAEL 91modifie99) ……..74
IV.4.5 Vérification ……75
IV.5 Calcule de la salle machine ……...78
IV.5.1 Définition ……..78
IV.5.2 Etude de l'ascenseur ……78
IV.5.3 Dimensionnement ……79
IV.5.4 Calcul des sollicitations……..80
IV.5.5 Calcul du Ferraillage ……83
IV.5.6 Les vérifications ……85

Chapitre 5 : Etude dynamique et sismique

V. Etude dynamique et sismique ……... 89
V.1 description du logiciel …….. 89
V.2 Modélisation……... .89
V.2.1 Déposition des voiles ……..105
V.2.2 Caractéristiques géométriques ……106
V.2.3 Mode de vibration et taux de participation des masses ……108
V.3 Etude séismique……109
V.3.1 Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique (A 4.1 RPA 99/V2003) ……110
V.3.2 Choix de la méthode de calcul……114
V.3.3 Vérification des exigences deRPA99/version2003…… 116

Chapitre 6 : Ferraillage des éléments structurant.

VI.1. Les poteaux…… 124
VI.1.1 Introduction ……..124
VI.1.2 Caractéristiques des matériaux ……..124
VI.1.3 Recommandations et exigences ……..125
VI.1.4 Ferraillage des poteaux ……..126
VI.1.5 Vérification ……..133
VI.2 Ferraillage des poutres …… 134
VI.2.2 Définition ……134
VI.2.2 Ferraillage ……...138
VI.2.5 Vérification ……...143
VI.3 Les Voiles …… ……. 148
VI.3.1 Introduction …… ……...…...148
VI.3.2 Ferraillage des voiles…… …… 150
VI.3.3 Vérification ……153

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction……..160
VII.2 Pré dimensionnement ……..161
VII.2.1 Pré dimensionnement des Semelles filantes……161
VII.2.2 Pré-dimensionnement du radier ……..161
VII.2.3 Caractéristiques géométriques du radier ……162
VII.2.4 Détermination des charges et surcharges ……..165
VII.2.5 Détermination des efforts ……165
VII.3 Vérifications ……166
VII.4 Ferraillage du radier ……..168
VII.4.1 Ferraillage du panneau ……169
VII.5 Ferraillage du débord ……..172
VII.6 Ferraillage de la nervure ……173
VII.6.1 Vérification ……176

Conclusion géniale

LISTE DES FIGURE

Figure I.1 : implantation de projet……1
Figure I.2:Diagramme contraintes (σ) déformations (ε) du béton. …… 6
Figure I.3 : Digramme contraintes déformations (ELS). ……6
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier …….. 9
Figure II. 1 : schéma descriptif d'un plancher en corps creux. ……10
Figure II. 2 : Coupe de voile en élévation. …… ……..17
Figure II.3 : Coupe de voile en plan……17
Figure II.4 : poteau le plus sollicité……...18
Figure II.5 : terrasse inaccessible……18
Figure III. 1 : plancher à corps creux. …… 25
Figure III. 2 : Ferraillage de la dalle de compression. …….. 26
Figure III. 3 : Coupe verticale du corps creux. ……..26
Figure III. 4: Dimension de plancher à corps creux. …… 27
Figure III. 5 : les déférant travée…… 27
Figure III. 6 : Schéma de chargement de la poutrelle à L'ELU. ……..30
Figure III. 7 : Schéma de chargement de la poutrelle à L'ELS……30
Figure III. 8 : détermination des coefficients forfaitaire. ……..30
Figure III.9: Des momots fléchissant à L'ELU. ……..33
Figure III.10 : Des efforts tranchants à L'ELU. ……33
Figure III.11: Des momots fléchissant à L'ELS……..34
Figure III.12 : Des efforts tranchants à L'ELS. ……34
Figure III.13 : Coupe de section rectangulaire et section en T. ……35
Figure III.14 : Schéma de ferraillage de poutrelle. ……41
Figure III.15 : Schéma de ferraillage de plancher. …….. 41
Figure IV.1.1: La terminologie de l'escalier…….... 42
Figure IV.1.2 : Schéma statique d'escalier……45
Figure IV.1.3 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU……..47
Figure IV.1.4 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS…… 49
Figure IV.1.5: Schéma de ferraillage d'escalier……..54
Figure IV.2.1: Diagramme des efforts tranchants et des moments. …… ……57
Figure IV. 1.2: Schéma de ferraillage du la poutre palière. …… 61
Figure IV.3.1 : acrotère……62
Figure IV.3.2 : les sollicitations sur l'acrotère……64
Figure IV.3.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée. ……..64
Figure IV.3.4:Schéma de ferraillage de l'acrotère. ……70
Figure IV.4.1 : schéma statique de balcon. ……71
Figure IV.4.2 : Diagramme des sollicitations à l'ELU . ……73
Figure IV.4.3 : Diagramme des sollicitations à l'ELS……74
Figure IV.4.2 : Ferraillage de balcon. ……..77
Figure IV.5.1 : Schéma d'Ascenseur. ……78
Figure IV.5.2 : répartition de la charge localisée sur la dalle……... 79
Figure IV.5.3 : Diagrammes des moments à L'ELU. …… ……83
Figure IV.5.4 : Diagrammes des moments à L'ELS. …… …….. 83
Figure IV.5.5 : coupe vertical de la salle machine. …… 83
Figure IV.5.6: Schéma de Ferraillage de la dalle salle machine……... 88
Figure V.1 : 1er mode translation selon X-X. ……... 108

Figure V.2 : 2eme mode translation selon Y-Y. …… 109
Figure V.3 : 3eme mode rotation selon Z-Z……..109
Figure V.4: Spectre de réponse. …… 115
Figure V.5 : Les efforts tranchants dynamiques à la base de structure (sens X, Y) ……...118
FigureVI.1 : Sollicitations dans le poteau……. 125
Figure VI.2 : schéma des poutres principales et secondaires. …….135
Figure VI.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99……149
Figure VII-1 : Schéma de transmission des charges. ……...163
Figure VII-2: diagramme des contraintes……..167
Figure VII-3: Schéma du panneau le plus défavorable…….. 169
Figure VII-4 : Poussée de terres sur le débord…….172
Figure VII-5 : dimensionnement des nervures……..173

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: caractéristiques des aciers …… 7
Tableau II.1: Plancher terrasse accessible (corps creux). ……11
Tableau II.1: Plancher terrasse inaccessible (corps creux). ……. 11
Tableau II.2 : Plancher étage courant corps creux. ……...12
Tableau II.4 : Charge d'exploitation. ……..12
Tableau II.5 : Les dimensions des poteaux…… 23
Tableau II.6: vérification des exigences de (RPA/A.7.4.1). …….. 24
Tableau II.7 : Les dimensions des poteaux……..24
Tableau II.8 : Les dimensions des poutres. …….. 24
Tableau III.1 : Charges et surcharges du plancher……... 28
Tableau III.2 : Des momots fléchissant à L'ELU. ……..31
Tableau III.3 : Des efforts tranchants à L'ELU. ……32
Tableau III.4 : Des momots fléchissant à L'ELS. ……..32
Tableau III.5 : Des efforts tranchants à L'ELS. ……33
Tableau III.6 : De ferraillage de poutrelle ……....36
Tableau III.7 : Etat limite de compression dans le béton. …… 39
Tableau IV.1.1 : calcule des sollicitations. …… 44
TableauIV.1.2 : charges d'escalier ……45
Tableau IV.1.3 : les efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.. ..46
TableauIV.1.4 : Ferraillage d'escalier……49
TableauIV.1.5 : les efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS…...51
TableauIV.1.6 : vérification des contraintes dans le béton. ……52
TableauIV.1.7 : vérification Contrainte dans l'acier. ……..53
Tableau IV.2.1: Calcul des armatures longitudinales …… 58
Tableau IV.2.2: Vérification de Contrainte de compression dans le béton. ……60
Tableau IV.3.1: caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire. …65
Tableau IV.4.1 : charge permanent …… ……71
Tableau IV.4.2 : les efforts de calcul…… ……..73
Tableau IV.4.3: le ferraillage a L'ELU…… …….. 74
Tableau IV.5.1 : Moment dus au système de levage…… ..81
Tableau : IV.5.2 : combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle…… 82
Tableau IV.5.3: Superposition des moments. ……82
Tableau IV.5.4 : les moments dans les travées et les appuis…….. 83
Tableau IV.5.5 : Ferraillage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y…… ……85
Tableau IV.5.6 : Contrainte de compressions de la salle machine dans le béton à L'ELS…… 85
Tableau V.1 : les excentricités théoriques…… 107
Tableau V.2 : les excentricités accidentelles…… ……107
Tableau V.3 : pourcentage de la masse participante donnée par ROBOT……108
Tableau V.4 : les conditions du facteur de qualité Q. ……..111
Tableau V.5 : période analytique donnée par ROBOT. ……116
Tableau V.6: Résultat de vérification des forces sismiques……118
Tableau V.7 : déplacements inter-étage dans le sens x-x. …….. 119
Tableau V.8 : déplacements inter-étage dans le sens y-y. …….. 120
Tableau V.10 : Déplacement résultant "G+Q+E" sens x-x……..120
Tableau V.11 : Déplacement résultant "G+Q+E" sens Y-Y…… ……...120
Tableau V.12 : Vérification de L'effets P-Δ dans le sens x-x. ……121
Tableau V.13 : Vérification de L'effets P-Δ dans le sens y-y. ……..122

Tableau V.14 : Effort normal donnée par ROBOT. ……123
Tableau V.15 : Vérification de rapportM_s/M_r. ……123
Tableau VI.1: caractéristique des matériaux……124
Tableaux VI.2 : Ferraillage minimale et maximale……..126
Tableau VI.3 : ferraillage longitudinale des poteaux…… ……..128
Tableau VI.4 : armatures transversales (zone courante) ……130
Tableau VI.5: armatures transversales (zone nodale) …… 131
Tableau VI.6: ferraillage transversales des poteaux…….. 132
Tableau VI.7 : Vérification de la condition de non fragilité…… 132
Tableau VI.8 : Vérification du cisaillement du béton. …… 133
Tableau VI.9: Vérification des contraintes tangentielles. ……133
Tableau VI.10 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton….134
Tableaux VI.11 : Ferraillage des poutres principales non liées aux voiles…….139
Tableaux VI.12 : Ferraillage des poutres principales liées aux voiles. ……. 139
Tableaux VI.13: Ferraillage des poutres secondaires non liées aux voiles…….140
Tableaux VI.14: Ferraillage des poutres secondaires liées aux voiles. ……..140
Tableaux VI.15 : Vérification du cisaillement du béton……..144
Tableaux VI.16 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton (P-P). ……..……..144
Tableaux VI.17 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton (P-S). ……..……. 145
Tableaux VI.18 : Vérification d'influence de l'effort tranchant……..…146
Tableaux VI.19 : Vérification de l'adhérence. ……..146
Tableaux VI.20 : Vérification de la contrainte de compression du béton. …….147
Tableaux VI.21 : Vérification de l'état limite de déformation (la flèche). …….148
Tableau VI.22 : Ferraillage et vérification des contraintes du voile 4,4m……..156
Tableau VI.23 : Ferraillage et vérification des contraintes du voile 4m…….157
Tableau VI.24 : Ferraillage et vérification des contraintes du voile 2,3m……..158
Tableau VI.25 : Ferraillage et vérification des contraintes du voile 2m…… 159
Tableau VII.1: Vérification des contraintes……. 167
Tableau VII.2 : Vérification de soulèvement……168
Tableau VII.3 : Calcul des sollicitations…… ……170
Tableau VII.4: Ferraillage à l'ELU……171
Tableau VII.5 : Ferraillage à l'ELS……171
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELU sens XX…… 172
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS sens YY……...172
Tableau VII.8: Evaluation des charges……..174
Tableau VII.9 : Détermination des charges. ……. 174
Tableau VII.10: Détermination des moments maximaux à l'ELU et à l'ELS.. 175
Tableau VII.11: Détermination des efforts tranchants maximaux à l'ELU… 175
Tableau VII.12 : ferraillage des nervures A l'ELU…….. 176
Tableau VII.13 : ferraillage des nervures A l'ELS…….176
Tableau VII.14 : Vérification des contraintes à l'ELS sens XX……..178
Tableau VII.15: Vérification des contraintes à l'ELS sens YY…….. 178

ABREVIATIONS ET SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- $\overline{\tau}_u$: Contrainte limite ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- $\overline{\tau_{se}}$: contrainte limite d'adhérence dans le béton.
- τ_{tor} : contrainte tangentielle de torsion.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente, module de déformation transversal du béton.
- ξ : Déformation relative.
- V : Effort tranchant
- N_{ser} : Effort normal pondéré à l'état limite de service.
- N_u : Effort normal pondéré à l'état limite ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Épaisseur
- Ft : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.

- L_f : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_{ap} : Moment sur appuis.
- M_{tor} : Moment de torsion.
- M_0 : Moment isostatique
- I : Moment d'inertie.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- $\Sigma\mu i$: somme des périmètres des barres
- D : Débord des semelles filantes.
- δ : Déplacement.
- λ : L'élancement.
- Φ_1 : Diamètre des armatures longitudinales.
- η : Coefficient de fissuration.
- Ψ_s : coefficient de scellement.
- θ : coefficient fonction de la durée d'application des charges.
- $\eta_{ser,u}$: effort normal par mètre linéaire appliqué sur les semelles.
- α : angles,
- ν : Coefficient de poisson.
- f_{bu} : contrainte limite dans le béton à l'état limite ultime.
- f_{ed} : contrainte limite dans l'acier à l'état limite ultime.
- i : Rayon de giration.

Introduction

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction .Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de la réhabilitions d'ouvrages de construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société. L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Les différents études et régalements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment ,son usage ,ainsi que la capacité portante du sol .Les ingénieures disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapide et précis permettant la maitrise de la technique des éléments finis adopté au génie civile ,ainsi le calcule de divers structures en un moindre temps .

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcule et l'étude d'une construction usage d'habitation +commerce (R+7+terrasse accessible) contrevente par voiles implanté dans une zone sismicité élevée , il à lieu donc de déterminer le comportement dynamique afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité ,en plus de calcule statique qui fait l'objet des trois premières chapitres, la structure est soumise au spectre de calcule du **règlement parasismique Algérien RPA.V2003** et **du règlements du béton aux état limite BAEL.91**,et sa réponse et calculée en utilisant le logiciel **ROBOT**.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude. Nous commençons par la description et présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuit au calcul de quelques éléments spécifiques (plancher, escalier ….)

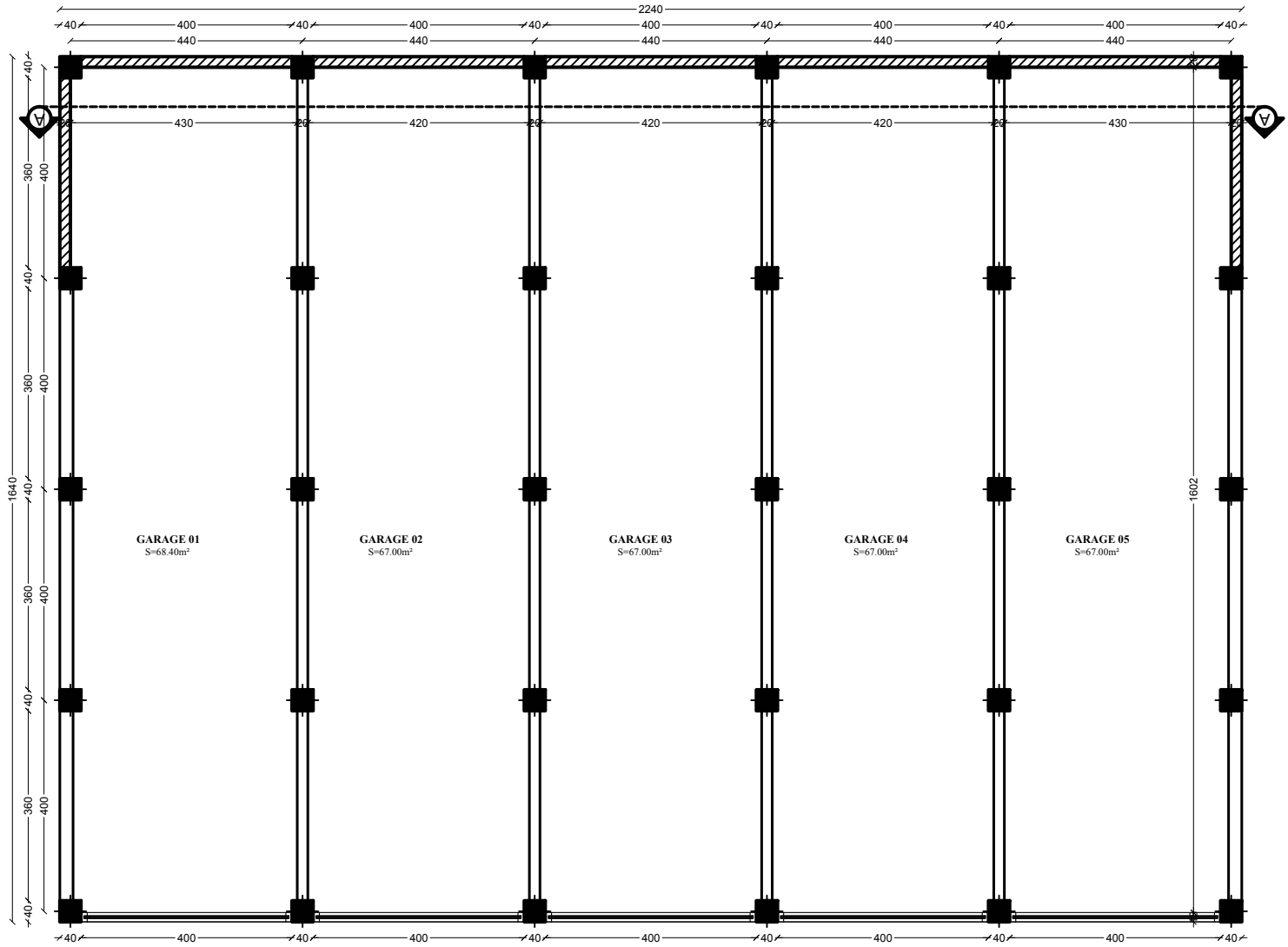
Un intérêt particulier a été porté sue le logiciel **ROBOT** qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différents structures.

Apres avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passons l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferraillage des éléments .Par la suit nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

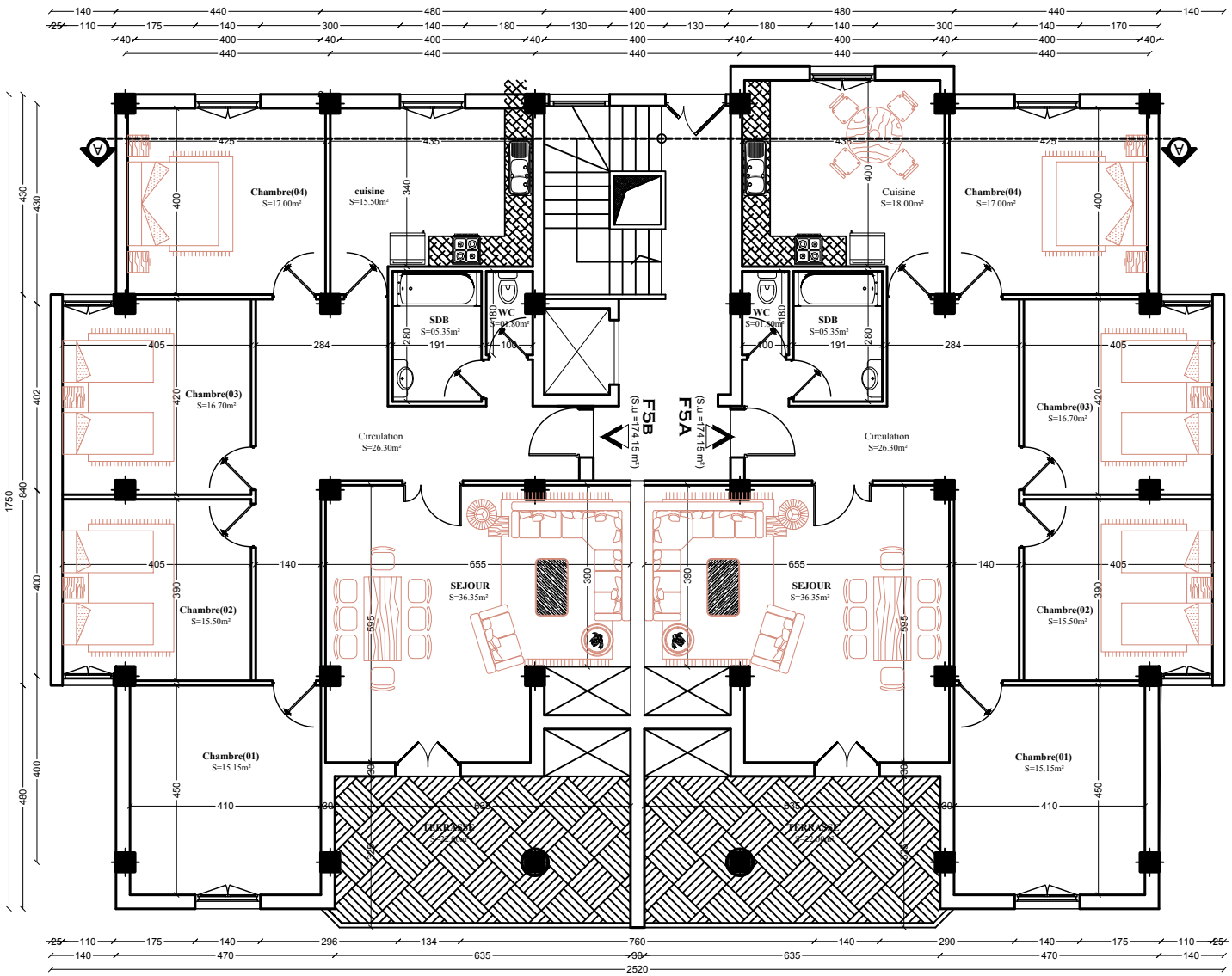
Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse de la connaissance acquise ouvrant des perspectives.



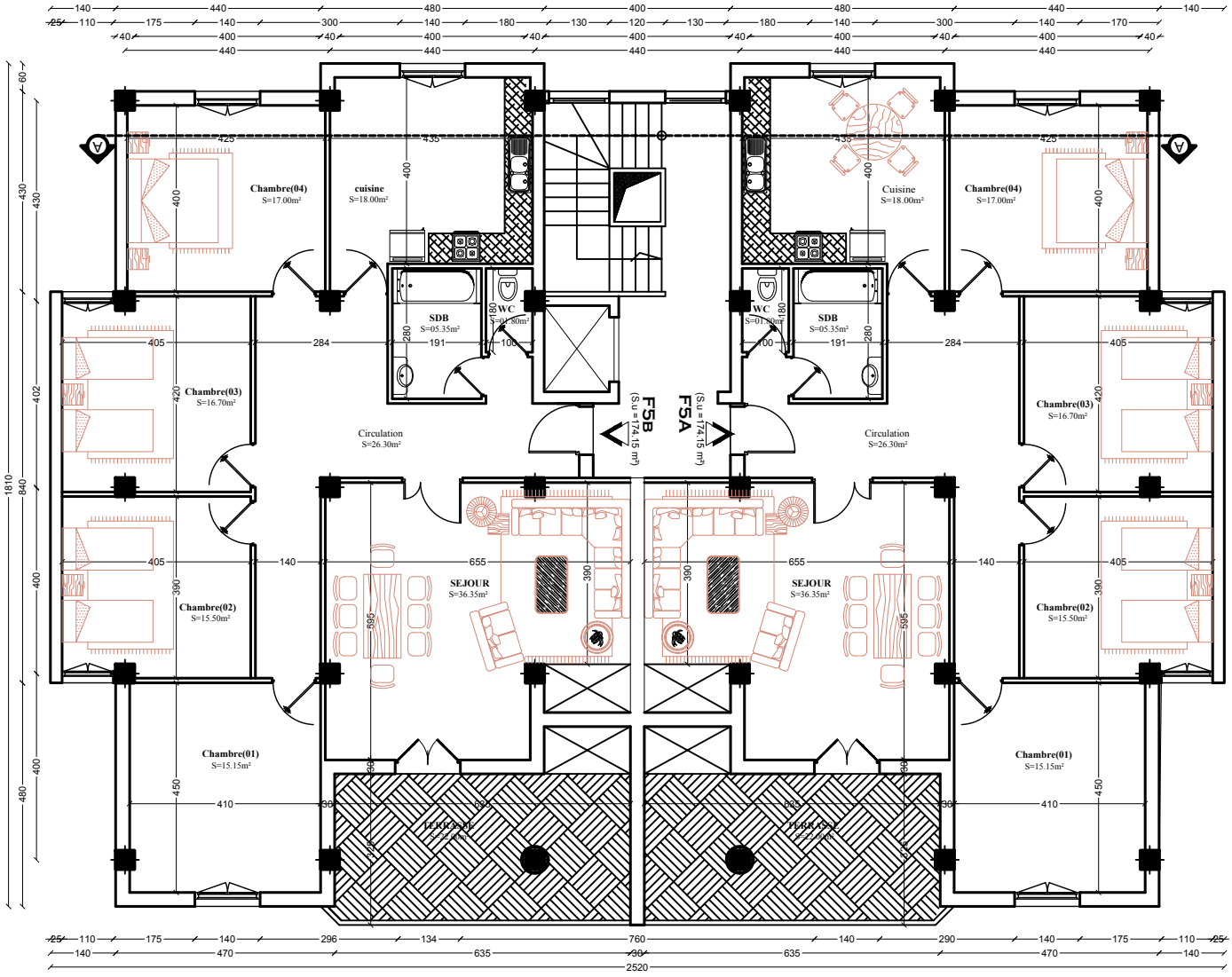
FAÇADE PRINCIPALE


2240
40
400
440
430
420
360
1640
1602
GARAGE 01
S=68.40m²
GARAGE 02
S=67.00m²
GARAGE 03
S=67.00m²
GARAGE 04
S=67.00m²
GARAGE 05
S=67.00m²
A

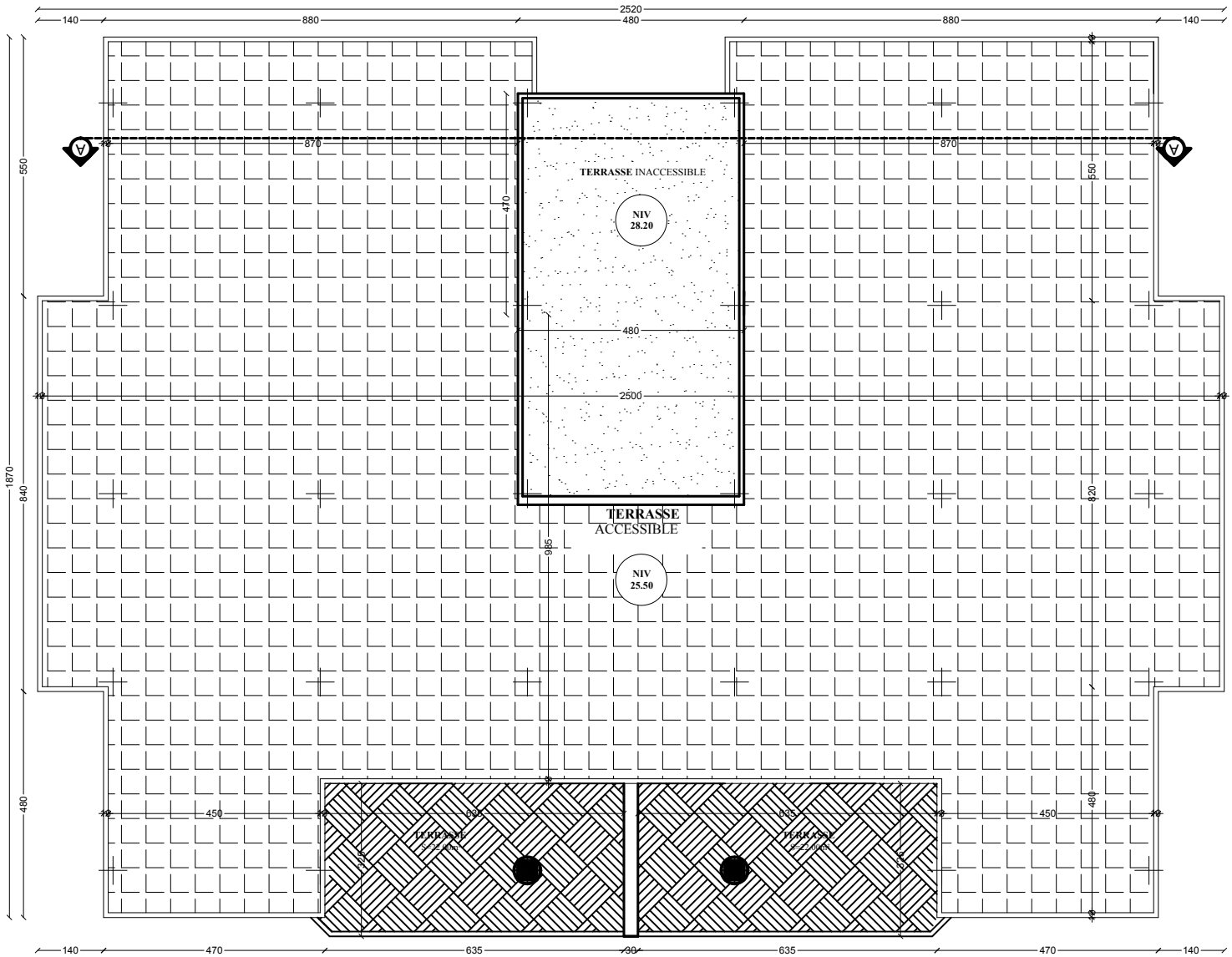
PLAN DU RDC



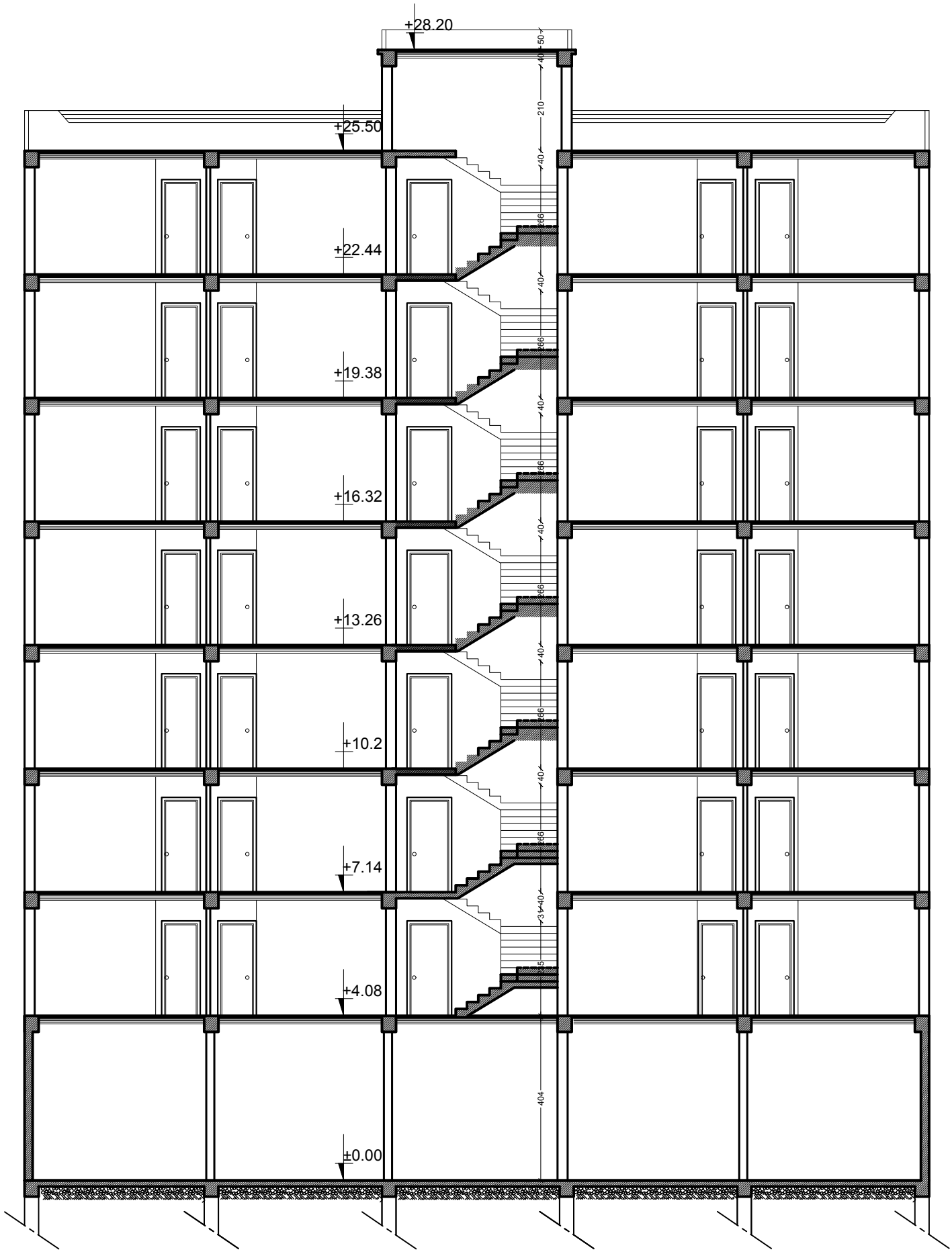
PLAN DU 1ER ETAGE



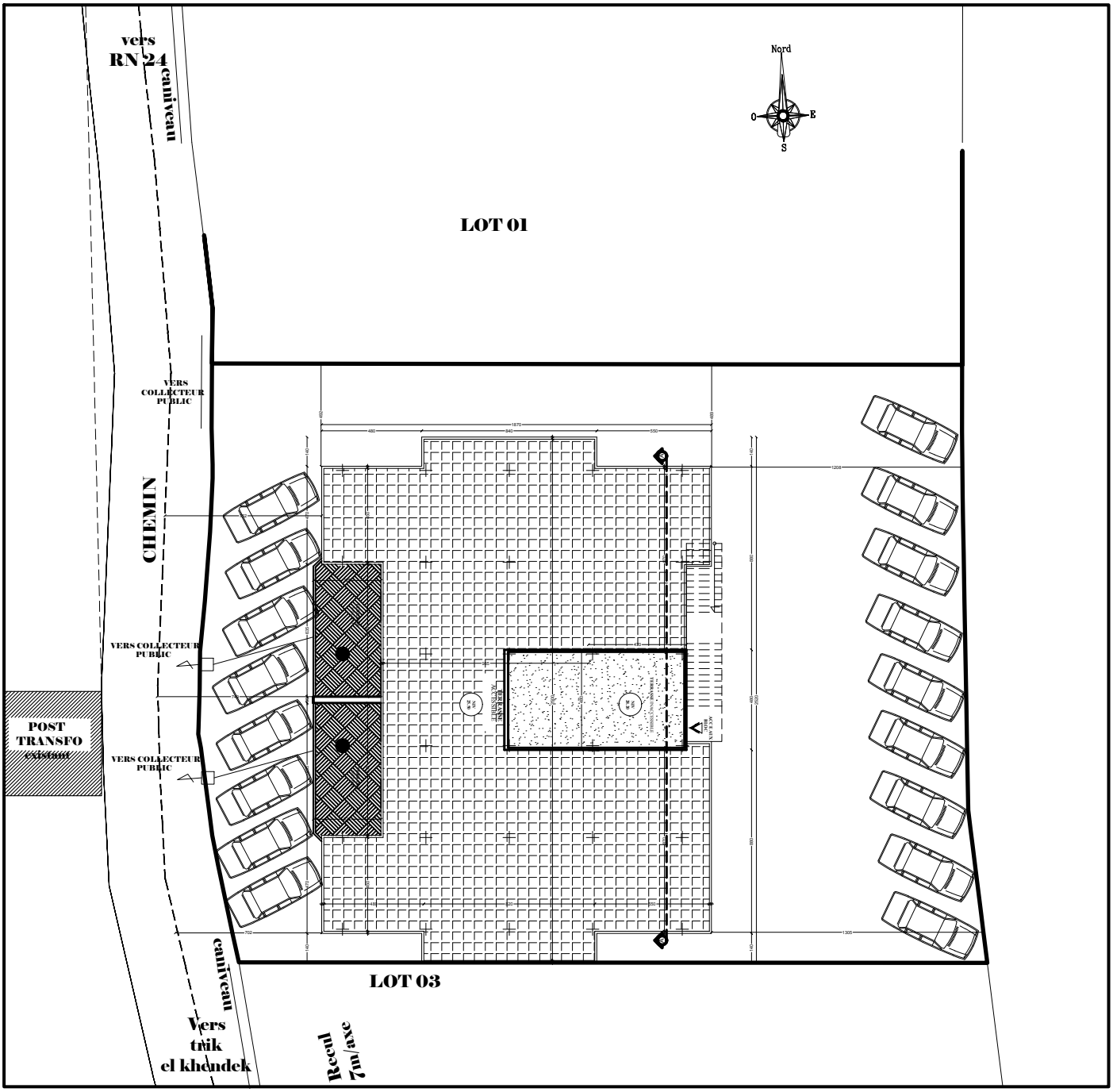
PLAN D' ETAGE COURANT
2-7



PLAN DE TERRASSE


+28.20
+25.50
+22.44
+19.38
+16.32
+13.26
+10.2
+7.14
+4.08
±0.00
50
40
210
40
266
40
266
40
266
40
266
40
266
40
266
40
31
40
15
404

COUPE A-A



PLAN DE MASSE

CHAPITRE 1

Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de projet :

I.1 Présentation de l'ouvrage :

I.1.1 Implantations de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation, implanté à **DELLYS**, wilaya **BOUMERDES** classé selon les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003,** comme une zone de sismicité élevée (**zone III**).



Figure I.1 : implantation de projet

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment

(R+7) à usage habitation de forme rectangulaire constitué de :

- Le rez-de-chaussée(RDC) usage commercial
- Du 1er au 7eme étage à usage d'habitation, chaque étage comporte deux logements de type F5.
- Terrasse accessible

Données de site

- La contrainte admissible du sol est $\boldsymbol{\sigma_{sol} = 1,82 bars}$.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 d'après RPA 99/V2003
- Le site considéré comme meuble (**S3**).
- L'ancrage minimal de la fondation D=2 m**.**

I.1.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques sont :

- ✓ **Dimension en élévation :**
- Hauteur totale de bâtiment …….... 28,20 m
- Hauteur d'étage courante……... 3,06 m
- Hauteur du rez-de-chaussée …… 4,08 m
- Hauteur de l'acrotère ….. 0,6 m
- ✓ **Dimension en plan :**
- Longueur en plan ……. 22,40m
- Largeur en plan ……16, 40m

I.1.3 Eléments de l'ouvrage :

a.) Ossature :

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens. Car dans l'application des **RPA99/v2003** d'après les conditions de (l'article A-3-4) pour les structure en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale de bâtiment dépasse le 8m en zone **III.**

Par conséquent, nous avons adopté pour une structure composée de

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poutres et poteaux, capables de reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales, et au moins 25%de l'effort tranchant d'étage.
- **Contreventement par voile :** composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprend une partie des charges verticales au plus 20% et transmettre aux fondations. la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

b.) Plancher :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- isoler thermiquement et acoustiquement les différents niveaux.
- Résister aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- Jouer le rôle des plafonds et recevoir un revêtement selon les besoins (technique, décoratif ou autres).

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

c.) Dalle pleines :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons, des paliers de repos des escaliers et dalle salle machine (assesseur).

d.) Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Murs extérieurs :** ils sont en double cloison de briques creuses de **10 cm** séparés par une lame d'air de **5 cm**.
- **Murs intérieurs :** ils sont en simple cloison de **10 cm**.

e.) Revêtements :

Les revêtements horizontaux sont réalisés en :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Plâtre (enduit ou plaque) pour les plafonds.

Les revêtements verticaux sont réalisés en :

- Mortier de ciment pour les murs de façades
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieurs.
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau.

f.) Escaliers :

Le bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie les différents étages. Il est constitué de paliers, poutre palière et de paillasses en béton armé coulés sur place.

g.) Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.
h.) Terrasses : Notre bâtiment est muni d'une terrasse accessible.
i.) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en béton armé.

j.) Coffrages :

Pour des raisons pratiques, on utilisera des coffrages classiques (en bois) pour les portiques ; et un coffrage métalliques pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

k.) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré dans le plancher terrasse accessible. Il joue un rôle de sécurité totale au niveau de la terrasse accessible, et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

l.) Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à

L'action du séisme et du vent**,** ainsi qu'une partie des charges verticale

I.2 Caractéristiques des matériaux :

I.2.1 Le béton :

a.) Généralités :

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

A titre indicatif le dosage courant par $1m^3$ est comme suite :

- Sable : ……400L D $\leq 5\text{mm}$
- Graviers :……800L Dg $\leq 25\text{mm}$
- Ciment :……350kg/m^3 CPJ 325.
- Eau :……175L.

Destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

b.) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notéefc_{28} .Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (par exemple cylindrique de $16 \times 32[\text{cm}]$) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on a adopté pour un béton $fc_{28} = \mathbf{25MPa}$

Sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$fc_j = \frac{j}{4{,}76+0{,}83j}\ fc_{28} \qquad \text{Pour } fc_{28} \leq 40\text{MPa}$$

(BAEL91/ A2. 1,11)

$$fc_j = \frac{j}{1{,}40+0{,}95j}\ fc_{28} \qquad \text{Pour } fc_{28} > 40\text{MPa}$$

c.) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est donnée par la relation suivante : **(BAEL91/ A2.1, 12)**

$$\begin{cases} f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06.\, f_{c28} \\ f_{c28} < 60MPa \end{cases} \Longrightarrow \qquad f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06.\, f_{c28}$$

Dans notre cas : $\boldsymbol{f_{t28} = 2{,}1\ MPa}$

d.) Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue les trois modules :

- **Module de déformation instantanée : (BAEL91art A – 2 .1 ,2):**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte en un module égale à :

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

D'où : pour$\boldsymbol{f_{c28} = 25\ MPa} \Rightarrow \boldsymbol{E_{i28} = 32\,164{,}195\ MPa}$.

- **Module de déformation différée : (BAEL91art A – 2.1.2) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et à fin de tenir en compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à :

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

Pour notre cas $E_{vj} = 10\,818{,}86\ MPa$

❖ **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

E : module de **Young** (module d'élasticité).

$\boldsymbol{\upsilon}$ **:** Coefficient de **Poisson**.

❖ **Coefficient de POISSON : (BAEL91art A.2 .1, 3) :**

C'est le rapport de la déformation relative transversale et de la déformation longitudinale. Il sera pris égal à :

$\boldsymbol{\upsilon} = 0{,}2$ à l'état limite de service pour le calcul des sollicitations en considérant le béton non fissure.

$\boldsymbol{\upsilon} = 0$ à l'état limite ultime pour le calcul des déformations en considérant le béton fissure.

e.) Contraintes limites de béton :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée

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

Elle est donnée par la formule suivante:

$$f_{bc} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \qquad \textbf{(BAEL91/A4.3, 41)}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\gamma_b} : Coef\ de\ sécurité\ béton : \begin{cases} \gamma_b = 1{,}15\ Situation\ \ Accidentelle \\ \gamma_b = 1{,}5\ Situation\ \ Courante \end{cases}$$

θ : Coefficient d'application en fonction de la durée d'application des actions considérée $\begin{cases} \theta = 1\ si\ la\ durée\ d'applicatione\ st\ supérieur\ \text{à}\ 24\ h \\ \theta = 0{,}9\ si\ la\ durée\ d'application\ est\ comprise\ entre\ 1h\ \text{à}\ 24\ h \\ \theta = 0{,}85\ si\ la\ durée\ d'application\ est\ inférieur\ \text{à}\ 1\ h \end{cases}$

Pour :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1{,}15 \\ \theta = 1 \end{cases} \Rightarrow f_{bc} = 18{,}5\ MPa$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1{,}5 \\ \theta = 1 \end{cases} \Rightarrow f_{bc} = 14{,}2\ MPa$$

Diagramme «Contrainte-Déformation» :

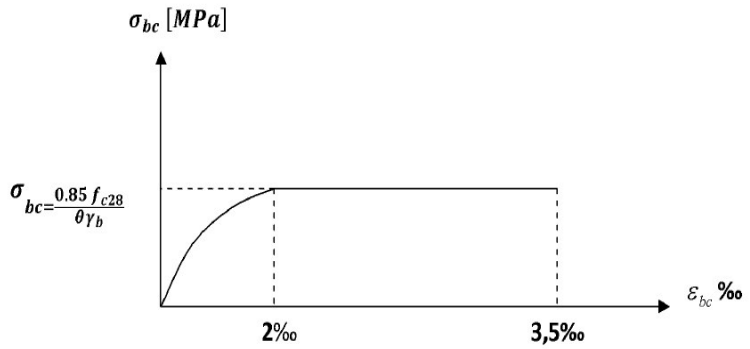


Figure I.2:Diagramme contraintes (σ) déformations (ε) du béton.

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

  - **Etat limite de compression du béton:**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28}\, MPa$$

Donc : La contrainte de compression limite à l'ELS est égale a : $\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

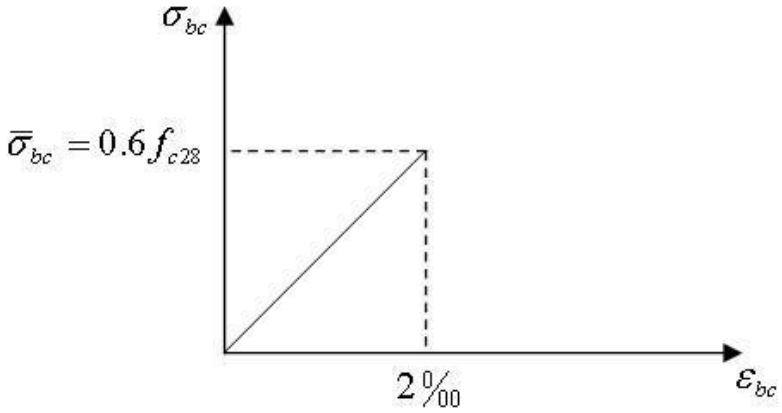


Figure I.3 : Digramme contraintes déformations (ELS).

$\boldsymbol{\mathcal{E}_{bc}}$: Déformation du béton en compression.

$\tan\alpha = E_b$: Module d'élasticité.

  - **Contrainte limite de cisaillement :**

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b0\ d}\,[MPa] \qquad \textbf{(BAEL91/Art A.5.1.1)}$$

V_u : Effort tranchant a l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisaillée.

d $(0{,}9.h)$: Hauteur utile (position d'aciers tendus).

I.2.2 Les aciers :

a.) Généralité :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il est utilisé pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas.

Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f e [MPa]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψ]
	Haut adhérence F_e E 400	HA	400	1,6	1,5
	Treillis soudes TL520θ <6	TS	520	1,3	1

Tableau I.1: caractéristiques des aciers

b.) Module d'élasticité longitudinale E_s :

Le module d'élasticité longitudinal à une valeur constante, quel que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 2.10^5\ MPa$$ **(BAEL 99 Art 2. 1)**

c.) Coefficient de POISSON des aciers υ:

Le coefficient de POISSON des aciers est pris égal à 0, 3.

d.) La limite élastique garantie (Fe) :

C'est Limite d''élasticité de l'acier

e.) Les contraintes limites :

- **Contraintes limites ultime(ELU):**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée comme suit :

(**BAEL91art .A.4.3.2)**

$$\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}$$

Avec : $\boldsymbol{\gamma_s}$: Coeff de sécurité acier : $\begin{cases} \boldsymbol{\gamma_s = 1,15} \text{ (situation courante)} \\ \boldsymbol{\gamma_s = 1} \text{ (situation accidentelle)} \end{cases}$

A titre d'exemple :

	$\boldsymbol{\gamma_s = 1,15}$	$\boldsymbol{\gamma_s = 1}$
FeE400	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa
FeE520	$\sigma_s = 450$ MPa	$\sigma_s = 520$ MPa

❖ **Contrainte limite du service (ELS) :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, par la limitions des contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles **BAEL 91 (A.4.5.3)** on distingue trois cas de fissures :

1- Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4.5.32) :

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation, cas des éléments non exposées des intempéries et des condensations.

2- Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.33) :

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

$$\boldsymbol{\sigma_s} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_s}} = min \begin{cases} \frac{2}{3}.f_e \\ 110.\sqrt{\eta.f_{t28}} \end{cases}$$

$$\eta : Coeff.de\ fissuration \begin{cases} \eta = 1{,}6\ pour\ les\ HA\ avec\ \emptyset \geq 6\ mm \\ \eta = 1{,}3\ pour\ les\ HA\ avec\ \emptyset < 6\ mm \\ \eta = 1\ pour\ les\ RL \end{cases}$$

3- Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.34)

Dans le cas d'un milieu agressif ou pour des éléments appelés à assurer l'étanchéité, il faut vérifier :

$$\boldsymbol{\sigma_s} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_s}} = min \begin{cases} \frac{1}{2}.f_e \\ 90.\sqrt{\eta.f_{t28}} \end{cases}$$

❖ **Diagramme contrainte-déformation : (BAEL91/Art 2.2.2)**

Le diagramme contrainte-déformation est illustré dans la figure suivante :

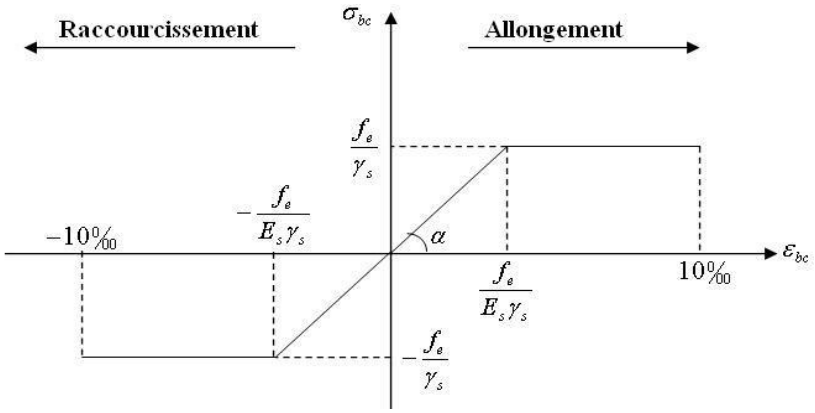


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

f.) Protection des armatures : (BAEL/91 Art 7.24)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $\mathbf{C \geq 5\ cm}$ Pour les éléments exposés à un climat côtier (marin), aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposé aux atmosphères très agressives.
- $\mathbf{C \geq 3\ cm}$ Pour les éléments situés en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $\mathbf{C \geq 1\ cm}$ Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations ou aux intempéries.

I.3 Règlements utilisés :

L'étude du bâtiment qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/ modifications 2003**.
- Document technique réglementaire **D.T.R. – 2.48.**
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé **BAEL 91**.
- Document technique réglementaire **DTR.B.C2.2** : charges permanentes et d'exploitations.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93.**

CHAPITRE 2

Pré-dimensionnements des éléments

II Pré dimensionnement :

II. 1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux. Ce pré-dimensionnement se fera respectant les recommandations en vigueur.
Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons par la suite au pré dimensionnement des différents éléments constituant la structure.

II. 2 Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1 Epaisseur du plancher :

Les planchers sont composés de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant les petites portées l.
Ils assurent L'isolation thermique et acoustique entre les défirent étages.
On utilise la condition de **la flèche** pour déterminer l'épaisseur des planchers $\boldsymbol{h_t}$

$$\boldsymbol{h_t} \geq \frac{l_{max}}{22{,}5}$$

Avec :
$\boldsymbol{h_t}$: Hauteur du plancher
$\boldsymbol{l_{max}}$: Portée libre de la plus grande portée dans le sens considéré (secondaire).

Dans notre cas :

$$\boldsymbol{l_{max} = 440 - 30 = 410\ cm}$$

$$\boldsymbol{h_t} \geq \frac{410}{22{,}5} = 18{,}22\ cm$$

Conclusion :

On optera pour une hauteur normalisée de 20 cm, soit un plancher (16+4), dont 16 cm pour la hauteur du corps creux et 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression en béton ferraillée par un treillis soudé 150x150 [mm] coulée sur place, voire la figure qui suit :

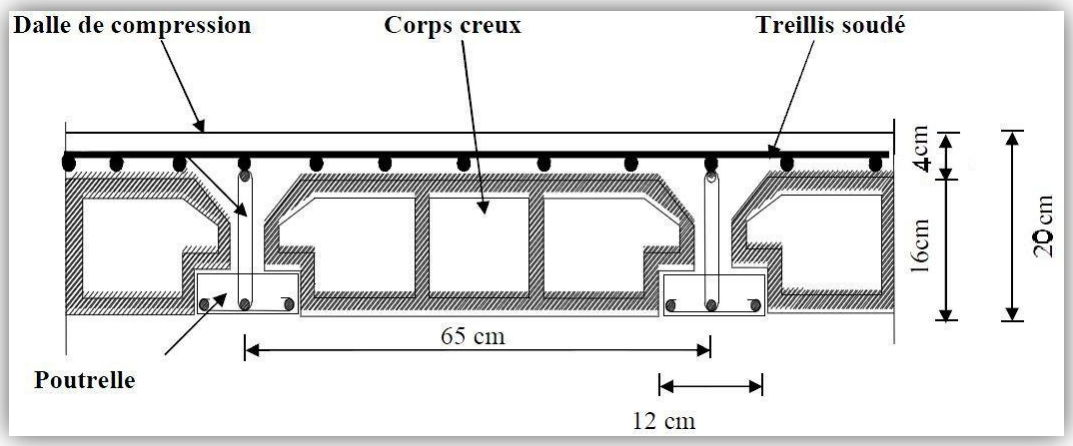


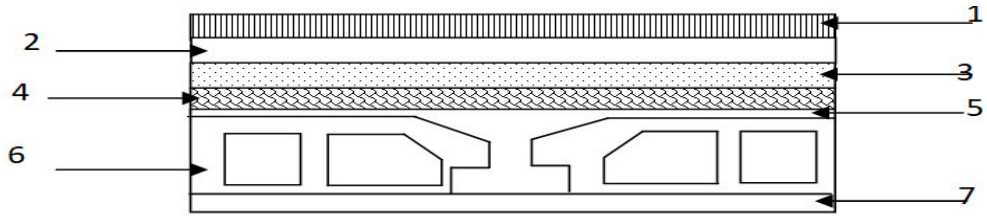
Figure II. 1 : schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

II.2.2 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C2-2) :

Pour pré dimensionné des éléments (poteaux, poutres….) on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

a.) Charges permanentes :

1. Plancher terrasse (accessible) :



Matériaux	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m³]	Poids surfacique [KN/m²]	Charge appliquée [KN/m²]
1-Revêtement en carrelage	2	/	0,22/cm	0,44
2-Mortier de pose	2	/	0,2/cm	0,40
3-Chape en mortier	4 (moy)	/	0,20/cm	0,80
4-Film polyane (pare-vapeur)	/	/	/	/
5-Isolation thermique	4	0,25		0,01
6-Dalle + corps creux	16+4	/	2,75 à 2,85	2,80
7-Enduit plâtre	2	/	0,10/cm	0,20

G_{Totale} = 4,65 KN/m²

Tableau II.1: Plancher terrasse accessible (corps creux).

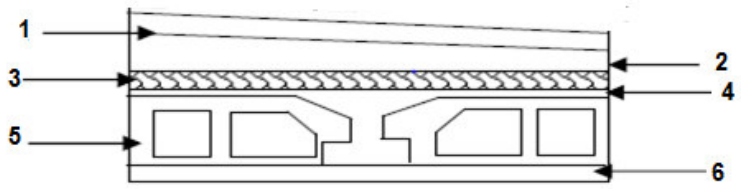
2. Plancher terrasse (inaccessible) :

Matériaux	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m³]	Poids surfacique [KN/m²]	Charge appliquée [KN/m²]
Protection en gravillon	4	/	0,2/cm	0,80
Etanchéité multicouche	2	/	0,12	0,12
Forme de pente	5 (moy)	/	0,22/cm	1,10
Isolation thermique	4	0,25	/	0,01
Dalle + corps creux	16+4	/	2,75 à 2,85	2,80
Enduit plâtre	2	/	0,10/cm	0,20

G_{Totale} = 5,03 KN/m²

Tableau II.1: Plancher terrasse inaccessible (corps creux).

3. Plancher étage courant (corps creux) :



Matériaux	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m3]	Poids surfacique [KN/m2]	Charge appliquée [KN/m2]
Cloison en brique	/	/	/	0,75
Revêtement en carrelage	2	/	0,22/cm	0,44
Mortier de pose	2	/	0,2/cm	0,40
Chape en mortier	4 (moyen.)	/	0,20/cm	0,80
Dalle + corps creux	16+4	/	2,75 à 2,85	2,80
Enduit plâtre	2	/	0,10/cm	0,20
			G_{Totale} = 5,39 KN/m²	

Tableau II.2 : Plancher étage courant corps creux.

b.) Charges d'exploitation :

Eléments	Surcharges
Plancher terrasse accessible	1,5 KN/m²
Plancher terrasse inaccessible	1 KN/m²
Plancher à usage d'habitation	1.5 KN/m²

Tableau II.4 : Charge d'exploitation.

II.2.3 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en Compression simple à l'ELU. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.
Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1) doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone III :

- $\min(b_1, h_1) \geq 30$ cm
- $min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à 4,08m pour le RDC et 3,06m pour tous les étages.
On adopte préalablement la section $b_1 \times h_1$ des poteaux comme suit :

- $45 \times 45 cm^2$ pour (RED de chaussée et 1er étage)

- 40×40 cm^2 pour (2ème et 3ème étage)
- 35×35 cm^2 pour (4ème et 5ème étage)
- 30×30 cm^2 pour (6ème ,7ème, terrasse)

II.2.4 Les poutres :

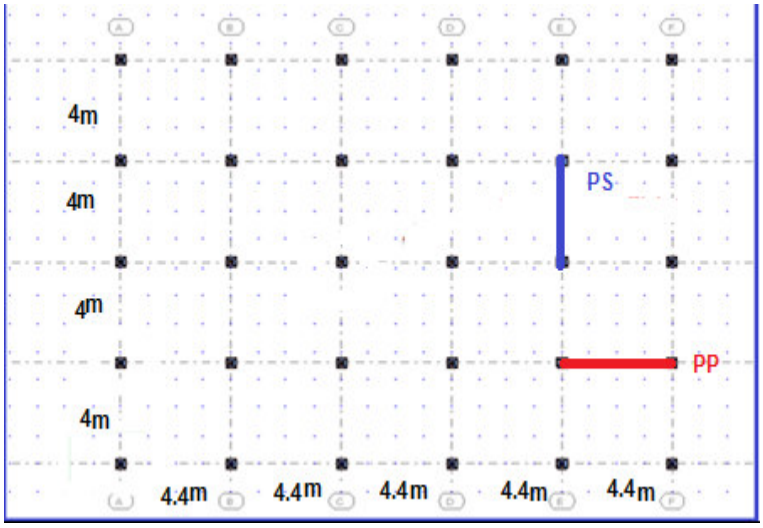
Ce sont des éléments en béton armé coulées sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).
On a deux types :

a.) poutre principale (sens longitudinal L) :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.
Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le **R.P.A99 version 2003.**

1. Critère ou condition de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0{,}4 \leq \frac{b}{h} \leq 0{,}7 \end{cases}$$



$\boldsymbol{L_{max}}$: La portée max entre nus des appuis

$$\boldsymbol{L_{max}} = 440 - 30 = 410 \text{ cm.}$$

$\frac{\boldsymbol{410}}{\boldsymbol{15}} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{\boldsymbol{410}}{\boldsymbol{10}}$ Donnant

$$\boldsymbol{27,33 \leq h \leq 41\ [cm]}$$

On optera pour un :
$\boldsymbol{h} = 40$ cm

$0{,}4(40) \leq b \leq 0{,}7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$

On optera pour un :

$$b = 25\text{cm}$$

On retiendra une section rectangulaire $(b \times h) = (\boldsymbol{25 \times 40})\ \boldsymbol{cm^2}$

2. Critère ou condition de résistance à la flexion :

On doit vérifier :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{c28}} \leq \mu_{Limite} \ avec\ \mu_{Limite} = 0{,}393\ pour\ les\ FeE400$$

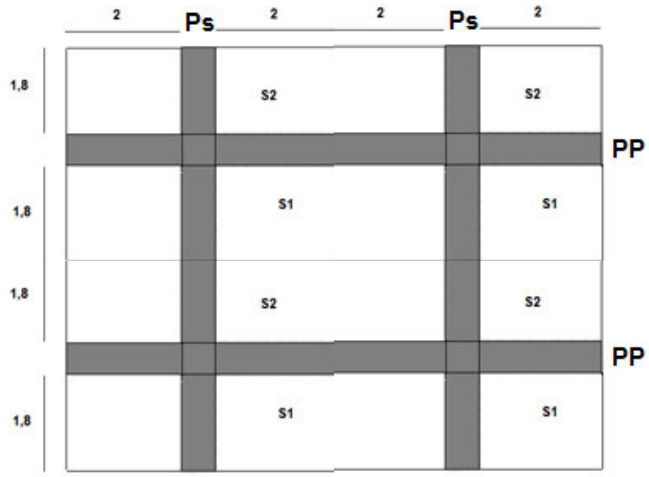
Avec :

$$M_u = P_{u\max}.\frac{L^2}{8}$$

$$P_{u_{max}} = [1{,}35.G + 1{,}5.Q].\left(\frac{l_{x_{droite}}}{2} + \frac{l_{x_{gauche}}}{2}\right) + 1{,}35.h_p.b_p.\rho_{béton\ armé}.g_{gravité}$$

$$\begin{cases} \frac{l_{x_{droite}}}{2} = 1{,}8\ m \\ \frac{l_{x_{geuche}}}{2} = 1{,}8\ m \end{cases}$$

$g_{gravité} = 9{,}81$ (on peut prendre 10)



Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 5{,}39KN/m^2 \\ Q = 1{,}5KN/m^2 \end{cases}$$

$b = 1m$

$d = h - 2 = 40 - 2 = 38cm$

$P_{u_{max}} = [1{,}35.5{,}39 + 1{,}5.1{,}5].(1{,}8 + 1{,}8) + 1{,}35.0{,}40.0{,}25.25.10 = 68{,}05KN/m$

$$M_u = 68{,}05 \times \frac{3{,}6^2}{8} = 110{,}24KN.m$$

$\mu = \frac{110{,}24\times10^{-3}}{1.0{,}38^2.25} = 0{,}03 < 0{,}393$ **Condition vérifié**

3. Critère ou condition de résistance à l'effort tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$(\overline{\tau_u} : contrainte\ tengentielle\ limite)$

$$\begin{cases} \overline{\tau_u} = Min\left(0{,}2.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 5\right) \text{ Fissuration peu préjudiciable/nuisible} \\ \gamma_b = 1{,}5\ (\text{à}L'ELU) \\ f_{cj} = 25MPa \end{cases}$$

Avec :

$$Effort\ \text{tranchant} : V_u = P_{u_{max}}.\frac{L}{2} = 68{,}05 \times \frac{3{,}6}{2} = 122{,}49KN$$

$$\text{Contrainte tangentielle} : \tau_{u_{max}} = \frac{V_u}{b.d} = \frac{122{,}49 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}38} = 0{,}32MPa$$

$$\overline{\tau_u} = Min\left(0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5}\ ; 5\right) = 3{,}33MPa$$

$$\text{Donc}: \tau_{u\max} = 0{,}32MPa < \overline{\tau_u} 3{,}33MPa \textbf{ condition vérifier}$$

4. Condition de la RPA à l'effort tranchant :

- Largeur $b \geq 20\ \text{cm} \cdots\cdots b = 25\text{cm}$ **vérifié**
- Hauteur $h \geq 30\ \text{cm} \cdots\cdots h = 40\text{cm}$ **vérifié**
- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4 \cdots\cdots \frac{40}{30} = 1{,}33$ **vérifié**

b.) Poutre secondaire :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

1. Critère ou condition de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0{,}4 \leq \frac{b}{h} \leq 0{,}7 \end{cases}$$

$$l_{max} = 400 - 30 = 370\ \text{cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \quad \text{Donnant} \quad 24{,}66 \leq h \leq 37\ [\text{cm}]$$

On optera pour un :

$$h = 35\ cm$$

$$0{,}4(35) \leq b \leq 0{,}7(35) \rightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5$$

On optera pour un :

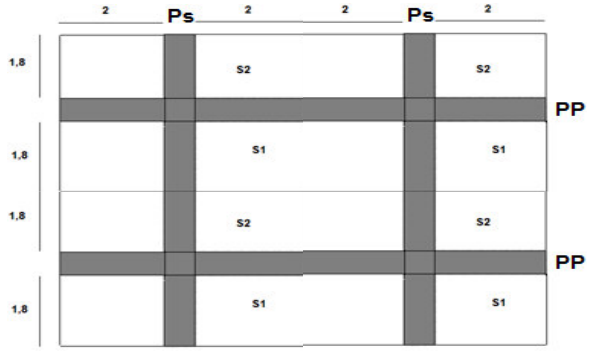
$$b = 20\ cm$$

On retiendra une section rectangulaire $(\boldsymbol{b \times h}) = (\boldsymbol{20 \times 35})\boldsymbol{cm^2}$

2. Critère ou condition de résistance à la flexion :

On doit vérifier :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{c28}} \leq \mu_{Limite} \ avec\ \mu_{Limite} = 0{,}393\ pour\ les\ FeE400$$



Avec :

$$M_u = P_{u\max}.\frac{L^2}{8}$$

$$P_{u\max} = [1{,}35.G + 1{,}5.Q].\left(\frac{l_{x_{droite}}}{2} + \frac{l_{x_{gauche}}}{2}\right) + 1{,}35.h_p.b_p.\rho_{béton\ armé}.g_{gravité}$$

$$\begin{cases} \frac{l_{x_{droite}}}{2} = 2\ \text{m} \\ \frac{l_{x_{geuche}}}{2} = 2\ \text{m} \end{cases}$$

$$g_{gravité} = 9{,}81\ (\text{on peut prendre } 10)$$

Plancher étage courant :

$$\begin{Bmatrix} G = 5{,}39\text{KN/m}^2 \\ Q = 1{,}5\text{KN/m}^2 \end{Bmatrix}$$

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

$$d = h - 2 = 35 - 2 = 33\text{cm}$$

$$P_{u_{max}} = [1{,}35.5{,}39 + 1{,}5.1{,}5].(2+2) + 1{,}35.0{,}35.0{,}20.25.10 = 67{,}6\text{KN/m}$$

$$M_u = 67{,}6 \times \frac{4^2}{8} = 135{,}3\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{135{,}3\times10^{-3}}{1\times0{,}33^2\times25} = 0{,}05 < 0{,}393 \qquad \textbf{Condition vérifié}$$

Critère ou condition de résistance à l'effort tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

($\overline{\tau_u}$: contrainte tengentielle limite)

$$\begin{cases} \overline{\tau_u} = \text{Min}\left(0{,}2.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\,;5\right) \text{ Fissuration peu préjudiciable/nuisible} \\ \gamma_b = 1{,}5 \text{ (àL'ELU)} \\ f_{cj} = 25\text{MPa} \end{cases}$$

Avec :

$$\text{Effort tranchant : } V_u = P_{u_{max}}.\frac{L}{2} = 67{,}6 \times \frac{4}{2} = 135{,}2\text{KN}$$

$$\text{Contrainte tangentielle : } \tau_{u_{max}} = \frac{V_u}{b.d} = \frac{135{,}2 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}33} = 0{,}4\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = Min\left(0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5}\,;5\right) = 3{,}33MPa$$

Donc : $\tau_{u_{max}} = 0{,}4MPa < \overline{\tau_u}3{,}33MPa$ **condition vérifier**

3. **Condition de la RPA à l'effort tranchant :**
   - Largeur $b \geq 20\text{ cm} \cdots\cdots b = 20\text{cm}$ **vérifié**
   - Hauteur $h \geq 30\text{ cm} \cdots\cdots h = 35\text{cm}$ **vérifié**
   - Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4 \cdots\cdots \frac{35}{25} = 1{,}4$ **vérifié**

Conclusion :

On augmente la largeur b pour équilibrée la section.

- Poutre principale : $\mathbf{b \times h = 30 \times 40cm^2}$
- Poutre secondaire : $\mathbf{b \times h = 25 \times 35cm^2}$

II.2.5 Les voiles :

Selon le RPA99 version 2003 : (Art 7.7.1 du RPA 99 version 2003)
Ils sont considérés comme des voiles tout éléments satisfaisant la condition suivante

$$L \geq 4.a \quad \text{(Exigences du RPA)}$$

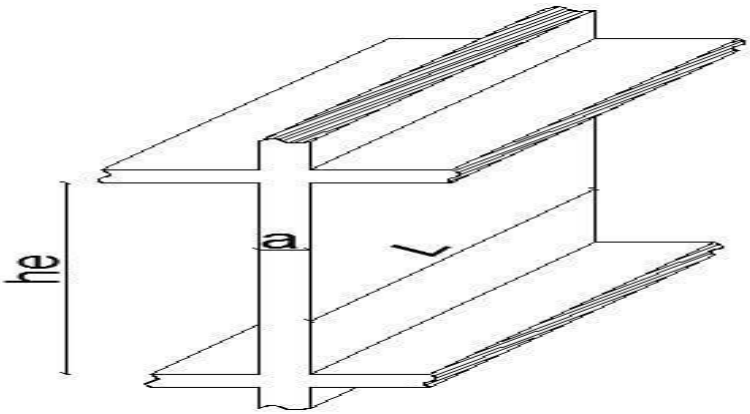


Figure II. 2 : Coupe de voile en élévation.

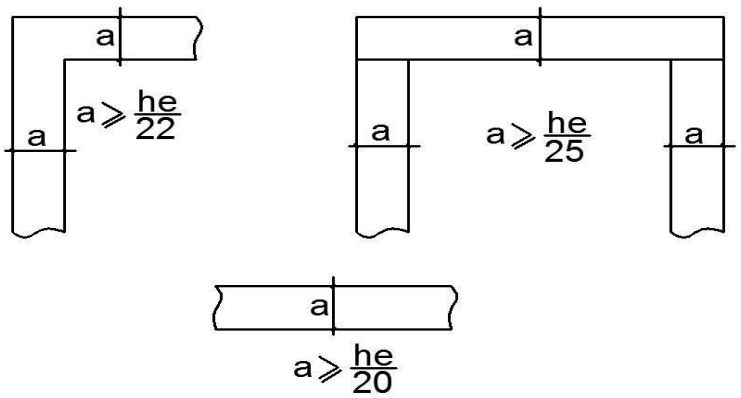


Figure II.3 : Coupe de voile en plan

L'épaisseur **a** d'un voile dépend de la hauteur d'étage $\mathbf{h_e}$ et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$\mathbf{a} \geq \frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}} \quad \text{(A 7.7.1 RPA 99/V2003)}$$

Avec :

a : Épaisseur des voiles.

L : Portée minimale des voiles.

$\mathbf{h_e}$: Hauteur libre de l'étage.

- **Pour RDC :**

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ m} \qquad \text{(20 la hauteur de plancher)}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19{,}40\ cm$$

- Pour le 1,2, 3, 4, 5, 6,7eme étage :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14{,}30 \text{ cm}$$

D'après le **RPA** l'épaisseur minimale est de 15 cm, on optera pour une épaisseur des voiles de 20 cm :

- **Pour RDC :** $L \geq 4 \times 20 = 80$ cm **condition vérifier**
- **Pour les étage (1-7éme)** : $L \geq 4 \times 20 = 80$cm **condition vérifier**

Conclusion :

L'épaisseur des voiles sera égale **20cm**

II. 3 La descente de charge :

On appelle descente de charge, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commencer par le niveau le plus haut (terrasse) de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

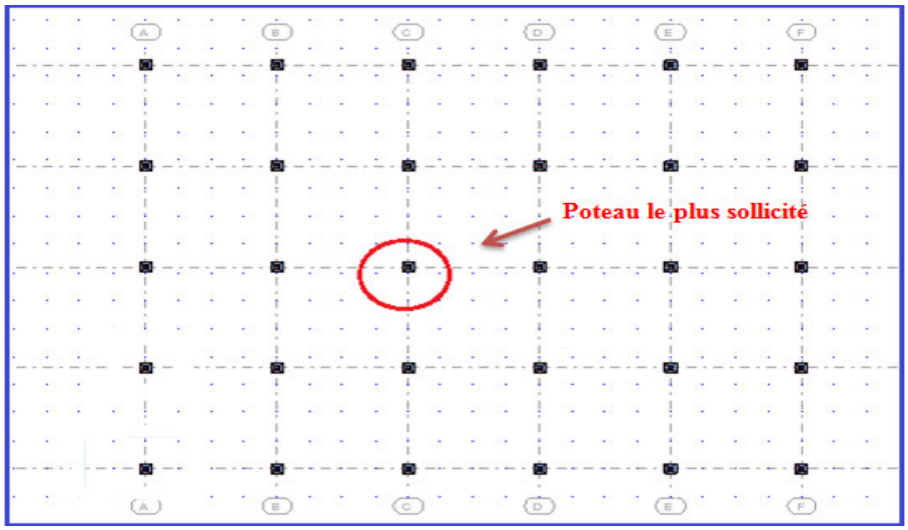
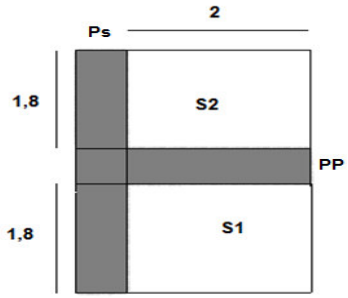


Figure II.4 : poteau le plus sollicité

II. 4 La descente de charge :

II.4.1 Calcul des charges revenantes au poteau (p1) :

1. Plancher terrasse inaccessible :



$$S \text{ nette} = S1 + S2$$

$$S1 = 1{,}8 \times 2$$

$$S1 = 3{,}6 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1{,}8 \times 2$$

$$S2 = 3{,}6 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_{total} = 3,6 + 3,6}$$

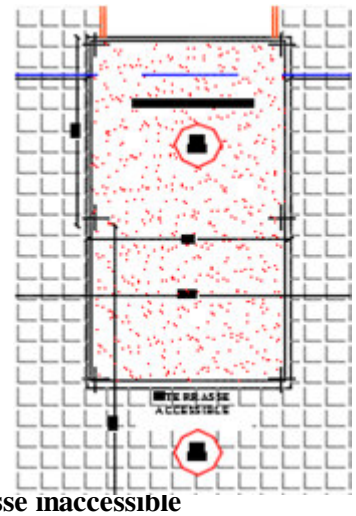


Figure II.5 : terrasse inaccessible

$\mathbf{S}_{\text{total}} = \mathbf{7,2}\ \text{m}^2$

$\mathbf{Q\ ti} = \mathbf{1\ KN/\ m^2}$

$\text{Gti} = 5{,}03\text{KN/m}^2$

$\text{G ti} = 5{,}03 \times 7{,}2$

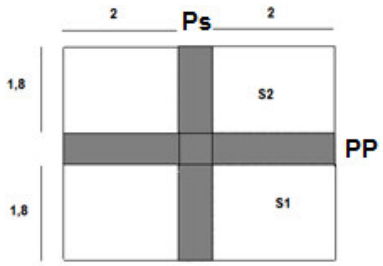
$\text{G ti} = 36{,}22\text{KN}$

$\text{Q ti} = 1 \times 7{,}2$

$\text{Q ti} = 7{,}2\text{KN}$

2. Plancher étage courant et terrasse accessible :

$S_{\text{total}} = S1 + S2 + S3 + S4$



$S1 = 2 \times 1{,}8$

$S1 = 3{,}6\text{m}^2$

$S2 = 1{,}8 \times 2$

$S2 = 3\ ,6\text{m}^2$

$S3 = 1{,}8 \times 2$

$S3 = 3\ ,6\text{m}^2$

$S_{\text{total}} = 14.4\text{m}^2$

Etage courant :

$\text{G éc} = 5{,}39\text{KN/ m}^2$

$\text{Q éc} = 1{,}5\ \text{KN/ m}^2$

$\text{G éc} = 5{,}39 \times 14{,}4$

$\text{G éc} = 77{,}62\text{KN}$

$\text{Q éc} = 1{,}5 \times 14{,}4$

$\text{Q éc} = 21{,}6\text{KN}$

Terrasse accessible :

$G_{\text{Ta}} = 4{,}65\text{KN/ m}^2$

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

$G_{\text{Ta}} = 4{,}65 \times 14{,}4$

$G_{\text{Ta}} = 66{,}96\text{KN}$

$$Q_{Ta} = 1{,}5 \times 14{,}4$$

$$Q_{Ta} = 21{,}6\text{KN}$$

3. **Les poutres :**

Pour étages :

- Poutres principales : $G_{pp} = 0{,}4 \times 0{,}3 \times (2+2) \times 25 = 12\text{KN}$
- Poutres secondaires : $G_{ps} = 0{,}35 \times 0{,}25 \times (1{,}8+1{,}8) \times 25 = 7{,}9\text{KN}$

$G_{p\,total} = G_{PP} + G_{ps} = 12 + 7{,}9 = 19{,}9\text{KN}$

Pour terrasse inaccessible :

- Poutres principales : $G_{pp} = 0{,}4 \times 0{,}3 \times 2 \times 25 = 6\text{KN}$
- Poutres secondaires : $G_{ps} = 0{,}35 \times 0{,}25 \times (1{,}8+1{,}8) \times 25 = 7{,}9\text{KN}$

$G_{p\,total} = GPP + G_{ps} = 6 + 7{,}9 = 13{,}9\text{KN}$

4. **Les poteaux :**

(Le RPA 99/V2003 exige le minimum $(a \times b)$ section de poteau en zone (III) $(30 \times 30)\ cm^2$)

- Poteau du RDC : $G_{p\,RDC} = (0.3 \times 0.3 \times 4.08) \times 25 = 9.18\text{KN}$
- Poteau de l'étage courant : $G_{p\,éc} = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.88\text{KN}$
- Poteau terrasse : $G_{pt} = 0{,}3 \times 0{,}3 \times 2{,}7 \times 25 = 6{,}08\text{KN}$

II.4.2 Loi de dégression des charges :

les règles de **BAEL 91** ainsi que le document technique réglementaire **DTR BC 2-2** nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers **:(DTR BC 2-2/ 6-1).**

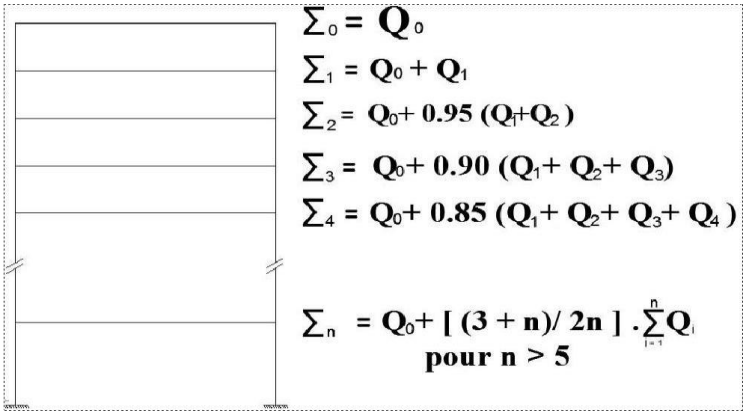
La loi de dégression des charges s'applique si seulement si :

$$\boldsymbol{i = n\ \text{Pour n} \geq 5 : Q_n = Q_0 + \left[\frac{3+n}{2n}\right] \sum Q_i}$$

Soit Q_0 : la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, Q_3……. Q_n : les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1 ; 2 ; 3…n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Pour les calculs de descente des charges ; on introduit les valeurs suivantes :



Le coefficient ($\frac{3+n}{2n}$) étant valable pour les niveaux ≥5 ; il est donné par le tableau suivant :

Niveau	terrasse	1	2	3	4	5	6	7	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,687

Terrasse : $Q0 = 7{,}2\ KN$
Niveau1 : $Q0 + Q1 = 7{,}2 + 21{,}6 = 28{,}8kN.$
Niveau2 : $Q0 + 0.950\ (Q1 + Q2) = 28{,}8 + 0{,}95\ (21{,}6 + 21{,}6) = 69{,}84KN$
Niveau3 : $Q0 + 0.900\ (Q1 + Q2 + Q3) = 28{,}8 + 0{,}9\ (21{,}6 \times 3) = 87{,}12KN$
Niveau4 : $Q0 + 0.850\ (Q1 + Q2 + Q3 + Q4) = 28{,}8 + 0{,}85\ (21{,}6 \times 4) = 102{,}24\ KN$
Niveau5 : $Q0 + 0.80\ (Q1 + Q2 + \ldots + Q5) = 28{,}8 + 0{,}80\ (5 \times 21{,}6) = 115{,}2\ KN$
Niveau6 : $Q0 + 0.750\ (Q1 + Q2 + \cdots + Q6) = 28{,}8 + 0{,}75\ (6 \times 21{,}6) = 126\ KN$
Niveau7 : $Q0 + 0.714\ (Q1 + Q2 + \ldots + Q7) = 28{,}8 + 0{,}714\ (7 \times 21{,}6) = 136{,}76KN$
RDC : $Q0 + 0.687(Q1 + Q2 + \cdots + Q8) = 28{,}8 + 0{,}687\ (8 \times 21{,}6) = 147{,}51KN$

II.4.3 La formule générale (calcul BAEL 91) :

Le calcule se fait à L'ELU (BAEL91) et la vérification d'après (RPA 99/v2003) :

D'après (**l'article B.8.4.1 BAEL**) la justification vis-à-vis s'effectue seulement à l'ELU et doit vérifier :

$$Nu \leq Nu_{lim} = \alpha \left[\frac{B_r\ f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Qui donne la relation suivant :

$$B_r \geq \frac{K\ \beta\ Nu}{\theta\frac{f_{bu}}{0{,}9} + \frac{0{,}85.f_e}{100}}$$

Avec :

B_r:La section de Poteau $B_r = (a-2).(b-2)\ [cm^2]$

Tel que :

- $\mathbf{k} = 1{,}10$ Si plus de la moitié des charges sont appliquée avant 90 jours
- $\mathbf{k} = \{1{,}20$ Et Fc_{28} est remplacer par $F_{tj}\}$ si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours
- $\mathbf{K} = 1$ Pour les autres cas.

Nu : Calcul de l'effort normal ultime

$$\mathbf{Nu} = \mathbf{1{,}35}G + 1{,}5Q$$

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : $\boldsymbol{Nu} = \mathbf{1.1} \times (\mathbf{1.35}\boldsymbol{G} + \mathbf{1.5}\boldsymbol{Q})$. (Majorée les charges transmise aux poteaux +10% car le bâtiment à trois travées).

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

- $\theta = 1$ Si $T > 24h$
- $\theta = 0{,}9$ Si $1h \leq T \leq 24h$
- $\theta = 0{,}85$ Si $T < 1h$

fc_{28}: Résistance à la compression de béton $fc_{28} = 25\text{MPa}$

fe:Limite d'élasticité de l'acier utilisé $fe = 400\text{MPa}$

L'ELU :

$$\gamma_b = 1{,}5$$

$$\gamma_s = 1{,}15$$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times fc28}{1 \times \gamma b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}16\text{MPa}$$

$$f_e = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}82\text{MPa}.$$

β: Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit:

$$\beta = \frac{0{,}85}{\alpha} = \begin{cases} 1 + 0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2 \ si \quad \lambda \leq 50 \\ 0{,}85.(\frac{\lambda}{1500})^2 \ si \ 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \ avec \begin{cases} i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{ba^3}{12} \ (le \ moment \ d'inertie) \\ B = a \times b \ \ (section \ de \ poteau) \end{cases}$$

Donc : $\lambda = \frac{\sqrt{12}Lf}{a}$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à

λ = 35, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où : $\beta = 1 + 0{,}2 \times 1 = 1{,}2$

$$B_r \geq \frac{K \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0{,}9} + \frac{0{,}85.fe}{100}} = 0{,}64Nu(cm^2)$$

$$B_r = (a-2)^2$$

Les dimensions des poteaux a et b sont calculées dans le tableau suivant :

niveaux	G plancher KN	G poteau KN	G poutre KN	G totale KN	G cumulé KN	Qi KN	Q cumulé KN	Nu KN	B_r	A (cm)	a× b Cm^2
Terrasse	36,22	6,08	13,9	56,2	**56,2**	7,2	**7,2**	92,36	59,11	9,7	**25×25**
7	66,96	6,88	19,9	93,94	**150,14**	28,8	**36**	282,4	180,7	15,42	**25×25**
6	77,62	6,88	19,9	104,4	**254,54**	69,84	**105,84**	552,6	353,7	20,8	**35×35**
5	77,62	6,88	19,9	104,4	**358,9**	87,12	**192,96**	811,4	544,9	25,34	**35×35**
4	77,62	6,88	19,9	104,4	**463,34**	102,24	**295.2**	1175,14	752,1	29,42	**35×35**
3	77,62	6,88	19,9	104,4	**567,74**	115,2	**410.4**	1520,3	973	33,2	**40×40**
2	77,62	6,88	19,9	104,4	**672,14**	126	**536.4**	1883,2	1205,2	36,7	**40×40**
1	77,62	6,88	19,9	104,4	**776,54**	136,76	**673.16**	2263,8	1448,8	40,1	**45×45**
RDC	77,62	9,18	19,9	106,7	**883,24**	147,51	**820.67**	2530,3	1619,4	42,24	**45×45**

Tableau II.5 : Les dimensions des poteaux.

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau de poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux (pour évite la rotule plastique), pour cela on doit effectuer des vérifications qui sont exigée par **RPA (article 7.4.1 du RPA99/VER2003).**

II.4.4 Vérifications :

a.) Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\ \text{cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ (h_e : hauteur d'étage)
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

(a×b)	Min (b_1, h_1) ≥30 cm	Min (b_1, h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4}<\frac{b_1}{h_1}<$	condition
25× 25	Min (25×25) <30 cm	Min (25×25) >13,5	$\frac{1}{4}<1<4$	Non Vérifiée
25×25	Min (25×25) <30 cm	Min (25×25) >15,3	$\frac{1}{4}<1<4$	Non Vérifiée
30×30	Min (30×30) ≥30 cm	Min (30×30) >15,3	$\frac{1}{4}<1<4$	Vérifiée
35×35	Min (35×35) ≥30 cm	Min (35×35) >15,3	$\frac{1}{4}<1<4$	Vérifiée
40×40	Min (40×40) ≥30 cm	Min (40×40) >15,3	$\frac{1}{4}<1<4$	Vérifiée
45×45	Min (45×45) ≥30 cm	Min (45×45) >15,3	$\frac{1}{4}<1<4$	Vérifiée
45×4²5	Min (45×45) ≥30 cm	Min (45×45) >20,4	$\frac{1}{4}<1<4$	Vérifiée

Tableau II.6: vérification des exigences de (RPA/A.7.4.1).

- **Conclusion**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

	RDC_2^{eme}etage	3eme-5eme étage	6eme-terrasse
Section $b \times h$	45×45	40×40	35×35

Tableau II.7 : Les dimensions des poteaux.

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur. Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ; la résistance à la flexion ; la résistance à l'effort tranchant ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

	Poutre principale	Poutre secondaire
Section $b \times h$ cm^2	30×40	25×35

Tableau II.8 : Les dimensions des poutres.

- **Conclusion :**

Après la modélisation de la structure les démentions des poteaux obtenu dans ce chapitre n'est pas suffisantes donc on a augmenté les sections des poteaux

RDC -2eme : $50 \times 50 cm^2$

3eme- 5eme : $45 \times 45 cm^2$

6eme-terrasse : $40 \times 40 cm^2$

CHAPITRE 3

Etude de plancher

III. Planches à corps creux :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est de type (16+4) avec 16 cm pour le corps creux et une dalle de compression de 4 cm, il sera constitué est constitué de :

- Des nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- D'un remplissage en corps creux, utilisés à la fois, comme coffrage perdu et isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage en treillis soudé ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.



Figure III. 1 : plancher à corps creux.

III.1 Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) on dont les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par le règlement (BAEL .B6.8.423) qui sont :

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

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A \perp \geq \frac{200}{f_e} \quad si\ L \leq 50[cm]$$

$$A \perp \frac{4.L}{f_e}\ si 50 \leq L \leq 80[cm]$$

$$\mathbf{A_\perp} = \frac{\mathbf{4}\,.\,\boldsymbol{l}}{\boldsymbol{f_e}} = \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}5\ cm^2/ml$$

Dans notre cas L=65[cm], tel que : L : l'entraxe des poutrelles.

$$\text{Donc : } \mathbf{A_\perp} = \frac{\mathbf{4}\,.\,\boldsymbol{l}}{\boldsymbol{f_e}} = \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}5\ cm^2/ml$$

Soit : $A_\perp = 5T5 = 0{,}98\ cm^2/ml$ donnant un espacement e : **S_t= 20 cm**

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$\mathbf{A}_{//} = \frac{\mathbf{A}_{\perp}}{\mathbf{2}} = \frac{0{,}63}{2} = 0{,}315\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $\mathbf{A}_{//} = 5\text{T}5 = 0.98\ \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $\mathbf{S_t}$**= 20 cm**

On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (20 × 20) *cm²*.

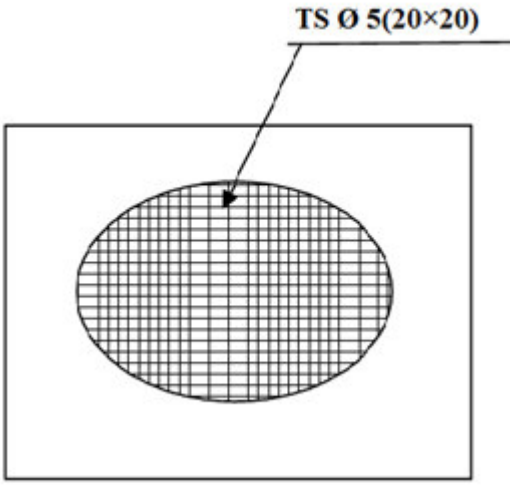


Figure III. 2 : Ferraillage de la dalle de compression.

III.2 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

✓ **Dimensionnement de la poutrelle :**

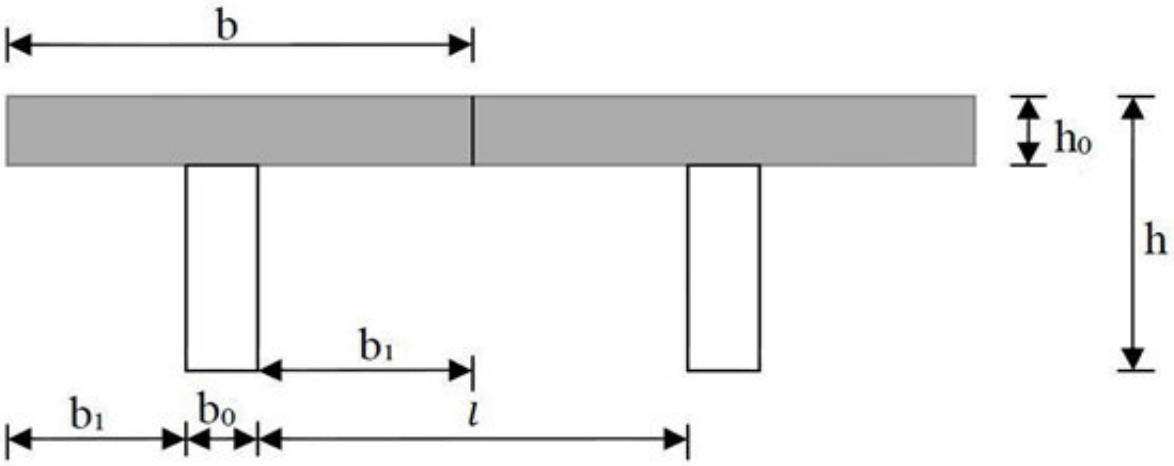


Figure III. 3 : Coupe verticale du corps creux.

h : hauteur de la poutrelle **(16+4)**
$h0$: hauteur de la dalle de compression **(h_0= 4 cm)**
$b0$: largeur de la nervure **(b_0= 12 cm)**

$$\mathbf{0,3.h \leq b_0 \leq 0,4.h}$$

$$\mathbf{0,3.20 \leq b_0 \leq 0,4.20 \Leftrightarrow 6 \leq b_0 \leq 8\,(cm)}$$

On optera pour un $b_0 = 12$ cm pour des raisons d'exécution

$$b_1 \leq min\{\frac{l}{10}; \frac{l_0 - b_0}{2}; 8h_0\}$$

Avec l_0: distance entre axe des poutrelles $\longrightarrow$ $l_0 = 65\text{cm}$

l : Portée libre entre nus. $\longrightarrow$ $l = 65 - 12 = 53cm$

D'où: $b_1 \leq min\{35,5; 26,5; 32\}$

$b_1 = 26,5cm$

$$\boldsymbol{b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65cm}$$

$$\boldsymbol{d = h - c \approx 0,9.h = 0,9.20 = 18\,cm}$$

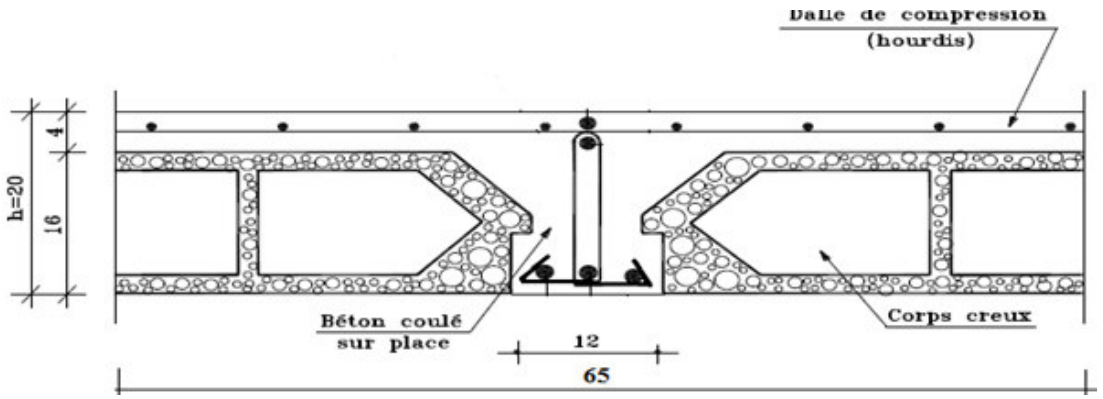


Figure III. 4: Dimension de plancher à corps creux.

III.2.1 Identification des différents types de poutrelles :

On à un seul type de poutrelle c'est de corps creux qui contienne 5 travées.

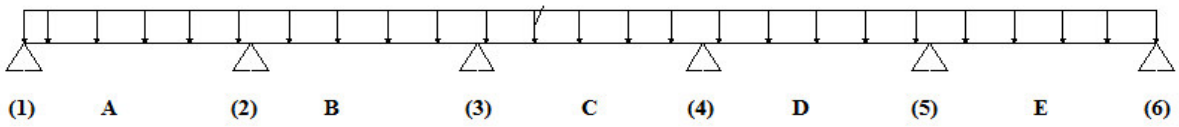


Figure III. 5 : les déférant travée

III.2.2 Charge et surcharge et la combinaison de charge :

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

$$\{ELS: q_{ser} = (G + Q) \times 0,65$$

	G $(KN/m2)$	Q $(KN/m2)$	qu $(KN/m2)$	qS $(KN/m2)$	$0,65.qu$ (KN/ml)	$0,65.qS$ (KN/ml)
Terras accessible	**4,65**	**1,5**	**8,53**	**6,15**	**5,54**	**4,00**
Terras inaccessible	**5,03**	**1**	**8,29**	**6,03**	**5,39**	**3,92**
Etage courant	**5,39**	**1.5**	**9,53**	**6,89**	**6,19**	**4,48**

Tableau III.1 : Charges et surcharges du plancher

Remarque :

Comme l'étage courant est le plus chargé que celui de terrasse inaccessible et la terrasse accessible, on fait le calcul pour l'étage courant seulement.

III.2.3 Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

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

➢ **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- $Q \leq Min(2 \times G; 5\ KN/m^2)$
- Les inerties des sections transversales sont constants sur tout le long de travée.
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0{,}8 \leq \left[\frac{l_i}{l_{i-1}}; \frac{l_i}{l_{i+1}}\right] \leq 1{,}25$$

- Fissuration peu préjudiciable.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode Caquot (ou celle des trois moments).

➢ **Application :**

1) $Q = \frac{1,5KN}{m^2} \leq Min\begin{cases} 5KN/m^2 \\ 2G = 2 \times 5,39 = 10,78KN/m^2 \end{cases} \rightarrow$ condition vérifiée

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées continuité. condition vérifié.

3) Les portées successives $0,8< \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,40}{4,40} = 1 > 1,25 \rightarrow$ condition vérifié.

4) Les portées successives $0,8< \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,40}{4,40} = 1 > 1,25 \rightarrow$ condition vérifié.

5) Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables condition vérifié.

Vu que les quatre conditions sont vérifiées, la méthode dite forfaitaire est applicable.

➢ **Principe de méthode :**

- ✓ M_0: La valeur maximale du moment fléchissant dans la «travée de comparaison».
- ✓ M_w et M_e : sont respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;
- ✓ M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée ;
- ✓ α : Le rapport de la charge d'exploitation à la somme de la charge permanente et de la charge d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

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

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{\boldsymbol{M_w + M_e}}{2}\right) \geq \max[1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0] \text{ cas général} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \; cas\; d'une\; travée\; de\; rive \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \; cas\; d'une\; travée\; intermédiaire \end{cases}$$

- **Schéma statique :**

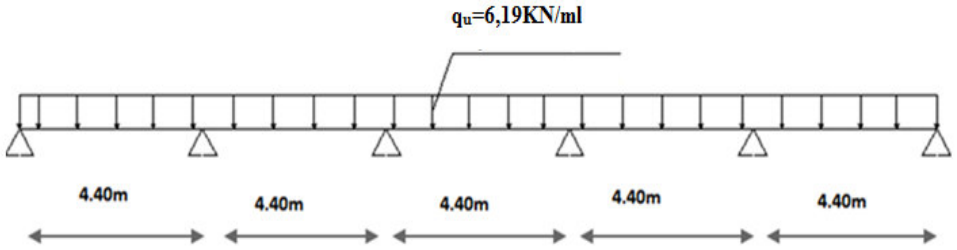


Figure III. 6 : Schéma de chargement de la poutrelle à L'ELU.

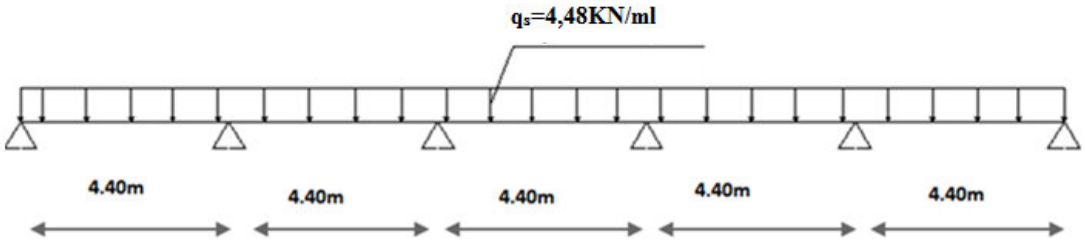


Figure III. 7 : Schéma de chargement de la poutrelle à L'ELS.

❖ **Calcul les moments isostatiques :**

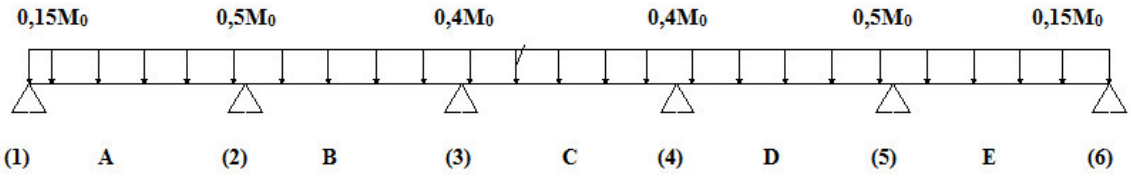


Figure III. 8 : détermination des coefficients forfaitaire.

a.) ELU :

$$\boldsymbol{M_0 = q_u \times \frac{q_{1,u} l^2}{8}}$$

Travée A :

$$\boldsymbol{M_A = M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8}} \rightarrow M_A = 6{,}19 \times \frac{(4{,}40)^2}{8} = 14{,}98 \ KN.m$$

Donc même résultat pour toutes les autres travées.

- **Moment sur appuis :**

$$\boldsymbol{M_1 = M_6} = -0{,}15 M_0 = 2{,}25 \ KN.m$$

$$\boldsymbol{M_2 = M_5 = -0,5 M_0 = -7,49} \ KN.m$$

$$\boldsymbol{M_3 = M_4 = -0,4 M_0 = -5,99} \ KN.m$$

- **Moment en travée :**

- **Calcul Le rapport α:** $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,39} = 0,217 \rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,065 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,265 \end{cases}$

$$M_{t1} = max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ (1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{cases}$$

Cas d'une travée de rive : $M_{t2} = \frac{(1,2+0,3\,\alpha)}{2} M_0$

Cas d'une travée intermédiaire : $M_{t2} = \frac{(1+0,3\,\alpha)}{2} M_0$

$$M_t = max(M_{t1}, M_{t2})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	M_0 $(KN.m)$	M_w $(KN.m)$	M_e $(KN.m)$	M_{t1} $(KN.m)$	M_{t2} $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$
A	14,98	2,25	7,49	11,08	9,47	11,08
B	14,98	7,49	7,49	8,46	7,98	8,46
C	14,98	5 ,99	5,99	9,96	7,98	9,96
D	14,98	7,49	7,49	8,46	7,98	8,46
E	14,98	7,49	2,25	11,08	9,47	11,08

Tableau III.2 : Des momots fléchissant à L'ELU.

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$V_w = -2\frac{Mw+Mt}{a} \;, V_e = 2\frac{M_e+M_t}{b}$$

La valeur de «a et b » est donnée par :

$$\alpha = l \times \frac{1}{1+\sqrt{\frac{M_e+M_t}{M_w+M_t}}} \text{ et } b = l - a$$

a **:** la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul (V = 0)

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Travée	a(m)	b(m)	V_w(KN)	V_e(KN)
A	2.02	2.38	-13,20	15,60
B	2.2	2.2	-14,5	14,5
C	2.2	2.2	-14,5	14,5
D	2.2	2.2	-14,5	14,5
E	2.38	2.02	-15,60	13,20

Tableau III.3 : Des efforts tranchants à L'ELU.

b.) ELS:

- **Calcul les moments isostatiques :**

Travée A : $\boldsymbol{M_A = M_0 = q_u} \times \frac{l^2}{8} \rightarrow M_A = 4{,}48 \times \frac{(4{,}40)^2}{8} = 10{,}84\ KN.m$

Donc même résultat pour toutes les autres travées.

- **Moment sur appuis :**

$$\boldsymbol{M_1 = M_6} = -0{,}15M_0 = -1{,}63\ KN.m$$

$$\boldsymbol{M_2 = M_5 = -0{,}5M_0} = \boldsymbol{-5{,}42}\ KN.m$$

$$\boldsymbol{M_3 = M_4 = -0{,}4M_0 = -4{,}34}\ KN.m$$

- **Moment en travée :**

Calcul Le rapport α : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1{,}5}{1{,}5+5{,}39} = 0{,}217 \rightarrow \begin{cases} 1 + 0{,}3\alpha = 1{,}065 \\ 1{,}2 + 0{,}3\alpha = 1{,}265 \end{cases}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$\boldsymbol{M_0}$ $\boldsymbol{(KN.m)}$	$\boldsymbol{M_w}$ $\boldsymbol{(KN.m)}$	$\boldsymbol{M_e}$ $\boldsymbol{(KN.m)}$	$\boldsymbol{M_{t1}}$ $\boldsymbol{(KN.m)}$	$\boldsymbol{M_{t2}}$ $\boldsymbol{(KN.m)}$	$\boldsymbol{M_t}$ $\boldsymbol{(KN.m)}$
A	10,84	1,63	5,42	8,02	6,86	8,02
B	10,84	5,42	5,42	6,13	5,77	6,13
C	10,84	4,34	4,34	7,21	5,77	7,21
D	10,84	5,42	5,42	6,13	5,77	6,13
E	10,84	5,42	1,63	8,02	8,86	8,02

Tableau III.4 : Des momots fléchissant à L'ELS.

- **Calcul des efforts tranchants :**

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Travée	a(m)	b(m)	V_w(KN)	V_e(KN)
A	2.02	2.38	-9,55	11,29
B	2.2	2.2	-10,5	10,5
C	2.2	2.2	-10,5	10,5
D	2.2	2.2	-10,5	10,5
E	2.38	2.02	-11,29	9,55

Tableau III.5 : Des efforts tranchants à L'ELS.

❖ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

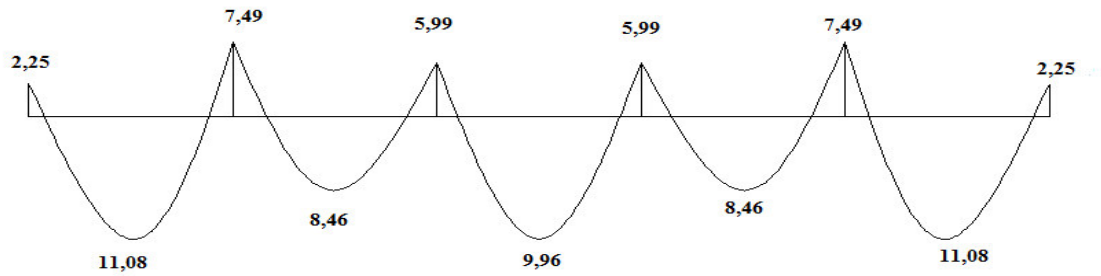


Figure III.6: Des momots fléchissant à L'ELU.

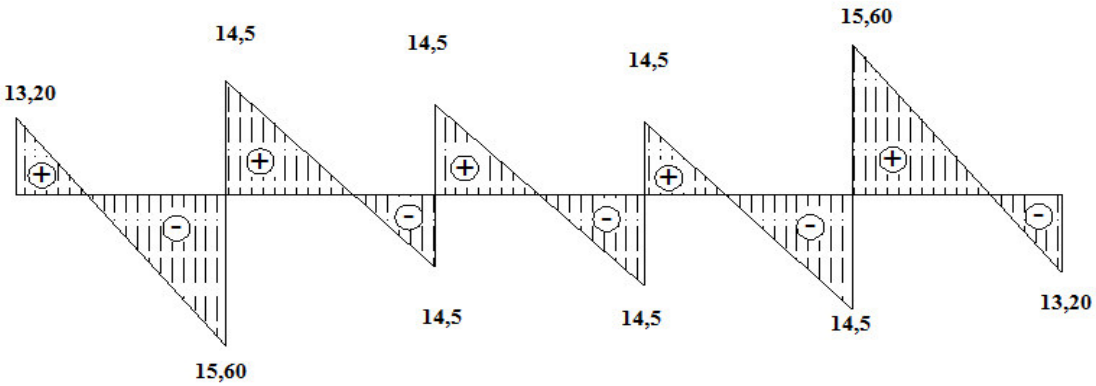


Figure III.7 : Des efforts tranchants à L'ELU.

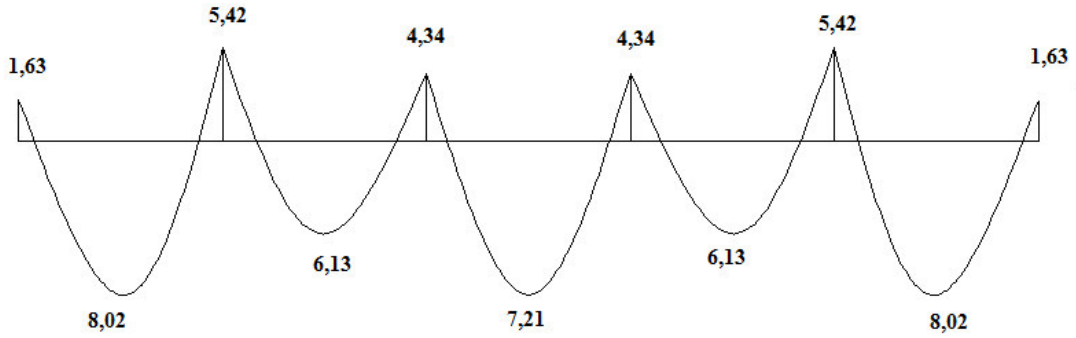


Figure III.8: Des momots fléchissant à L'ELS

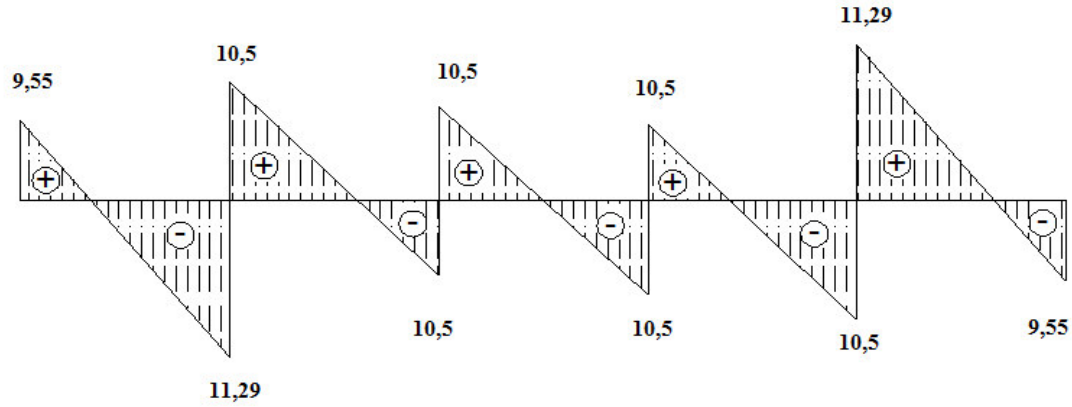


Figure III.9 : Des efforts tranchants à L'ELS.

III.2.4 Ferraillage :

1.) Calcul de ferraillage à L'ELU :

- **En travée :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes :

$$b = 65cm\ ;\ b_0 = 12cm\ ;\ h_0 = 4cm\ ;\ h = 20cm$$
$$d = 0{,}9h = 18cm\ ;\ f_{bu} = 14{,}2MPa$$

On considérant :

- Le moment en travée max : $M_t = 11{,}08KN.m$
- Moment équilibré par la table de compression :

$M_{tu}(max) = F_{bc} \times Z_b$ Tel que :

$F_{bc} = F_{bu} \times bh_0 \ \rightarrow \ F_{bc} = 369{,}2KN$

$$Z_b = d - \left(\frac{h_0}{2}\right) \rightarrow Z_b = 0{,}16m$$

$$M_{tu} = 3669{,}2 \times 0{,}196 \rightarrow M_{tu} = 369{,}2 \times 0{,}196 = 59{,}07KN.m$$

$$M_{tu} = 59{,}07KN.m > M_t \rightarrow 59{,}07KN.m > 11{,}08KN.m$$

La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire.

L'axe neutre passe par la table de compression. Nous sommes donc ramenés au calcul d'une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

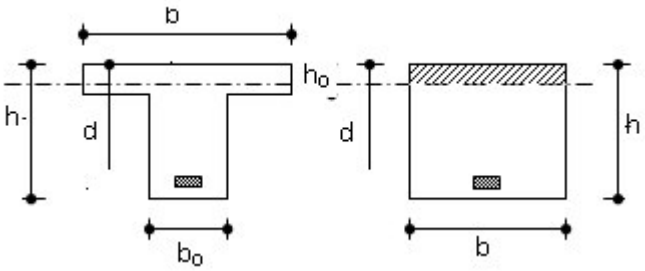


Figure III.10 : Coupe de section rectangulaire et section en T.

On a :

$$M_{t(ELU)} = 11{,}08KN.m \quad et\ M_{ts(ELS)} = 8{,}02KN\ m; f_{c28} = 25\ MPa; f_{ed} = 348MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11{,}08 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14{,}2} = 0{,}037$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{11{,}08}{8{,}02} = 1{,}38$$

$$\mu_{lu} = 3440\ \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = (3440 \times 1{,}38 + 49 \times 25 - 300) \times 10^{-4} = 0{,}292$$

$$\mu_{bu} = 0{,}037 < \mu_{lu} = 0{,}292 \Rightarrow \acute{A} = 0\ (pas d'armature comprimée)$$

$$\mu_{bu} = 0{,}037 < 0{,}275 \Rightarrow \text{Méthode simplifié}$$

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.18(1 - 0.6 \times 0{,}037) = 0{,}176m$$

$$A_t = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{11{,}08 \times 10^{-3}}{0{,}176 \times 348} = 1{,}81cm^2.$$

On adopt: $\boldsymbol{A_s = 3HA10 = 2{,}35cm^2}$

➢ **En appui :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

Le calcule présente dans le tableau suivante :

$\boldsymbol{Mapp}$ Max	$\boldsymbol{\mu_{lu}}$	$\boldsymbol{\mu_{bu}}$	$\boldsymbol{\acute{A}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{Zb}$ $(\boldsymbol{cm})$	$\boldsymbol{A_t}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{A_{min}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{A_{adopté}}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{S_t}$ $(\boldsymbol{cm})$	$\boldsymbol{S_{tmax}}$ $(\boldsymbol{cm})$
7,49	0,292	0,025	0	0,177	1,22	0,26	1T14 =1,54	20	30

Tableau III.6 : De ferraillage de poutrelle

2.) Vérifications:

✓ **Vérification à l'ELU**

❖ **Condition de non fragilité :(**Art 4.2,1 BAEL 91 Mod 99) :

$$\frac{A_{min}}{b_0 \times d} \geq \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e} \text{ avec}$$

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0.06 \times f_{c28}$$

❖ **En travée :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 18 \times 65 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 2{,}35\text{cm}^2 > 1.41\ cm^2 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

❖ **Aux appuis:**

$$\text{Amin} \geq \frac{0{,}23 \times 18 \times 12 \times 2{,}1}{400} = 0{,}26 \text{ cm}^2$$

$$\text{As} = 1{,}54 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0{,}26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **vérification de disposition d'armature:**

▪ **Armature longitudinale :**

$$S_t < \min(3h, 3cm) = \min(60{,}33cm)$$

H : l'épaisseur du plancher h=20cm

$$S_t = 20cm < 33cm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 45cm) = \min(80{,}45cm)$$

$$S_t = 20cm < 45cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales : [BAEL 91/ Art A-7.2. 2] :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_l\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1{,}0\right) = 6 \text{ mm}$$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = \mathbf{0{,}57cm^2} = 2\ \text{TΦ}\ 8 = 1{,}00\boldsymbol{cm^2}$$

On utilise des armatures de type : **HA8**

- **Escapement :**

$$S_t = min[0{,}9d; 40cm] \rightarrow S_t = min[0{,}9 \times 18; 40cm]$$

$$S_t = 16{,}2\ cm$$

On adopt: $\boldsymbol{S_t = 20cm}$

❖ **Vérification au cisaillement (l'effort tranchant) :**

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = min\{0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\} \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$V_u = T_{max} = 15{,}60\text{KN}$$

$$\tau_\mu = \frac{15{,}60 \times 10^{-3}}{0{,}12 \times 0{,}18} = 0{,}72\ \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = min\{0{,}2\frac{25}{1{,}15}; 5\text{MPa} = 4{,}347\text{MPa}.$$

$$\tau_\mu = 0{,}72\text{MPa} < 4{,}347 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) [BAEL 91 /ART A.5.1, 313] :**

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) a \times b_0 = 0.4\left(\frac{25}{1{,}5}\right) 16{,}2 \times 12 \times 10^{-1} = 129{,}6\text{KN}.$$

Avec : $a = 0{,}9d = 0{,}9 \times 18 = 16{,}2cm$

- **Appuis de rive :**

$$T_{max} = 9{,}47\text{kN} \leq 129{,}6\text{kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires** :

$$T_{max} = 7{,}98\text{kN} \leq 129{,}6\text{kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérifications de la contrainte d'adhérence et d'entrainement : [BAEL91/ Art 6.1, 3] :**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9d \times \sum U_i} = \frac{15{,}60 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}18 \times (1 \times 3{,}14 \times 0{,}14)} = 0{,}22\text{MPa}$$

$\sum U_i$: Périmètre des aciers.

Ψ : 1.5 pour l'acier HA

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0{,}22\text{MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification à L'ELS :**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peut nuisible ⇒ donc pas de vérification.

❖ **Etat limite de compression dans le béton:**

En travée :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ n=15

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ $et\, \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\text{MPa}.$

On a: $\begin{cases} y = \frac{by^2}{2} + n(A + \acute{A})y - n(Ad + \acute{A}d) = 0 \text{ y : position de l'axe neutre} \\ I = \frac{by^3}{3} + 15\left[A_s(d-y)^2 + \acute{A}_s(y' - d')^2\right(\text{Moment d'inertie)} \end{cases}$

$$y = 3{,}19cm, I = 8293{,}27cm^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8{,}02 \times 10^{-3}}{8293{,}27 \times 10^{-8}} = 96{,}70\text{MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8{,}02 \times 10^{-5}}{8293{,}27 \times 10^{-8}} \times 3{,}91 = 3{,}78\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ n=15

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ $et\, \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\text{MPa}.$

On a: $\begin{cases} y = \frac{by^2}{2} + n(A + \acute{A})y - n(Ad + \acute{A}d) = 0 \text{ y : position de l'axe neutre} \\ I = \frac{by^3}{3} + 15\left[A_s(d-y)^2 + \acute{A}_s(y' - \acute{d})^2\right(\text{Moment d'inertie)} \end{cases}$

$Y = 7{,}76\text{cm}, I = 4931{,}89\ \text{cm}^4$

$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5{,}42\times10^{-3}}{4931{,}89\times10^{-8}} = 109{,}90\text{MPa/m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5{,}42 \times 10^{-5}}{4931.89 \times 10^{-8}} \times 7{,}76 = 8{,}53\text{MPa} 94\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\rightarrow$ condition vérifiée.

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	$Mser$ $(K.Nm)$	As (cm^2)	I $(cm4)$	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Condition
Travée	8,02	2,35	8293,27	3,91	96,70	3,78	15	Vérifiée
Appuis	5 ,42	2,35	4931,89	7,76	109,90	8,53	15	Vérifiée

Tableau III.7 : Etat limite de compression dans le béton.

❖ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que:

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{440} 0{,}045 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ $\rightarrow$ Condition n'est pas vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$ et $\frac{A_t}{b\times d} \leq \frac{2}{f_e}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0{,}045 \geq \frac{M_t}{10\times M_0}$ $\frac{11{,}08}{10\times14{,}98} = 0{,}074 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_t}{b\times d} = \frac{2{,}35}{65\times18} = 0{,}0021 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0{,}010$ $\rightarrow$ Condition vérifiée.

La première condition n'est pas vérifier donc la vérification de la flèche est nécessaire (D'après le BAEL).

Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible :

Donc on doit calculer la flèche :

- **Calcul de la flèche : Selon le (BAEL91/Art B.6.5.2) :**

$$\mathrm{f} = \frac{5\mathrm{q_s l}^4}{348\mathrm{EI}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{5\mathrm{qs\ l4}}{384E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f}\,\frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0{,}88$$

$\bar{f}$: La flèche admissible ;

E_v : Module de déformation différée ;

$$E_v\colon 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}88\ \mathrm{MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$y_1 = \ (S_{xx}/B_0)\colon \text{Position de l'axe neutre}$$

$$B_0 = h_0(\mathrm{B} - b_0) + \ b_0\mathrm{h} + \ \mathrm{n}A_t$$

$$B_0 = 4(65 - \ 12) \ + \ 12 \times 20 + \ 15 \times 2{,}35 = \ 487{,}25\ \mathrm{cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0\mathrm{h} \times \left(\frac{\mathrm{h}}{2}\right) + \ (\mathrm{b} - b_0)h_0 \times \left(\frac{h_0}{2}\right) + 15A_t \times \mathrm{d}$$

$$S_{xx} = \ 12 \times 20 \times 10 + (65 - 12)4 \times (2) + 15 \times 2{,}35 \times 18$$

$$\boldsymbol{S_{xx} = 3458{,}5cm^2}$$

$$y_1 = (S_{xx}/B_0) = 3458{,}5/487{,}25) = 7{,}1cm$$

$$\boldsymbol{y_2 = 20 - 7{,}1 = 12{,}9cm}$$

$$I_{0=} \left(\frac{b_0}{3}\right)(y_1^3 \ + \mathrm{y}_2^3) + (\mathrm{h}_0^3/12)\ (\mathrm{b} - b_0) \ + \ (\mathrm{b} - b_0)\ h_0 + \ \{y_1 - (h_0/2)\}^2 \ + \ 15A_t(y_2 - \mathrm{c})^2$$

$$\boldsymbol{I_0 \ = 19499{,}71cm^4}$$

Avec :

A_t : Section d'armateur tendu aux appuis

B_0 : Section de béton

S_{xx} : Moment statique par apport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section ;

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armateur).

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d}\ \frac{2.35}{12 \times 18} = 0{,}01$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = 100 \times \frac{2{,}35}{12 \times 18} = 1{,}08 \rightarrow \ \beta = 0{,}856$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta \times d \times A} = \frac{8{,}02 \times 10^3}{0{,}856 \times 18 \times 2{,}35} = 221{,}49MPa$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}01 \times 221{,}49 + 2{,}1} = 0{,}33$$

$$\lambda_v = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + 3\frac{12}{65}\right)0.01} = 1{,}64$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1{,}1 \times 1949{,}71}{1 + 0{,}33 \times 1{,}64} = 1391{,}56\text{cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 4{,}48 \times (4{,}40)^4}{348 \times 10818{,}88 \times 1391{,}56} 10^5 = 0{,}14$$

$f = 0{,}14 < \bar{f} = 0{,}88 \Rightarrow$ condition vérifiée

❖ **Schéma de ferraillage de poutrelle:**

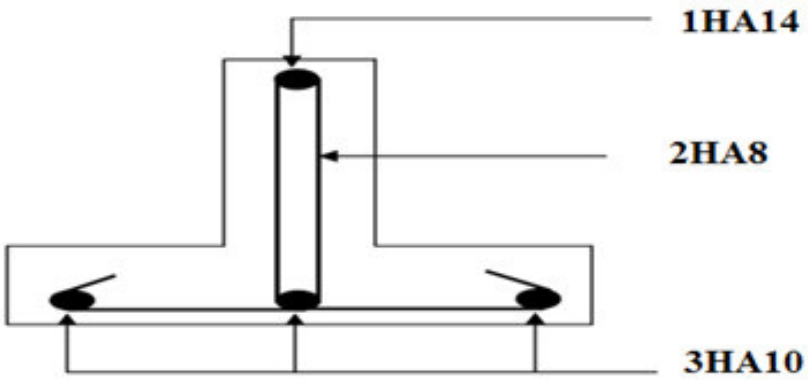


Figure III.11 : Schéma de ferraillage de poutrelle.

❖ **Schéma de ferraillage de plancher :**

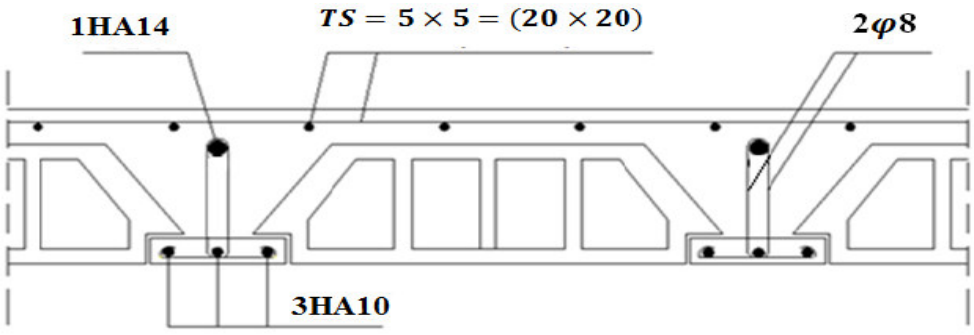


Figure III.12 : Schéma de ferraillage de plancher.

CHAPITRE 4

Ferraillage des éléments non structuraux

IV.1 Les escaliers :

Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers qui mène du 1 ^{er} étage jusqu'au dernier niveau.

Les escaliers comportent 2 volées et un seul palier de repos dans tous les étages.il est composé par :

- **La marche** : est un surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme est rectangulaire, arrondie ou trapézoïdale etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 14 à 18 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches

Notations utilisées :

$\boldsymbol{H}$: Hauteur de la volée.

$\boldsymbol{h}$: Hauteur de la contre marche.

$\boldsymbol{g}$: Largeur de la marche (giron).

$\boldsymbol{n}$: Nombre de contre marche.

$\boldsymbol{m} = n - 1$: Nombre de marche.

$\boldsymbol{L}$: Portée de l'escalier.

$\boldsymbol{ep}$: Épaisseur de la paillasse.

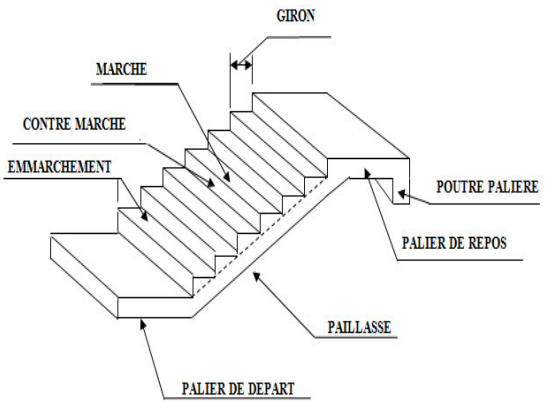


Figure IV.1.1: La terminologie de l'escalier.

IV.1.1 Pré-dimensionnement de l'escalier :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera fait à l'aide de la formule de BLONDEL qui donnée par :

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

$$13cm \leq h \leq 17cm$$

$$28cm \leq g \leq 32\ cm$$

On prend $\boldsymbol{h} = \mathbf{17cm}$

$$\boldsymbol{g} = \mathbf{30cm}$$

- **Vérification de la relation de blondel :**

$$60cm \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64cm$$

$$60cm \leq 64 \leq 64cm$$ **La condition est vérifiée.**

- **Détermination du nombre de marches et contre marches :**

Le nombre de contre marche :

$$\mathrm{H} = 306 \rightarrow \mathrm{N\,c} = \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{h}} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarche}$$

Le nombre de contre marche :

$$\mathrm{n} = \mathrm{Nc} - 1 = 18 - 1 = 17 \text{marches}$$

- **L'emmarchement :**

$$\mathrm{E} = 30\mathrm{cm} \rightarrow \mathrm{L} = \frac{390}{3} = 130\mathrm{cm}$$

- **Palier :**

$$\text{La largeur} : \mathrm{l} = 130\mathrm{cm}$$

$$\text{La longueur:}\ \mathrm{L} = \frac{390}{3} = 130\mathrm{cm}$$

- **La pente de l'escalier**

$$\mathrm{Tg}\,\alpha = \frac{153}{250} = 0{,}612 \rightarrow \alpha = 31{,}46$$

- **Dimensionnement de la paillasse :**

$$\mathrm{L} = \frac{153}{sin\ 31.46} + 130 = 423\mathrm{cm}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow \frac{423}{30} \leq e_p \leq \frac{423}{20} \rightarrow 14{,}1 \leq e_p \leq 21 \rightarrow e_p = 16cm$$

Conclusion :

La hauteur des contres marches $h = 17\ cm$

La largeur des marches (giron) : $g = 30\ cm$

L'épaisseur de la paillasse et du palier : $ep = 16cm$

IV.1.2 Détermination des charges et surcharges :

Le calcule se fait pour une bonde de 1m de projection horizontale et pour une bonde de 1 ml d'emmarchement considérant- une partie simplement appuyée en flexion simple.

- **Charges permanentes :**

Elément		Charges permanente G ($kN/m2$)
Paillasse	carrelage	0,44
	Mortier de pose	0,40
	Lit de sable	0,51
	Dalle en béton armé	4,68
	(16cm)	2,125
	Poids de la marche	0,3 kN/ml
	Garde de corps	
		G = 8,45
Palier	carrelage	0,44
	Mortier de pose	0,40
	Lit de sable	0,51
	Dalle en béton armé	4
		G = 5,35

Tableau IV.1.1 : calcule des sollicitations.

- **Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 2.5 \times 1 = \mathbf{2.5KN/ml}$$

➢ **Combinaison des charges et surcharges :**

Eléments	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU 1.35G+1.5Q	ELS G+Q
Palier	5,35	2,5	11	7,85
Paillasse	8,45	2.5	15,15	10,95

Tableau IV.1.2 : charges d'escalier

IV.1.3 Calcule des efforts internes :

IV.1.3.1 Calcule à l'état ultime (ELU) :

Pour déterminer les efforts dans le volée et le palier, en fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique de 1m de largeur, simplement appuyée sur ces 2 appuis, l'escalier travaillent à la flexion simple.



Figure IV.1.2 : Schéma statique d'escalier

❖ **Calcule des réactions d'appuis :**

$$\sum f/y = 0 \quad RA + RB = 11 \times 1{,}48 + 15{,}15 \times 1{,}2 + 11 \times 1{,}62 = 52{,}3KN.$$

Après Calcule de $\sum M/B = 0$ et $\sum M/A = 0$

$$RA = 26{,}24KN$$

$$RB = 26{,}1KN$$

❖ **Calcule des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

		Expression	X	Valeur
1	Effort tranchant (KN)	$T\,y = RA - q\,u\,palier \times (x)$ $T\,y = 26{,}24 - 11 \times (x)$	0 1,48	26,24 9,96
	Moment fléchissant KN. m	$MZ = RA \times (x) - qu\ palier(\frac{x2}{2})$ =26,24×(x)-11×$(\frac{x2}{2})$	0 1,48	0 26,8
2	Effort tranchant (KN)	$T\,y = RA - q\,u\ palier \times 1.48$ $-qu\ paillasse \times (x - 1{,}48)$ $= 26{,}24 - 11 \times 1{,}48 - 15{,}15 \times (x - 1{,}48)$	1,48 2,68	9,96 -8,28
	Moment fléchissant KN. m	$MZ = RA \times (x) - q\,u\ palier \times 1{,}48 \times (x) - \frac{1{,}48}{2}$ $-q\,u\,paillasse \times \frac{(x-1{,}48)^2}{2}$	1,48 2,68	26,8 27,8
3	Effort tranchant (KN)	$T\,y = -RB + q\,u\,palier \times (x) = -26{,}1+11 \times (x)$	0 1,62	-26,1 -8,28
	Moment fléchissant KN. m	$MZ = RB \times (x) - q\,u\,palier\,(\frac{x2}{2})$ $= 26{,}1 \times (x) - 11(\frac{x2}{2})$	0 1.62	0 27,48

Tableau IV.1.3 : les efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

- **La section dangereuse est dans la travée 2 $(9,96 < TY = 0 < -8,22)$**

$$26{,}24 - 11 \times 1{,}48 - 15{,}15 \times (x - 1{,}48) = 0 \quad \rightarrow \mathbf{x = 2.13}$$

$$M_Z(x = 2{,}13) = RA \times (x) - q_{upalier} \times 1{,}82 \times (x) - \frac{1.82}{2} - q_{u\,paillasse} \times \frac{(x-1.82)^2}{2}$$

$$\mathbf{M_z^{max} = 30,KN.m}$$

- **REMARQUE :**

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment. M max au niveau des appuis et en travée de (-0,3) et (0,85) respectivement :

- **En appuis A et B** :$Ma = Mb = -0{,}3Mu^{max} = -0{,}3 \times 30{,}21 = -9{,}06KN.m.$
- **En travée** : $Mt = 0{,}85 \times 30{,}21 = 25{,}68KN.m$

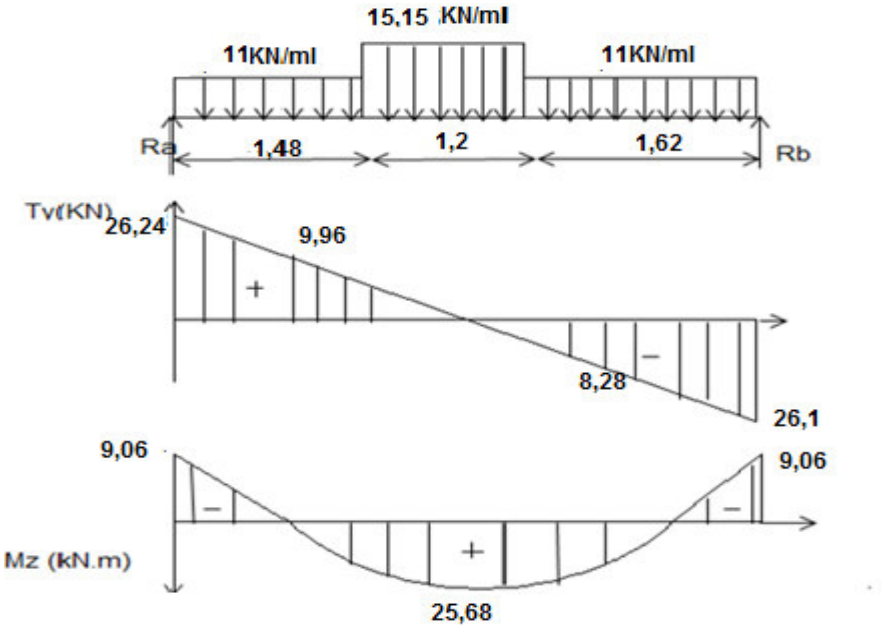


Figure IV.1.3 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU

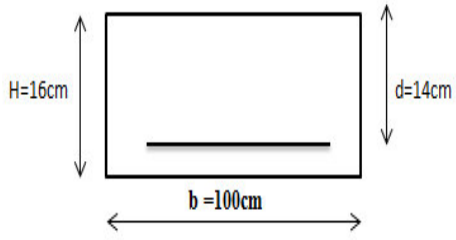
a.) Calcul des armateurs :

Le calcul des armateurs sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bonde de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$$H = 16cm, c = 2cm, d = h - c = 14cm, b = 100cm$$

- **Aux appuis :**

❖ **Armateurs principales :**



$$\mathrm{Mu} = 9{,}06\mathrm{KN.m}$$

$$\mathrm{Mf} = f_{bu} \times b \times d^2 \times \mu_{bu} \qquad \boldsymbol{\mu_{bu}} = \frac{\mathbf{Mf}}{\boldsymbol{f_{bu} \times b \times}}$$

Avec $f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}2\mathrm{MPa}$

$$\mu_{bu=} = \frac{9{,}06 \times 10^{-3}}{1 \times (0{,}14)^2 \times 14{,}2} = 0{,}032$$

$\mu_{bu} = 0{,}032 < 0{,}392$ **Section simplement armée**

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

$$\alpha = 1{,}25\,(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}032}) = 0{,}04$$

$$z_b = d\,(1 - 0{,}4\,\alpha) = 0{,}14\,(1 - 0{,}4 \times 0{,}04) = 0{,}14$$

$$A_a = \frac{M_F}{Z_b\, f_{ed}} \quad \text{Avec} \quad f_{ed} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\mathrm{MPa}$$

$$A_a = \frac{9{,}06 \times 10^{-3}}{0{,}14 \times 348} = 1{,}86 cm^2$$

On adopte **5HA8 (Aa=2,51 cm²)** avec un espacement **St=20cm**

- ❖ **Armateur de répartitions :**

$$Ar = \frac{A_a}{4} = \frac{2{,}51}{4} = 0{,}62\ 2cm^2 \text{Soit } \mathbf{Ar = 4HA6\ (1,13cm^2\ )} \text{ avec } \mathbf{St = 25cm}$$

- **En travée :**
- ❖ **Armateurs principales :**

$$Mu = 25{,}68 KN.m$$

$$Mf = f_{bu} \times b \times d^2 \times \mu_{bu} \qquad \mu_{bu} = \frac{Mf}{f_{bu \times b \times d^2}}$$

Avec $f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}2 MPa$

$$\mu_{bu} = \frac{25{,}68 \times 10^{-3}}{1 \times (0{,}14)^2 \times 14{,}2} = 0{,}092$$

$\mu_{bu} = 0{,}092 < 0{,}392$ **Section simplement armée**

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

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

$$z_b = d\ (1 - 0{,}4\ \alpha) = 0{,}14(1 - 0{,}4 \times 0{,}176) = 0{,}130$$

$$A_t = \frac{M_F}{Z_b\ f_{ed}} \quad avec\ f_{ed} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 MP$$

$$A_t = \frac{25{,}68 \times 10^{-3}}{0{,}13 \times 348} = 5{,}68\ cm^2$$

On adopte **6HA12 (Aa=6,78 cm²)** avec un espacement **St=16cm**

- ❖ **Armateur de répartitions :**

$$\mathbf{Ar} = \frac{A_t}{4} = \frac{6{,}78}{4} = 1{,}69\ cm2$$ Soit **Ar=4HA8 (2,01 cm²)**

Avec **St=25cm.**

	As	St	Ar	St
Appuis	**5HA8 2,51 cm²**	**20**	**4HA6 1,13 cm²**	**25**
Travée	**6HA12 6,78 cm²**	**16**	**4HA8 2,01 cm²**	**25**

Tableau IV.1.4 : Ferraillage d'escalier.

b.) Vérification à l'ELU :

1.) Condition de non fragilité : (A.4.2.1/BAEL91/99) :

La section des armateurs longitudinaux doit satisfaire la condition suivante :

$$\text{Amin} = 0{,}23\ \text{b}\ \text{d} \times \left(\frac{\text{f tj}}{\text{f e}}\right)$$

$$\text{Amin} = 0{,}23 \times 100 \times 14 \times \left(\frac{2{,}1}{400}\right) = 1{,}69\text{cm}^2$$

- **aux appuis :**

  $\text{A a} = 2{,}51\ \text{cm2} > \text{Amin}1{,}69\text{cm}^2$ **Condition vérifié**

- **en travée :**

  $\text{A t} = 6{,}78\text{cm2} > \text{Amin} = 1{,}69\text{cm2}$ Condition vérifié

2.) Vérification de l'espacement des barres (A.8.2.4 BAEL91/99) :

- **aux appuis :**

Armatures principales : $s_{tmax} = 20\ \text{cm} \leq \min\{3\text{h};\ 33\text{cm}\} = 33\ \text{cm}$ **vérifié**

Armatures de répartition : $s_{tmax} = 25\ \text{cm} \leq \min\{4\text{h};\ 45\text{cm}\} = 45\ \text{cm}$ **vérifié**

- **en travée :**

❖ **armatures principales:** $s_{tmax} = 16\ \text{cm} \leq \min\{3\text{h};\ 33\text{cm}\} = 33\ \text{cm}$ **vérifié**

❖ **armatures de répartition :** $25\ \text{cm} \leq \min\{4\text{h};\ 45\text{cm}\} = 45\ \text{cm}$ **vérifié**

3.) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (A.6.13BAEL 91 /99) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi\text{s}\ \text{f}_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ \text{MPa}.$$

- **Appui A :**

$$\sum \mathbf{Ui} = \sum \text{n} \times \pi\emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 1 = 15{,}70\text{cm}$$

$$\tau_{\text{Se}} = \frac{\text{Vu}}{0{,}9 \times d \times \sum \mathbf{Ui}}$$

$$\tau_{\text{Se}} = \frac{26{,}24 \times 10}{0{,}9 \times 14 \times \mathbf{15{,}70}} = 1{,}32\text{MPa}$$

$\tau_{\text{Se}} = 1{,}32\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa}$ **Condition vérifié**

- **Appui B :**

$$\sum \mathbf{Ui} = \sum n \times \pi\emptyset = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,70\text{cm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum \mathbf{Ui}}$$

$$\tau_{Se} = \frac{27,48 \times 10}{0,9 \times 14 \times \mathbf{15,70}} = 1,38\text{MPa}$$

$$\tau_{Se} = 1,38\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15\text{MPa}$$ **Condition vérifié**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

4.) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :

$$\tau u = \frac{Vu\ max}{b \times d} = \frac{27,48 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0,19\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc

$$\overline{\tau_{se}} = \min(0,15\ fc28\ ;\ 5\text{MPa}) = 3,75\text{MPa}$$

$$\tau u = 0,19\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,75\text{MPa}$$ **Condition vérifié**

5.) Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21) :

$$\overline{Vu} \leq \frac{0,4 \times fc28 \times 0,9 \times b \times d}{\gamma s}$$

$$\overline{Vu} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 14 \times 100}{1,5} = 840KN$$

$$Vumax = 27,48\text{ KN} < \overline{Vu} = 840\text{KN}$$ **Condition Vérifié**

6.) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$\mathbf{Aa} = 2,51 \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_U + \frac{M_U}{0,9 \times d}\right] = 0,66$$ **Vérifié**

IV.1.3.2 Calcul à l'état limite de service ELS :

❖ **Calcule des réactions d'appuis :**

$$\sum f/y = 0 \rightarrow RA + RB = 7,85 \times 1,48 + 10,95 \times 1,2 + 7,85 \times 1,68 = 38\text{KN}$$

Après Calcule de

$$\sum M/B = 0\ et \sum M/A = 0$$

$$R_A = 18,8\text{KN}$$

$$R_B = 19,2\text{KN}$$

❖ **Calcule des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

		Expression	X	Valeur
1	Effort tranchant (KN)	$\mathrm{T\,y} = \mathrm{RA} - \mathrm{q\,u\ palier} \times (x) = 18{,}8 - 7{,}85 \times (x)$	0 1,48	18,8 7,18
	Moment fléchissant $(KN.m)$	$\mathrm{MZ} = \mathrm{RA} \times (\mathrm{x}) - \mathrm{q\,u\ pali} \times (\frac{x2}{2}) = 18{,}8 \times (\mathrm{x}) - 7{,}85 \times (\frac{x2}{2})$	0 1,48	0 19,2
2	Effort tranchant (KN)	$\mathrm{T\,y} = \mathrm{RA} - \mathrm{q\,u\ palier} \times 1{,}48 - \mathrm{q\,u\ paillasse} \times (\mathrm{x} - 1{,}48) = 18{,}8 - 7{,}85 \times 1{,}48 - 10{,}95 \times (\mathrm{x} - 1{,}48)$	1,48 2,68	7,18 -6
	Moment fléchissant $(KN.m)$	$\mathrm{MZ} = \mathrm{RA} \times (x) - \mathrm{q\,u\ palier} \times 1{,}48 \times (\mathrm{x}) - \frac{1{,}48}{2} - \mathrm{q\,u\ paillasse} \times \frac{(x-1{,}48)2}{2}$	1,48 2,68	19,2 20
3	Effort tranchant (KN)	$\mathrm{T\,y} = -\mathrm{RB} + \mathrm{q\,u\ palier} \times (\mathrm{x}) = -19{,}2 + 7{,}85 \times (\mathrm{x})$	0 1,68	-19,2 -6
	Moment fléchissant $(KN.m)$	$\mathrm{MZ} = \mathrm{RB} \times (\mathrm{x}) - \mathrm{q\,u\ palier} \times (\frac{x2}{2}) = 19{,}2 \times (\mathrm{x}) - 7{,}85 \times (\frac{x2}{2})$	0 1,68	0 21,2

Tableau IV.1.5 : les efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS

❖ **La section dangereuse est dans la travée 2** $(7,18 > TY = 0 -> 6)$ **:**

$$18{,}8 - 7{,}85 \times 1{,}48 - 10{,}95 \times (\mathrm{x} - 1{,}48) = 0 \rightarrow \mathrm{X} = 2{,}13$$

$$M_Z(\mathrm{x} = 2{,}13) = 18{,}8 \times (2{,}13) - 7{,}85 \times 1{,}48 \times (2{,}13) - \frac{1{,}48}{2} - 10{,}95 \times \frac{(2{,}13 - 1{,}48)2}{2}$$

$$\mathbf{M\ max = 26{,}8KN.m}$$

➢ **REMARQUE :**

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment. M max au niveau des appuis et en travée de (-0,3) et (0,85) respectivement :

- **En appuis A et B** : $\mathrm{Ma} = \mathrm{Mb} = -0{,}3\mathrm{Mu\ max} = -0{,}3 \times \mathbf{26{,}8} = -8{,}04\mathrm{KN.m}$
- **En travée :** $\mathrm{Mt} = 0{,}85 \times 26{,}8 = 22{,}8\mathrm{KN.m}$

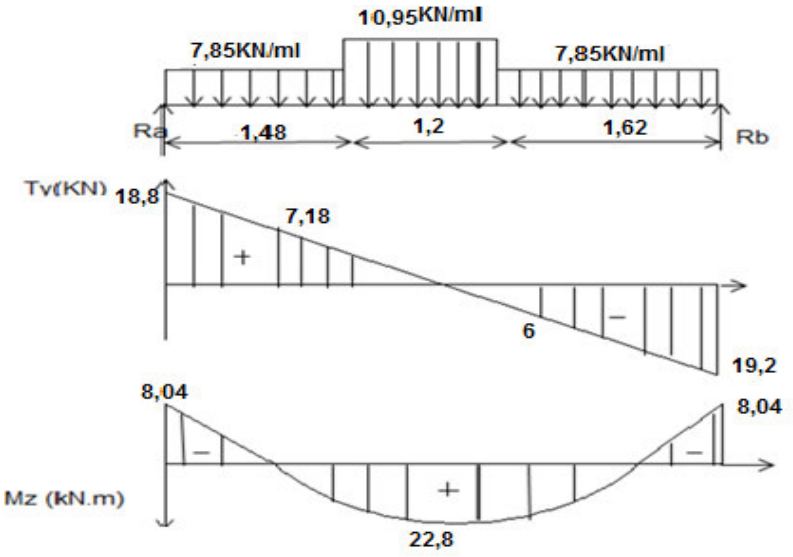


Figure IV.1.4 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS

c.) Vérification à L'ELS :

1.) Contrainte de compression dans le béton : (A 4.5.2 BAEL91) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = KY \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, fc28 = 15\text{MPa}$

$$b\frac{y^2}{2} + \eta\,(A_s + A'_s)\,y - \eta\,(A_s d + A'_s d) = 0$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2$$

$$k = \frac{Mser}{I}$$

Avec $n = 15$ et $A' = 0$

Y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

	$M\,ser\ (KN.n$	$A\,adop\ (cm2)$	$Y\ (cn$	$I\ (cm4)$	$K\ (MN/m3)$	$\sigma_{bc}\ (MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}\ (MPa)$	Condition
Travée	22,8	6,78	5,05	12439,34	183,28	9,25	15	**Vérifier**
Appuis	8,04	2,51	2,9	5454,82	147,47	4,27	15	**Vérifier**

Tableau IV.1.6 : vérification des contraintes dans le béton.

2.) Contrainte de compression dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$

$$\overline{\sigma s} = \frac{\text{fe}}{\gamma s} = 348MPa$$

$$\sigma s = \eta \frac{\mathbf{M\ ser}}{I}(d - y)$$

Avec: $\eta = 15$

	$M\ ser\ (KN.m)$	$I(cm4)$	$d\ (cm)$	$Y\ (cm)$	$\sigma_s\ (MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	condition
Travée	22,8	12439,34	14	5,05	246,1	348	**Vérifier**
Appuis	8,04	5451,82	14	2,9	245,54	348	**Vérifier**

Tableau IV.1.7 : vérification Contrainte dans l'acier.

3.) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

Si trois conditions suivantes sont vérifiées alors il n'est pas besoin de vérifier la flèche :

1. $\frac{\text{h}}{\text{l}} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{\text{h}}{\text{l}} \geq \frac{\text{Mt}}{10\text{M0}}$
3. $\frac{\text{As}}{\text{bd}} \geq \frac{4.2}{\text{fe}}$

→ $\frac{0.16}{4,3} = 0,037 < \frac{1}{16} = 0,062$ **Condition non vérifié**

La 1ère condition n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$\text{F} = \frac{5 \times \text{Q s} \times L^4}{384 \times \text{E v} \times I} < \frac{\text{L}}{500}$$

Avec :

$$\text{Q s} = \max(\text{palier}, \text{volée}) = \max(7,85\ \text{KN/ml}, 10,95\text{KN/ml})$$

$$\text{Q s} = 10,95\text{KN/ml}.$$

E_v : Module de déformation différée =10818,86MPa

I : Module d'inertie de la section homogénéisée.

s_{xx} : Moment statique de la section homogène par rapport à (xx).

B_0 : aire de la section homogène.

$$\text{B}_0 = \text{B} + \eta\,\text{A} = \text{b} \times \text{h} + 15\text{A} = 100 \times 16 + 15 \times 6,78$$

$$\text{B}_0 = 1701,7\text{cm}^2$$

$$s_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d$$

$$s_{xx} = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 6{,}78 \times 14 = 14223{,}8cm^3$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B0} = \frac{14223{,}8}{1701{,}7} = 8{,}35\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8{,}35 = 7{,}65\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}[{V_1}^3 - {V_2}^3] + 15[A\,(V_2 - c)^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \times [8{,}35^3 - 7{,}65^3] + 15[6{,}78\,(7{,}65 - 2)^2] = 7729{,}37cm^4$$

$$F = \frac{5 \times 10{,}95 \times 430^4}{384 \times 10818{,}86 \times 10^3 \times 7729{,}37} = 0{,}058cm$$

$$F < \frac{430}{500} 0{,}86cm \quad \textbf{Condition vérifié}$$

- Les armateurs calculés à l'ELU sont suffisant pour le ferraillage de l'escalier.

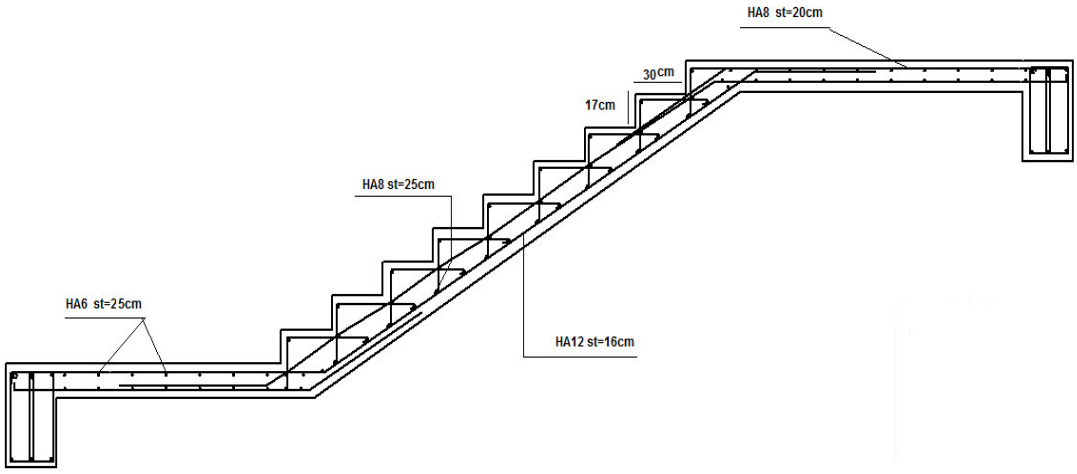


Figure IV.1.5: Schéma de ferraillage d'escalier

IV.2 Étude de la poutre palière:

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, Avec une longueur de 4m.

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

IV.2.1 Pré-dimensionnement de la poutre palière:

1. Critère ou condition de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0{,}4 \leq \frac{b}{h} \leq 0{,}7 \end{cases}$$

$l_{max} = 400\text{cm}$

$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$ Donnant $26{,}66 \leq h \leq 40$ [cm]

On optera pour un :

$h = 35$ cm

$0{,}4(35) \leq b \leq 0{,}7(35) \rightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5$

On optera pour un :

$\boldsymbol{b = 20\ cm}$

On retiendra une section rectangulaire $(\boldsymbol{b \times h}) = (\boldsymbol{20 \times 35})\boldsymbol{cm^2}$

2. Condition de la RPA à l'effort tranchant : (RPA99/V2003)

- Largeur b $\geq$ 20 cm $\cdots\cdots$ b = 20cm **vérifié**
- Hauteur h $\geq$ 30 cm $\cdots\cdots$ h = 35cm **vérifié**
- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4 \cdots\cdots \frac{35}{20} = 1{,}75$ **vérifié**

Conclusion :

On augmente la largeur pour équilibrée la section de Poutre palière

$(\boldsymbol{b \times h}) = (\boldsymbol{30 \times 35})\boldsymbol{cm^2}$

IV.2.2 Charges qui agissent sur la poutre palière:

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $G_p = 25 \times 0{,}3 \times 0{,}35 = 2{,}625\text{KN/m}$

Maçonnerie : $G_m = 2{,}84 \times \frac{(3{,}06 - 0{,}55)}{2} = 3{,}6\ \text{KN/m}$

$G_{totale} = 2{,}625 + 3{,}6 = 6{,}2\ \text{KN/m}$

Réaction d'appuis due à l'escalier :

ELU: $R_B = 26{,}2$ KN

ELS: $R_B = 19{,}1$KN

Combinaison de charges :

l'ELU : $q_u = 1{,}35G_{total} + R_B = (1.35 \text{ x}6{,}2) + 26{,}2 = 34{,}6$ KN

l'ELS : $q_s = G_{total} + R_B = 6{,}2 + 19{,}1 = 25{,}4$ KN

IV.2.3 Diagramme des efforts tranchants et des moments :

★ **Moments isostatique :**

L'ELU : $Mu0 = Mu\ max = \frac{qu\ L2}{8} = \frac{34{,}6\times 4^2}{8} = 69{,}2KN.m$

L'ELS : $Mu0 = Mu\ max = \frac{qu\ L2}{8} = \frac{25{,}4\times 4^2}{8} = 50{,}8KN.m$

Effort tranchant :

L'ELU : $Tu = Tu\ max = \frac{qu\ L}{2} = \frac{34{,}6\times 4}{2} = 69{,}2KN$

L'ELS : $Tu = Tu\ max = \frac{qu\ L}{2} = \frac{25{,}4\times 4}{2} = 50{,}8KN$

En considérant l'effet du semi encastrement; les moments corrigés sont :

- **Sur appuis** :

L'ELU : $Ma = -0{,}3\ Ma_{max} = -0{,}3\times 69{,}2 = \mathbf{-20{,}76}KN.m$

L'ELS : $Ma = -0{,}3\ Ma_{max} = -0{,}3\times 50{,}8 = \mathbf{-15{,}24}KN.m$

- **En travée :**

L'ELU : $Ma = 0{,}85\ Ma_{max} = 0{,}85\times 69{,}2 = 58{,}82KN.m$

L'ELS : $Ma = 0{,}85 Ma_{max} = 0{,}85\times 50{,}8 = 43{,}18KN.m$

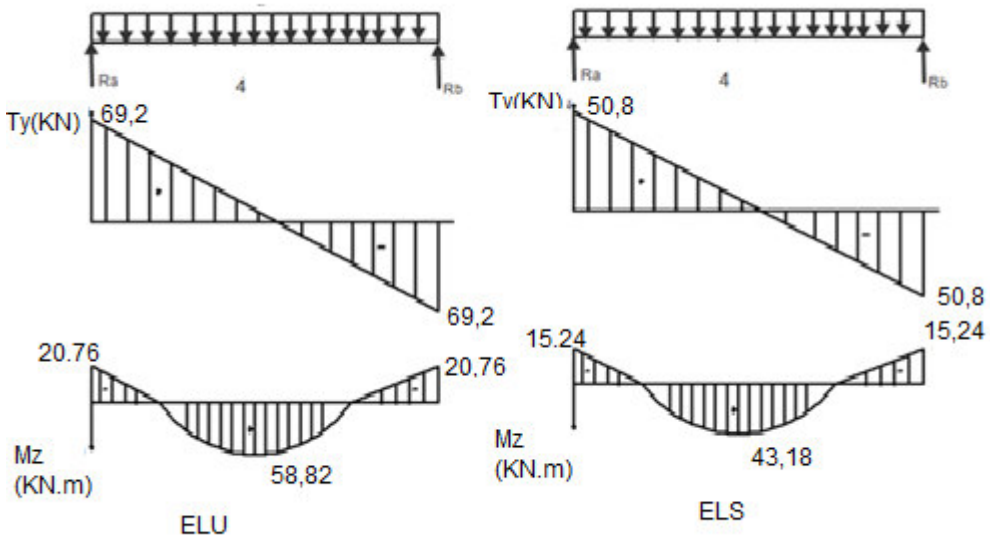


Figure IV.2.1: Diagramme des efforts tranchants et des moments.

IV.2.4 Calcul des armatures :

a.) Armatures longitudinales :

$$h = 35cm\ ; d = 35 - 2 = 33cm\ ;\ c = 2cm\ ;\ b = 30\ cm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$\mu_{lu} = 3440\ \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow \acute{A} = 0 \rightarrow Méthode\ simplif$$

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}}\ avec \qquad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

	M_U (KN. m)	M_{ser} (KN. m)	μ_{bu}	μ_{lu}	$z_b(cm)$	A (cm^2)	$A_{adp}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	58,82	43,18	0,126	0,241	30,5	5,54	(4 ,62+1,57) 6,19	3HA14+2HA10
Appuis	20,76	15,24	0,025	0,286	32,5	1,83	2.35	3HA10

Tableau IV.2.1: Calcul des armatures longitudinales.

- Le **RPA99** exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la langueur de la poutre soit 0,5% en toute la section. (Art7.5.2.1)

$$6{,}19cm^2 > \frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 30 \times 35}{100} = 5.25cm^2 \ldots\ldots \text{CV}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$6{,}19cm^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42cm^2 \ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

b.) Armatures de transversales :

Diamètre des armatures transversales : **(Art 7. 4. 2. 2.3 BAEL91) :**

$$\emptyset_t \leq min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_l\right) \rightarrow \emptyset_t \leq min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 12\right) = 1cm$$

$\emptyset_t$**:** Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit $4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$

Espacement des armatures transversales:

A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$\text{St} \leq \min(0.9\text{d} ; 40\text{cm})$$

$$\text{St} \leq \min(33 \times 0.9 ; 40\text{cm}) = 29{,}7 \text{ cm}$$

A partird'Art(7,5,2,2de RPA99/version2003), les armature doivent respectées les conditions suivantes :

$$\text{zone courante : } \text{St} \leq \frac{h}{2} = 17{,}5\text{cm}$$

$$\text{zone nodale : St} \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset l\right) = 8{,}75\text{cm}$$

on adopte les espacements suivants :

zone courante : st = 15cm

zone nodale : st = 10 cm

IV.2.5 Vérification de l'effort tranchant :(BAEL 91 Art 5-1,2) :

$\tau u \leq \overline{\tau_u}$= min (0.20 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa) =3,33MPa(fissuration peu préjudiciable)

$V_{u\,max} = 69{,}2KN$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0{,}9 \times b \times d} = \frac{69{,}2 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.3 \times 0.33} = 0{,}7\text{MPa} < \overline{\tau_u}\text{=3,33MPa}$$

IV.2.6 Vérification à L'ELS :

1.) Contrainte de compression dans le béton:

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

Avec :

$$k = \frac{Mser}{I}$$

$$b\frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s)\,y - \eta(A_s d + A'_s d) = 0$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2$$

$$n = 15$$

$$A'_s = 0$$

Y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_{ser} $(KN.m)$	As cm^4	Ycm^4	I cm^4	$K\ (MPa)$	$\sigma_{bc}\ (MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}$	Remarque
travée	43,18	6,19	11,5	57851,3	74,64	8,58	15	Vérifiée
Appuis	15,24	2,35	7,7	37679,9	40,44	3,11	15	vérifiée

Tableau IV.2.2: Vérification de Contrainte de compression dans le béton.

2.) Vérification de la flèche :

On admet qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0{,}0875 > \frac{1}{16} = 0{,}0625 \cdots\cdots \text{condition vérifié}$$

$$\frac{h}{l} = 0{,}0875 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{43{,}18}{10 \times 50{,}8} = 0{,}085 \cdots\cdots condition\ vérifié$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{6{,}15}{30 \times 33} = 0{,}006 < \frac{4.2}{f_e} = 0{,}0105 \ldots\ldots condition\ vérifié$$

Avec :

h : Hauteur totale : h =35 cm.

L : Portée entre nue d'appuis.

Mt : Moment max en travée.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

A : Section des armatures.

$b0$: Largeur de la nervure.

d : Hauteur utile de la section droite.

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

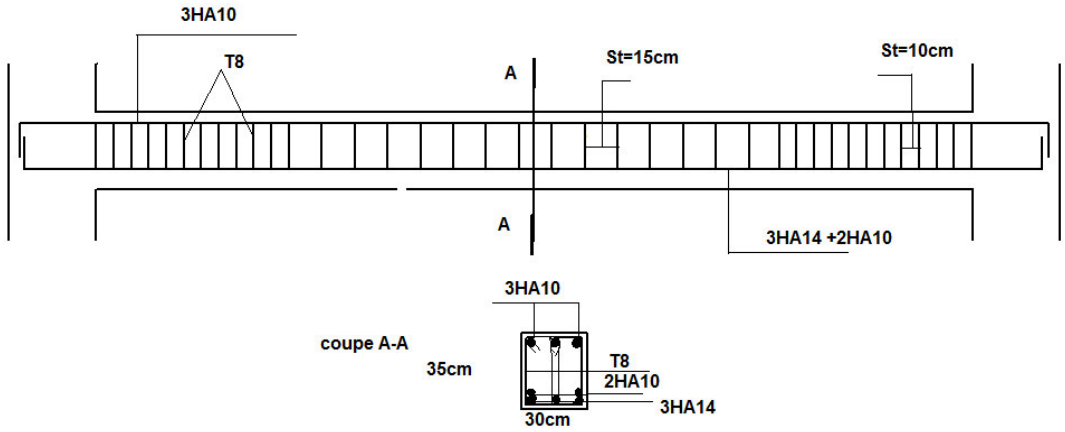


Figure IV. 1.2: Schéma de ferraillage du la poutre palière.

IV.3 Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse accessible. L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Il est soumis à son poids propre (**G**) donnants un effort normal (**N**), une charge d'exploitation horizontale (**Q**=1KN/ml) due à la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section encastrement et une action sismique. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de (1m) de largeur.

IV.3.1 Evaluation des charges :

Surface de l'acrotère

$$s = 10 \times 60 + \frac{3\times10}{2} + 7 \times 10 = 0{,}0685\text{m}^2$$

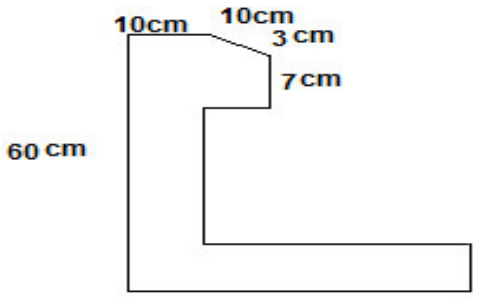


Figure IV.3.1 : acrotère

- **Charge permanente :**

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = S \times \rho = 0{,}0685 \times 25 = 1{,}7125\text{KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

Enduit extérieure : $(e = 1{,}5\text{cm})$

$$G_1 = h \times \rho \times e = 0{,}060 \times 20 \times 0{,}015 = 0{,}18\text{KN/ml}$$

Enduit intérieure : $(e = 2\text{cm})$

$$G_2 = h \times \rho \times e = 0{,}60 \times 20 \times 0{,}02 = 0{,}24\text{KN/ml}$$

$$G_T = 1{,}7125 + 0{,}18 + 0{,}24 = 2{,}13\text{KN/ml}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

Q=1KN/ml

IV.3.2 Calcul des efforts :

❖ **Charge :**

Poids l'acrotère : G = 2,13KN.

Surcharge due à la main courante : Q= 1KN/ml.

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la Formule: (**Art 6.2.3 RPA99) :**

$$\mathbf{Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp}$$

$\boldsymbol{A}$: Coefficient d'accélération de zone. (A = 0,25 en zone III, groupe d'usage 2)

$\boldsymbol{Wp}$: Poids de l'acrotère (W_P = 2,13 KN/ ml)

$\boldsymbol{Cp}$: Facteur de force horizontal pour l'élément secondaire donné par le Tableaux 6-1 (**RPA**) (CP =0, 8)

$$Fp = 4 \times 0{,}25 \times 0{,}8 \times 2{,}13 = 1{,}7 > \ \mathrm{Q} = 1\mathrm{KN/ml}$$

$$\boldsymbol{Fp} > \mathrm{Q} = 1 \ KN/\mathrm{ml}$$

Pour ces valeurs on prend la surcharge $\mathbf{Q = 1{,}7\ KN/ml}$

IV.3.3 Calcul des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère : $\mathrm{G} = \ 2{,}13\mathrm{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $\mathrm{Q} = \ 1{,}7\ \mathrm{KN/ml}$

Effort normal du au poids propre G : $\mathrm{N} = \ \mathrm{G} \times 1 \ = \ 2{,}13\ \mathrm{KN}.$

Effort tranchant : $\mathrm{T} = \ \mathrm{Q} \times 1 \ = \ 1{,}7\ \mathrm{KN}$

Moment fléchissant max du a la surcharge Q :

$$\mathrm{M} = \mathrm{Q} \times \mathrm{H} \times 1 = 1{,}7 \times 0{,}6 \times 1 = 1{,}02\mathrm{KN.m}$$

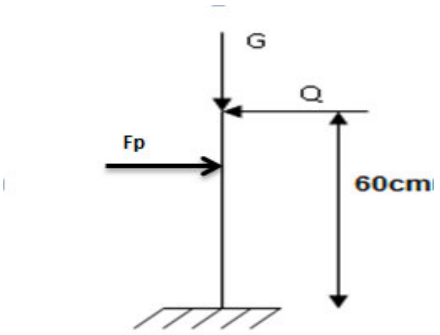


Figure IV.3.2 : les sollicitations sur l'acrotère

IV.3.4 Combinaisons de charges :

ELU : La combinaison est 1,35 G + 1,50 Q

- Effort normal de compression dû à G: $Nu = 1{,}35 \times G = 1{,}35 \times 2{,}13 = 2{,}85KN$
- Effort tranchant : $Tu = 1{,}5 \times T = 1{,}5 \times 1{,}7 = 2{,}55KN.$
- Moment de renversement dû à Q : $Mu = 1{,}50 \times MQ = 1{,}5 \times 1{,}02 = 1{,}53KN.m$

ELS : La combinaison est $G + Q$

- Effort normal de compression : $Ns = G = 2{,}13KN$
- Effort tranchant : $Ts = 1{,}7KN$
- Moment de renversement : $Ms = 1{,}02KN.m$

IV.3.5 Ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire

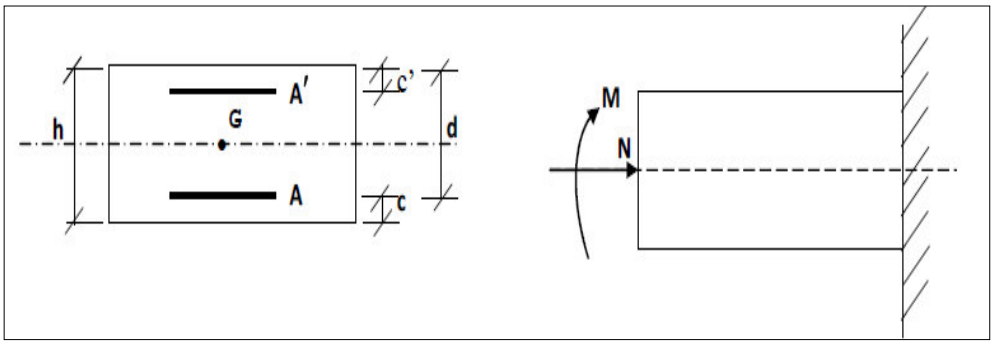


Figure IV.3.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

b [cm]	h [cm]	c′ [cm]	d [cm]	$f_{c28}[MPa]$	$f_e[MPa]$
100	10	2	8	25	400

Tableau IV.3.1: caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire.

h : Épaisseur de la section soumise à la flexion composée.

c', **c** : L'enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile.

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

a.) Calcul de l'excentricité :

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1{,}53}{2{,}85} = 0{,}53m = 53cm$$

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

$$eu = 42 > \frac{h}{2} - c = 3cm$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F puis on se ramène à la flexion composée.

b.) Calcul en flexion simple :

$$ea = eu + \frac{h}{2} - c = 0{,}53 + \frac{0{,}10}{2} - 0{,}02 = 0{,}56m$$

- **Moment fictif :**

$$Mf = Nu \times ea = 2{,}85 \times 0{,}56 = 1{,}59KN.m$$

- **Moment réduite:**

$$Mf = f_{bu} \times b \times d^2 \times \mu_{bu}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mf}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \times$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1.5} = 14{,}2\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1{,}59 \times 1000}{1\,00 \times 8^2 \times 14{,}2} = 0{,}016$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{Mf}{Ms} = \frac{1{,}59}{1.02} = 1.56$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1{,}56 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0{,}3541$$

$\mu_{bu} = 0{,}016 < \mu_{lu} = 0{,}3541$ $A' = 0$ (Pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} = 0{,}019 < 0{,}275$ (On utilise la méthode simplifiée)

$$Zb = d\,(1 - 0{,}6\mu b) = 0{,}08(1 - 0{,}6 \times 0{,}016) = 0{,}072\ \text{m}$$

- **Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_F}{Z_b\, f_{ed}} \quad \text{avec} \quad f_{ed} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\text{MPa}$$

$$A_f = \frac{1{,}59 \times 10^{-3}}{0{,}072 \times 348} = 0{,}634\text{cm}^2$$

c.) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_A = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}}$$

$$A_A = 0{,}634 - \frac{2{,}85 \times 10^{-3}}{348 \times 10^{-4}} = 0{,}55\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :(BEAL91/Art A, 4, 2,1)**

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : $A_A \geq A_{min}$

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

Calcul de l'excentricité $\mathbf{e_s}$:

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,02}{2,13} == 0,4789m = 47,89cm$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 100 \times 8(47,89 - 0,455 \times 8)}{400(47,89 - 0,185 \times 8)} = 0,92\ cm^2$$

On Remarque que :

$$A_{min} = 0,92\ cm^2 > A_A = 0,55\ cm^2$$

- **Conclusion de ferraillage :**

$$As = Max\ (A_A = 0,55;\ Amin = 0,92) = 0,92cm^2$$

On prend **4HA8 (2,01cm²)** avec espacement S_t= 25cm.

- **Armature de répartition :**

$$Ar \geq \frac{As}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50cm^2$$

On prend **4HA8 (2,01cm²)** avec espacement S_t=25 cm.

IV.3.6 Vérification:

a.) L'ELU :

1.) Vérification de l'effort tranchant: (cisaillement) l'article A.5.1, 1 du BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

Vu= effort tranchant ultime à prendre en compte à l'ELU.

$$Vu = T = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1,7 = 2,55\ KN$$

b_0: Largeur de la bande considérée.

d : Hauteur utile de la section $d = h - c$

$$\tau_u = \frac{2,55 \times 10}{100 \times 8} = 0,032MPa$$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier La condition suivante **[article A.5.3, 21du BAEL91]** :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left\{\frac{0{,}15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right\}$$

Avec :

$\gamma_b = 1{,}5$ Situation courante.

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left\{\frac{0{,}15 \times 25}{1.5}\ ; 4MPa\right\} = \text{Min}\{2{,}5\text{MPa}\ ;\ 4\text{MPa}\} = 2{,}5\text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaire

2.) Vérification de l'adhérence dans les barres:(Art, A, 6,1, 3 / BAEL) :

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaitre le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante :$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\boldsymbol{\tau_{se}}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les barres HA.

$$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9\ d\ \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre de barre.

$$\sum U_i = n\pi d = 4 \times 3{,}14 \times 0{,}8 = 10{,}05\ \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2{,}55 \times 10^3}{0{,}9 \times 80 \times 10{,}05 \times 10} = 0{,}35\ \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0{,}35\ \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa}$.....Condition vérifier.

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

3.) Calcul de l'ancrage des barres verticales :(BAEL91/Art, A, 6,1, 22) :

Les barres rectilignes de diamètre Φet de limite d'élasticité Fe sont ancrées sur une longueur Ls dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_S = \frac{\Phi \times Fe}{4 \times \tau su}$$

$$\tau_{su} = 0{,}6\,\Psi 2\,ft28 = 0{,}6 \times (1{,}5)2 \times 2.1 = 2{,}84MPa$$

$$L_S = \frac{0{,}8 \times 400}{4 \times 2{,}84}\,28{,}2cm$$ On adaptera : L_S=30cm.

4.) Vérification des espacements des barres : (BAEL91/art 8.2.42) :

- **Armature principale :**

$$es \leq \min(3 \times h, 33cm) \rightarrow es \leq \min(3 \times 10\,;\, 33cm) = 30cm$$

$es = 25cm < 30cm$ ..... Condition vérifié

- **Armature de montage :**

$$es \leq \min(4 \times h, 45cm) \rightarrow es \leq \min(40{,}45cm) = 40cm$$

$es = 25cm < 40cm$ ..... Condition vérifié

b.) L'ELS :

1.) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\,fc28 = 15MPa$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$).

Avec : $k = \frac{Mser}{I}$

$$b\frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s)\,y - \eta(A_s d + A'_s d) = 0$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d-y)^2 + \eta A'(y-d')^2$$

Avec : $n = 15$ et $A'_s = AS$

Y : position de l'axe neutre.

I : moment d'inertie.

$$50y^2 + 15 \times (2 \times 2{,}01)\, y - 15 \times (2{,}01 \times 2 \times 8) = 0$$

$$y = 2{,}56\text{cm}$$

$$I = 100 \times \frac{(2{,}56)^3}{3} + 15 \times 2 \times 2{,}01(8 - 2{,}56)^2 \rightarrow I = 2343{,}73\ \text{cm}^4$$

$$K = \frac{1{,}014 \times 10^6}{2343{,}73 \times 10^4} = 0{,}043\ \text{N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}043 \times 256 = 1{,}10\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1{,}1\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$ **Condition vérifié**

- **Conclusion :**

L'acrotère ferraillé comme suit :

Armateur principales : 4HA8/ml avec e=25cm.

Armateurs de répartition : 4HA8/ml, avec e=25cm.

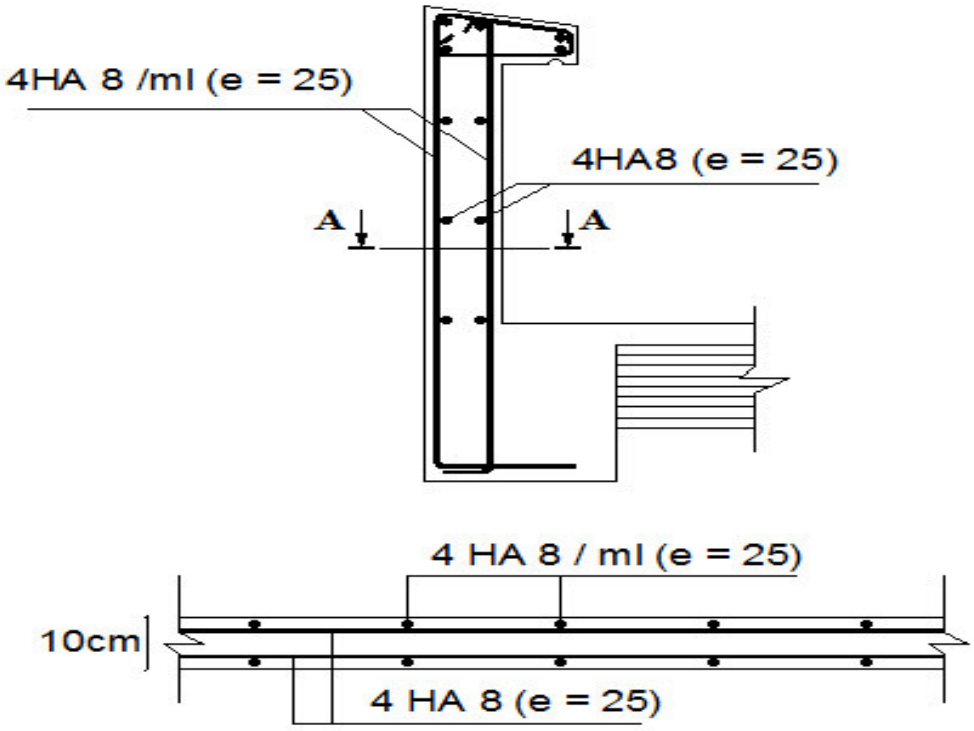


Figure IV.3.4:Schéma de ferraillage de l'acrotère.

IV.4 Calcul des balcons :

Le balcon est calculé comme une console encastrée aux poutres et soumis à une charge permanente et une charge d'exploitation concentrée à l'extrémité libre dû au poids propre de garde-corps. Cette console est ferraillée en flexion simple. Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine.

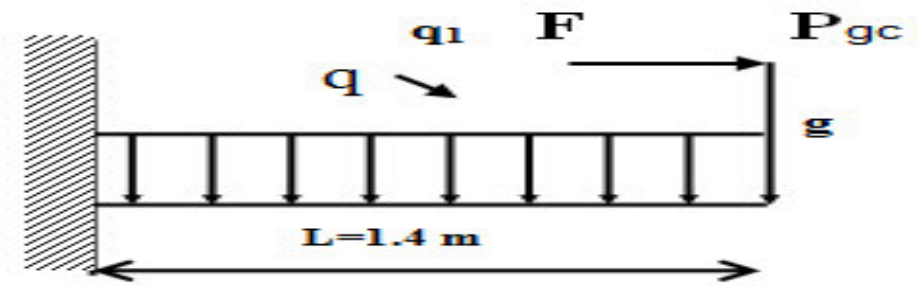


Figure IV.4.1 : schéma statique de balcon.

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{e} \geq \frac{l}{\mathbf{10}} \quad \text{Avec} \quad = l = 1{,}4m$$

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{140}{10} = 14cm$$

On adopte : $\mathbf{e = 16cm}$

IV.4.1 Détermination des efforts:

Matériaux	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m^3]	Poids surfacique [KN/m^2]	Charge appliquée [KN/m^2]
Revêtement en carrelage	2	/	0,22/cm	0,44
Chape et mortier de pose	4 (moy)	/	0,2/cm	0,80
Dalle pleine en béton armé	16	25	/	4,00
Enduit en ciment	2	/	0,18/cm	0,36
				G $_{Totale}$ = 5,60 KN/m^2

Tableau IV.4.1 : charge permanent

Pour une bande de 1m linéaire

- Epaisseur de la dalle e = 16 cm.

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- charges permanentes : $G_1 = 5{,}60KN/m^2 \times 1ml = 5{,}60KN/ml$
- surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3{,}5KN/m^2 \times 1ml = 3{,}5KN/ml$
- charges de garde-corps : $P_{gc} = 0{,}67KN/m^2 \times 1ml = 0{,}67KN/ml$
- surcharges dus à la main courante : $F = 1KN/m^2 \times 1ml = 1KN/m$

IV.4.2 Calcul des sollicitations :

a.) Combinaisons de charge à l'E L U :

Pour la dalle : $q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) = 12{,}81KN/ml$

Main courante : $F_u = 1{,}5 \times 1 = 1{,}5KN/ml$

Garde du corps : $P_u = 1{,}35 \times 0{,}67 = 0{,}90KN/ml$

b.) Combinaisons de charge à l'E L S :

Pour la dalle : $q_s = (\mathrm{G} + \mathrm{Q}) = 9{,}1\mathrm{KN/ml}$

Main courante : $F_s = 1 \times 1 = 1KN/ml$

Garde du corps : $P_s = 1 \times 0{,}67 = 0{,}67KN/ml$

IV.4.3 Les moments et Les efforts tranchants :

a.) ELU :

$$\mathrm{M_u} = \frac{\mathrm{q_u}}{2} \times \mathrm{l}^2 + P_U \times \mathrm{l} + F_U$$

$$\mathrm{M_u} = \frac{12{,}81}{2} \times 1{,}4^2 + 0{,}90 \times 1{,}4 + 1{,}5 = \mathbf{15{,}31KN.m}$$

$$\mathrm{V_u} = \mathrm{q_u} \times \mathrm{l} + \mathrm{p_u}$$

$$\mathrm{V_u} = 12{,}81 \times 1{,}4 + 0{,}90 = \mathbf{18{,}83KN}$$

b.) ELS :

$$M_s = \frac{q_s}{2} \times l^2 + P_S \times l + F_S$$

$$M_s = \frac{9,1}{2} \times 1,4^2 + 0,67 \times 1,4 + 1 = \mathbf{10,86KN.m}$$

$$\mathbf{V_s = q_s \times l + p_s}$$

$$\mathbf{V_s} = 9,1 \times 1,4 + 0,67 = \mathbf{13,41KN}$$

	M (KN .m)	V (KN)
ELU	15,31	18,83
ELS	10,86	13,41

Tableau IV.4.2 : les efforts de calcul

- **Diagramme des sollicitations à l'ELU :**

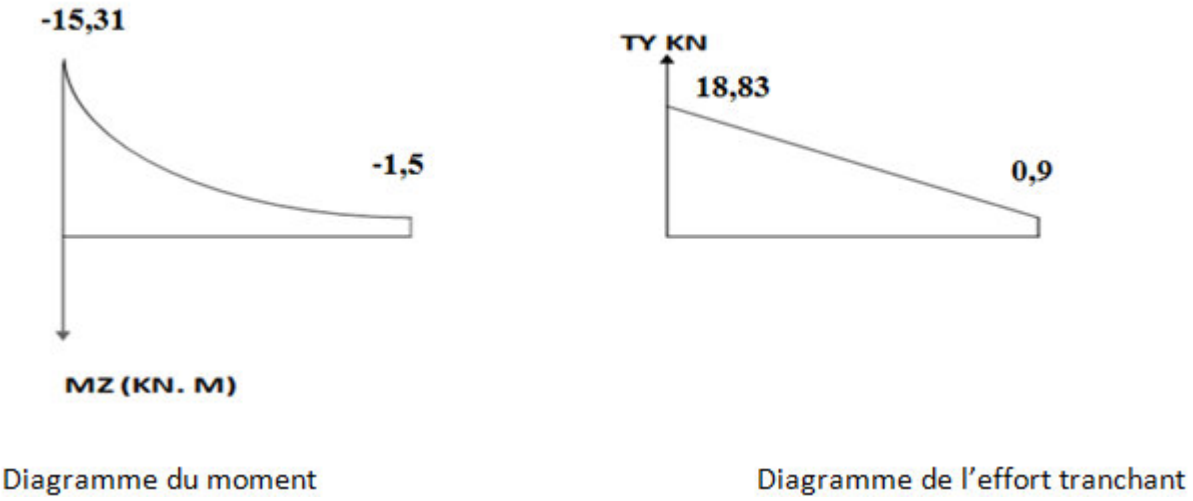


Diagramme du moment — Diagramme de l'effort tranchant

Figure IV.4.2 : Diagramme des sollicitations à l'ELU

- **Diagramme des sollicitations à l'ELS :**

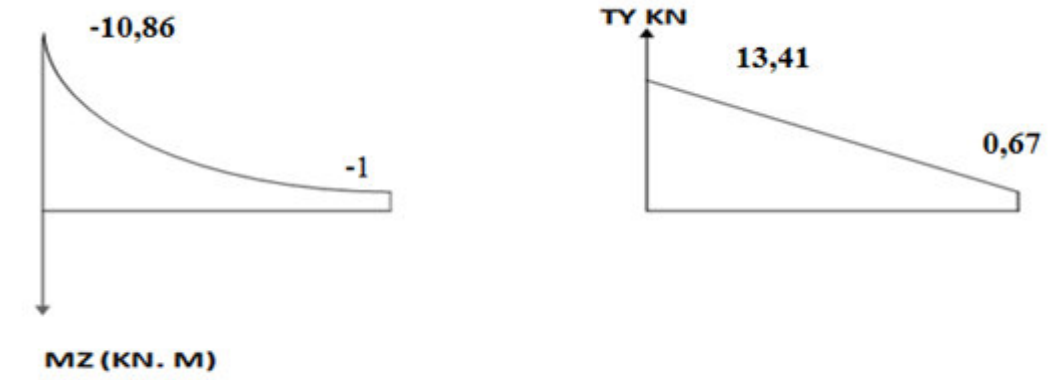


Diagramme du moment | Diagramme de l'effort tranchant

Figure IV.4.3 : Diagramme des sollicitations à l'ELS

IV.4.4 Ferraillage : (BAEL 91modifie99)

Le ferraillage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est préjudiciable

En considérant une section de 1,00 m de largeur et de 16 cm d'épaisseur.

a.) Les Armatures principales :

h(m)	b(m)	d(m)	$Fc28(MPa)$	$Fe(MPa)$	f_{bu}
0,16	1	0,9. h=0,144	25	400	14,2

Tableau IV.4.3: le ferraillage a L'ELU

$$\boldsymbol{\mu_{bu}} = \frac{\boldsymbol{M_u}}{\boldsymbol{b} \times \boldsymbol{d^2} \times \boldsymbol{f_{bu}}} = \frac{15{,}31 \times 10^{-3}}{1 \times (0{,}144)^2 \times 14{,}2} = 0{,}052$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15{,}31}{10{,}86} = 1{,}42$$

$$\mu_{lu} = 3440\,\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1{,}40 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0{,}299$$

$$\mu_{bu} = 0{,}052 < \mu_{lu} = 0.299 \Rightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{bu} = 0{,}052 < 0{,}299 \rightarrow \text{Méthode simplifié}$$

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 14{,}4(1 - 0{,}6 \times 0{,}052) = 0{,}1395\text{m}$$

Calculs de la section d'acier:

$$A_l = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{15{,}31\times10^{-3}}{0{,}1395\times348} = 3{,}15cm^2.$$

On adopt: $A_l = 5HA12 = 5{,}65cm^2$

Avec un espacement des cadres $S_t = \frac{100}{5} \Rightarrow S_t = 20cm.$

- **Les armatures de répartition** :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = 1{,}41cm^2$$

Soit : $\mathbf{5HA8 = 2,51cm^2}$ $\quad$ $\boldsymbol{avec\ S_t = 20cm}$

IV.4.5 Les Vérification :

1.) Vérification à ELU:

- **condition de non fragilité : (BAEL91.Art A4.2)**

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0{,}23\, b_0\, d\, f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23\times100\times14{,}4\times2{,}1}{400} = 1{,}74cm^2$$

$$A_l > A_{min} = 5{,}65cm^2 > 1{,}74cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t > A_{min} = 2{,}51cm^2 > 1{,}74cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifie}$$

Soit : $\mathbf{A_s = 5HA12 = 5,65cm^2}$ avec un espacement des cadre $\mathbf{S_t = 20cm}$.

- **Vérification de l'espacement :**

➢ Armatures longitudinales : $S_t < min\{3h; 33cm\} = 33cm$

$$\boldsymbol{S_t = 20cm} < \mathbf{33cm} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

➢ Armatures de répartition : $S_t \leq min\{4h; 45cm\} = 45cm$

$$S_t = 20cm < 45cm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement: (BAEL91.ArtA5.1.2)**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b} \times d} = 18{,}83 \times \frac{10^{-2}}{1} \times 0{,}144 = 0{,}027MPa.$$

$$\overline{\tau_{su}} = min\left(\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2{,}5\text{MPa}$$

$$\tau_{su} \leq \overline{\tau_{su}} \rightarrow condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

Alors il n y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence des barres : [BAEL91ART6.1.3]**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se}} \leq \overline{\tau_{su}} \rightarrow \overline{\boldsymbol{\tau_{su}}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$

Avec : $\Psi = 15$ pour HA

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0{,}9d\sum u_i} < \overline{\tau_{se}}$$

$$\sum_{i=1}^{n}(\text{Somme des périmètres utiles des barres}) = n\pi\emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 12 = 188{,}4mm$$

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{18{,}83\times10^{-3}}{0{,}9\times0{,}144\times0{,}1884} = 0{,}771MPa < 3{,}15MPa$$ →La condition est vérifiée

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

2.) Vérification à L'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**
- On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ n=15
- Avec : $\sigma_{bc}=\frac{M_{ser}}{I} y$ et $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15MPa$

On doit vérifier que :

- Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = K \times y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Avec : $\begin{cases} y = \frac{by^2}{2} + n(A + \acute{A})y - n(Ad + \acute{A}d) = 0 \ \text{ y : position de l'axe neutre} \\ I = \frac{by^3}{3} + 15\left[A_s(d-y)^2 + \acute{A}_s(y' - \acute{d})^2\right] \text{ (Moment d'inertie)} \end{cases}$

$y = 4{,}17cm$

$I = 11286{,}39cm^4$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10{,}86 \times 10^{-3}}{11286{,}39 \times 10^{-8}} = 96{,}22\text{MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10{,}86 \times 10^{-5}}{11286{,}39 \times 10^{-8}} \times 4{,}17 = 4{,}01MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans l'acier:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = min\left[\frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right] = 202MPa$$

$$\sigma_s = n\frac{M_{ser}}{I} y.(d-y)$$

$$\sigma_s = 15\left(\frac{10{,}86 \times 10^{-3}}{11286.39 \times 10^{-8}} \times (0{,}144 - 0{,}0417\right)$$

$$\sigma_s = 148MPa \leq \overline{\sigma_{st}} = 202\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Etat limite déformation (vérification de la flèche) : (Art B, 6, 5,1/BAEL91)

On doit vérifier que:

- $\frac{h}{l} = \frac{16}{140} = 0{,}114 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_S}$ et $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$
- $\frac{h}{l} = \frac{16}{140} = 0{,}114 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10{,}86}{10 \times 10{,}86} = 0{,}1 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_t}{b \times d} = \frac{5{,}65}{100 \times 14{,}4} = 0{,}0039 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0{,}010 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

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

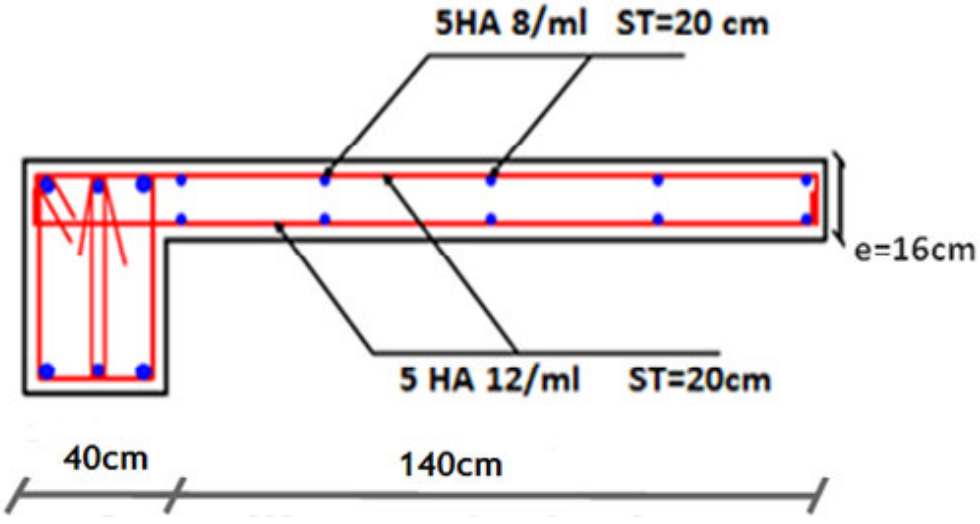


Figure IV.4.2 : Ferraillage de balcon.

IV.5 Calcule de la salle machine :

IV.5.1 Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (ou des chargements) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine **:** organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et

Le contre poids.

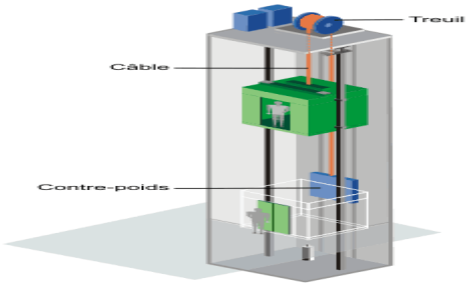


Figure IV.5.1 : Schéma d'Ascenseur.

IV.5.2 Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur.

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation. Nôtre bâtiment comporte la surface de la cabine est de $s = (1{,}85m \times 2{,}30m) = 4{,}255m^2$. Pouvant charger 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 6 KN et de poids de 800kg.

IV.5.3 Dimensionnement :

La dalle couvrant la salle machine (ascenseur) de notre bâtiment est un exemple de calcul de dalle pleine reposant sur 04 cotées partiellement encastrés.

$$h_t \geq \frac{L_X}{30} = \frac{185}{30} = 6{,}16cm$$

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, selon le RPA impose que $h_{min} = 12cm$ pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à $\boldsymbol{h = 15cm}$; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à **1 m/s.**

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{185}{230} = 0{,}8 \rightarrow 0{,}4 < \alpha < 1$$

La dalle porte sur les deux sens. Elle est soumise à une charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettre

D'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

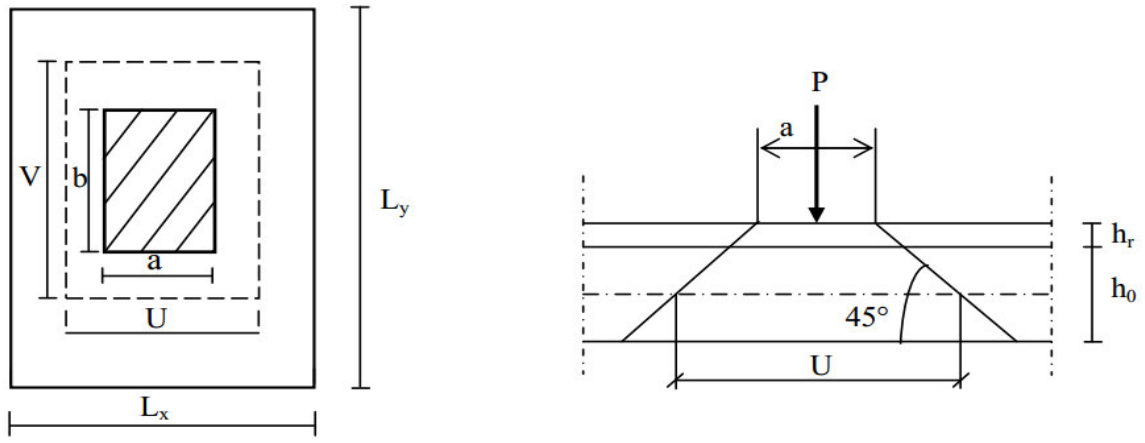


Figure IV.5.2 : répartition de la charge localisée sur la dalle

- U, V : représente les côtes du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et le béton.
- h_0: Epaisseur de la dalle 15 cm.
- h_r: Epaisseur du revêtement 5 cm.
- $a = b = 135cm$

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$:

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h \\ V = b_0 + h_0 + 2h \end{cases} \qquad \begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{dimensions//à } L_X \\ b_0, V \rightarrow \text{dimensions//à } L_Y \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = 160\text{cm} \\ V = 160\text{cm} \end{cases} \qquad \begin{cases} L_X = 185\text{cm} \\ L_Y = 230\text{cm} \end{cases}$$

❖ **Evaluation des moments M_X et M_Y dus au système de levage :**

La dalle repose sur 4 cotés, elle soumise à une charge localisée, son calcule se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

➢ **Les moments M_{X1}, M_{Y1} du système de levage :**

$$M_{X1} = (M_1 + vM_2)q$$

$$M_{y1} = (M_1 + vM_2)q$$

Avec V : Coefficient de Poisson $\Rightarrow$ $\begin{cases} v = 0 \ldots,, \text{ELU} \\ v = 0{,}2 \ldots,, \text{ELS} \end{cases}$

M_1, M_2 : Coefficients donnée en fonction de $(\rho, \frac{U}{L_X}, \frac{V}{L_Y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

➢ **Calcule des efforts :**

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\begin{cases} \rho = \dfrac{l_x}{l_y} = 0.80 \\ \dfrac{u}{l_x} = \dfrac{1{,}60}{1{,}85} = 0{,}90 \\ \dfrac{v}{l_y} = \dfrac{1{,}60}{2{,}30} = 0{,}70 \end{cases}$$

D'ou $M_1 = 0{,}063$, $M_2 = 0{,}042$ (Après interpolation).

IV.5.4 Calcul des sollicitations :

À L'ELU : (ν = 0) :

➢ **Système de levage :**

$$q_u = 1{,}35 \times 90 = 121{,}5KN$$

- **Poids de la machine :** $G_1 = \frac{800\times10^{-2}}{4,255} = 1,88KN/m^2$
- **Poids de la dalle en béton armé :**

$$G_2 = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85KN/m^2$$

Donc : $G = G_1 + G_2 = 1,88 + 4,85KN/m^2$

$$Q = 6KN/m$$

Donc:

$$q_U = (1,35 \times 6,73 + 1,5 \times 6) \times 1 = 18,08KN/m$$

À L'ELS : ν = 0,2

- **Système de levage :**

$$q_s = 90KN$$

- **Dalle en béton armé :**

Donc :

$$q_s = (6,73 + 6) \times 1 = 12,73KN/m$$

- **Evaluation des moments :**
- **Moment dus au système de levage :**

- $Mx1$ et $Mx2$ dus au système de levage :

A partir des abaques de PIGEAUD on a : $M_1 = 0,063$, $M_2 = 0,042$.

	l'ELU (v = 0)	**l'ELS** (v =0,2)
M1=0.063 M2=0.042	$M_{X1} = q_u \times M_1$ $= 121,5 \times 0,063 = 7,65KN.m$ $M_{y1} = q_u \times M_2$ $= 121,5 \times 0,042 = 5,10KN.m$	$M_{X1} = (M_1 + vM_2)q_s$ $= \big(0,063 + 0,2 \times (0,042)\big) \times 9$ $= 6,43KN/m$ $M_{y1} = (M_2 + vM_1)q_s$ $= (0,042 + 0,20(0,063)90 =$ $4,91KN/m$

Tableau IV.5.1 : Moment dus au système de levage.

❖ **Les moments dus au poids propre de la dalle M_{x2}, M_{Y2} :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction de rapport ρ et v

À l'ELU :

$$\rho = 0{,}80 \begin{cases} \mu_x = 0{,}0565 \\ \mu_y = 0{,}595 \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\rho = 0{,}80 \begin{cases} \mu_x = 0{,}0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

Les moments	l'ELU (v=0)	l'ELS (v =0,2)
$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2$ $M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$	$M_{x2} = 0{,}0565 \times 18{,}08 \times (1{,}85)^2 = 3{,}50KN$ $M_{y2} = 0{,}595 \times 3{,}50 = 2{,}08KN.m$	$M_{x2} = 0{,}0632 \times 12{,}73 \times (1{,}85) = 2{,}75KN.m$ $M_{y2} = 0{,}710 \times 2{,}75 = 1{,}95KN.m$

Tableau : IV.5.2 : combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle.

❖ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

Les moments	l'ELU (v =0)	l'ELS (v =0,2)
$M_x = M_{X1} + M_{X2}$ $M_y = M_{Y1} + M_{Y2}$	$M_x = 7{,}65 + 3{,}50 = 11{,}15KN.m$ $M_y = 5{,}10 + 2{,}08 = 7{,}18KN.m$	$M_x = 6{,}43 + 2{,}75 = 9{,}18KN.m$ $M_y = 4{,}91 + 1{,}95 = 6{,}86KN.m$

Tableau IV.5.3: Superposition des moments.

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients **0,85** en travée et **-0,3** aux appuis.

Zone	Sens	$Mu\ (KN.m)$	$Ms\ (KN.m)$
Aux appuis	L_x	-0,3 × 11,15 = -3,34	-0,3 × 9,18= -2,75
	L_y	-0,3 × 7,18 = - 2,15	-0,3 × 6,86 = - 2,06
En travée	L_x	0,85 x 11,15 = 9,47	0,85 x 9,18 = 7,80
	L_y	0,85 x 7,18= 6,10	0,85 x 6,86= 5,83

Tableau IV.5.4 : les moments dans les travées et les appuis.

➢ **Diagrammes des moments :**

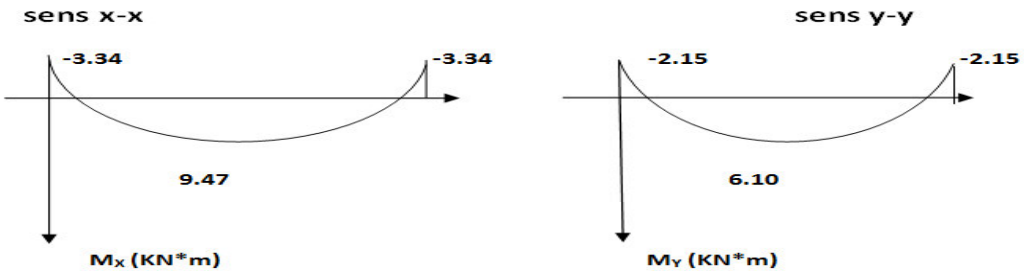


Figure IV.5.3 : Diagrammes des moments à L'ELU.

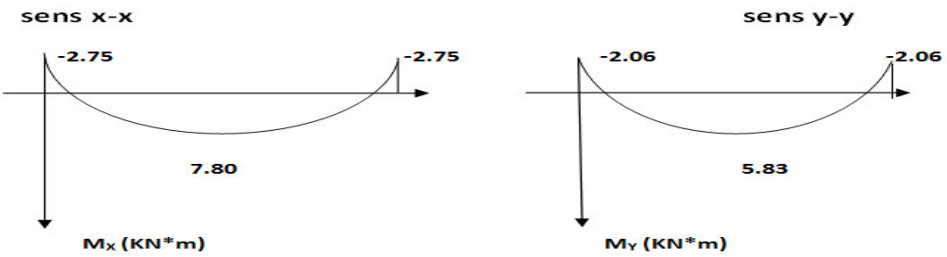


Figure IV.5.4 : Diagrammes des moments à L'ELS.

IV.5.5 Calcul du Ferraillage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

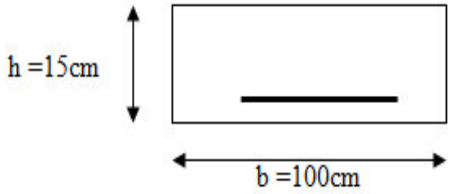


Figure IV.5.5 : coupe vertical de la salle machine.

➢ **Ferraillage dans le Sens x-x :**

La fissuration est peu préjudiciable

- **Aux appuis :**

$M_A = 3{,}34KN.m$

$h = 15\ cm$, b = 100 cm, c = 2, d = h − c = 15 − 2 = 13 cm,

$\mathrm{Fc}_{28} = 25\mathrm{MPa}, f_{bu} = 14{,}2\ \mathrm{MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3{,}34 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14{,}2} = 0{,}0014$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3{,}34}{2{,}75} = 1{,}21$$

$$\mu_{lu} = (3440\ \gamma + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1{,}21 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0{,}234$$

$\mu_{bu} = 0{,}014 < \mu_{lu} = 0.234 \Rightarrow \acute{A} = 0$ (Pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} = 0.014 < 0{,}2990 \Rightarrow$ Méthode simplifié

$$z_b = d(1 - 0{,}6\mu_{bu}) = 0{,}13(1 - 0{,}6 \times 0{,}014) = 0{,}129m$$

$$A_a = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{3{,}34 \times 10^{-3}}{0{,}129 \times 348} = 0{,}74cm^2.$$

On adopt: $A_s = 5\mathrm{HA}10 = \mathbf{3,93}\boldsymbol{cm^2}$

$$S_t < \min(3h; 33cm) = \min(45; 33cm)$$

Avec : h : l'épaisseur de la dalle h=15cm

$$S_t = 20cm < 33cm$$

On prend : $\boldsymbol{S_t = 25cm}$

		Mu $(KN.m)$	Ms $(KN.m)$	γ	A' (cm^2)	Zb	A (cm^2)	Choix	Adap (cm^2)	St (cm)
Appuis	**Sens x-x**	3,34	2,75	1,21	0	0,129	0,74	5HA10	**3,93**	25
	Sens y-y	2,15	2,06	1,04	0	0,129	0,47	5HA10	**3,93**	25
Travée	**Sens x-x**	9,47	7,80	1,21	0	0,126	2,16	5HA10	**3,93**	25
	Sens y-y	6,10	5,85	1,04	0	0,128	1,37	5HA10	**3,93**	25

Tableau IV.5.5 : Ferraillage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y

IV.5.6 Les vérifications :

- **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art 4,21/BAEL 91) :

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \frac{(3-\alpha)}{2} \qquad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}80$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'acier minimal règlementaire dans chaque direction (ρ_0 =0,0008 pour l'acier de HA, feE400).

$$A_{min} = 0{,}0008 \times 135 \times 15 \times \frac{(3-0{,}80)}{2} = 1{,}78\ cm^2$$

- **En travée :**

$$A_S = 3{,}93cm > A_{min} = 1{,}78cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_S = 3{,}93cm > A_{min} = 1{,}78cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x-x) et (y-y).

- **Espacement des barres :** (Art A, 8,2, 42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe soumise à une charge concentre ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Direction la plus sollicité : $s_t \leq min(2h\ ;\ 25cm)$

Direction perpendiculaire : $s_t \leq min\ (3h\ ;\ 33cm)$

$Armatures Ax\ //\ à\ lx : St = 20\ cm \leq min\ (30\ ;\ 25cm) = 25cm \rightarrow$ condition vérifiée

$$\text{Armatures Ay // à ly : } \quad St = 20\ \text{cm} \leq \min(45\ ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Diamètre minimal des barres :** (Art A-7,21/ BAEL91)

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments,

On doit vérifier que : $\emptyset_{max} \leq \frac{h_t}{10}$

$$\emptyset_{max} = 12\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Condition de poinçonnement :** (Art A, 5,2, 42/ BAEL91)

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

Expression dans laquelle on désigne par :

$$q_u \leq q_c = 0{,}045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u: La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (système de levage).

h_t: L'épaisseur totale de la dalle,

μ_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

$$\mu_c = 2(u + v) = 6{,}4\text{m}$$

$$q_u = 121.5\ \text{KN} \leq q_c = 0{,}045 \times 6{,}4 \times 0{,}15 \times \frac{25 \times 10^3}{1{,}5} = 720\ \text{KN}$$

$$q_u = 121{,}5\ \text{KN} \leq q_c = 567\ \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifie.}$$

La condition est vérifiée donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Vérification des contraintes tangentielles :**(BAEL91/Art A.5.1.1)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

Pour les fissurations peu nuisibles : $\overline{\tau_u} = \min\left\{0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right\}(\text{MPa}) = 3{,}33\ \text{MPa}.$

Au milieu de U : $T_{max} = V_u = \frac{P}{3\times a} = \frac{90}{3\times 1,35} = 22,22$ KN

Au milieu de V: $T_{max} = V_u = \frac{P}{2u+V} = \frac{90}{(2\times 1,35)+1,35} = 22,22$ KN.

$$\tau_u = \frac{22,22 \times 10^3}{135 \times 130} = 1,26\text{MPa}$$

$\tau_u = 1,26\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS :**

La fissuration étant peut préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ n=15

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$

On a: $\begin{cases} y = \frac{by^2}{2} + n(A + \acute{A})y - n(Ad + \acute{A}d) = 0 \text{ y : position de l'axe neutre} \\ I = \frac{by^3}{3} + 15\left[A_s(d-y)^2 + \acute{A}_s(y' - \acute{d})^2\right] \text{ (Moment d'inertie)} \end{cases}$

$Y = 3,37cm$, $I = 6742,60cm^4$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,80 \times 10^{-3}}{6742,60 \times 10^{-8}} = 115,68\text{MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,80 \times 10^{-5}}{6742,60 \times 10^{-8}} \times 3,37 = 3,89MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

$Mser$ $(KN.m)$	As (cm^2)	$I(cm4)$	$Y(cm)$	K (MPa/m)	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Condition
7.80	3,93	6742.6	3,37	115.68	3.89	15	Vérifiée

Tableau IV.5.6 : Contrainte de compressions de la salle machine dans le béton à L'ELS.

- **Etat limite de déformation :** (BAEL91/Art B.7.5)

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{185} = 0{,}081 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_S}$ et $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$
- $\frac{h}{l} = \frac{15}{185} = 0{,}081 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7{,}80}{10 \times 9{,}18} = 0{,}084 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3{,}93}{135 \times 13} = 0{,}0022 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0{,}010 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes et toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de Ferraillage :

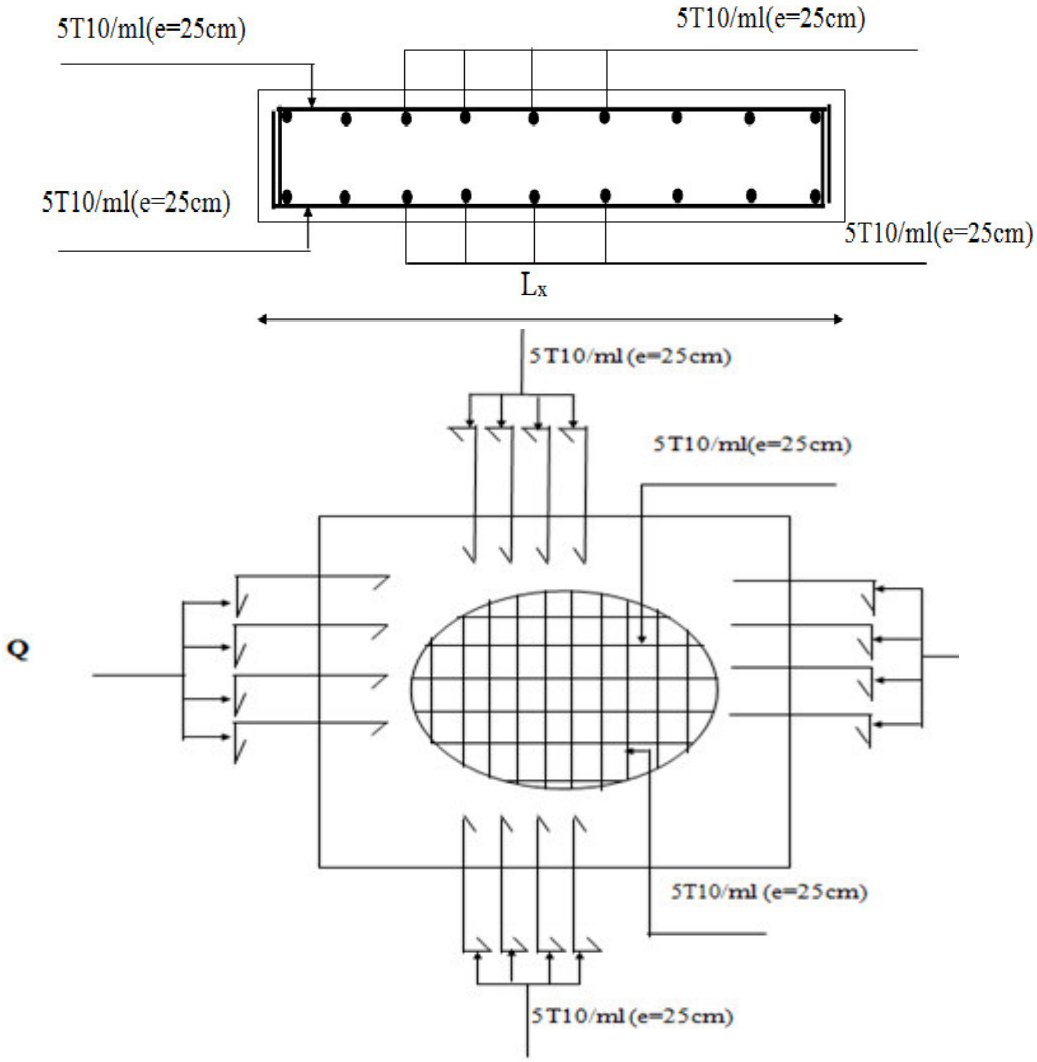


Figure IV.5.6: Schéma de Ferraillage de la dalle salle machine.

CHAPITRE 5

Etude dynamique et sismique

V. Etude dynamique et sismique :

V.1 description du logiciel :

Le logiciel **robot** nommé ; **« Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2018 »** est destiné à dimensionner, modéliser et analyser les différents types de structures (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique,…etc.) en utilisant la méthode d'analyse par éléments fini (MEF).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités, il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires , adapter aux constructions en acier ; en bois ; en béton arme ou mixte , il comprend des modules d'assemblage , de ferraillage ; de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants.

Les Caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes:

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.)
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.

- Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecteur multithread).

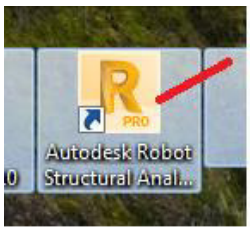
- Possibilité d'effectuer le types de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.

IV.3 Modélisation:

Lors de l'installation du logiciel Robot ; le programme d'installation crée une icône sue le bureau de l'ordinateur qui est destiné à lancer le logiciel en effectuant un double clic ; ou par un clic sur le bouton droit de la souris ; puis clic sur [ouvrir]

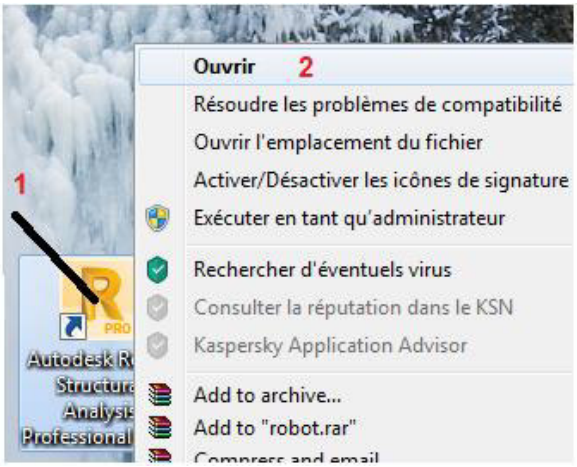
Ce qui donne l'écran de chargement suivant :





double clic

ou

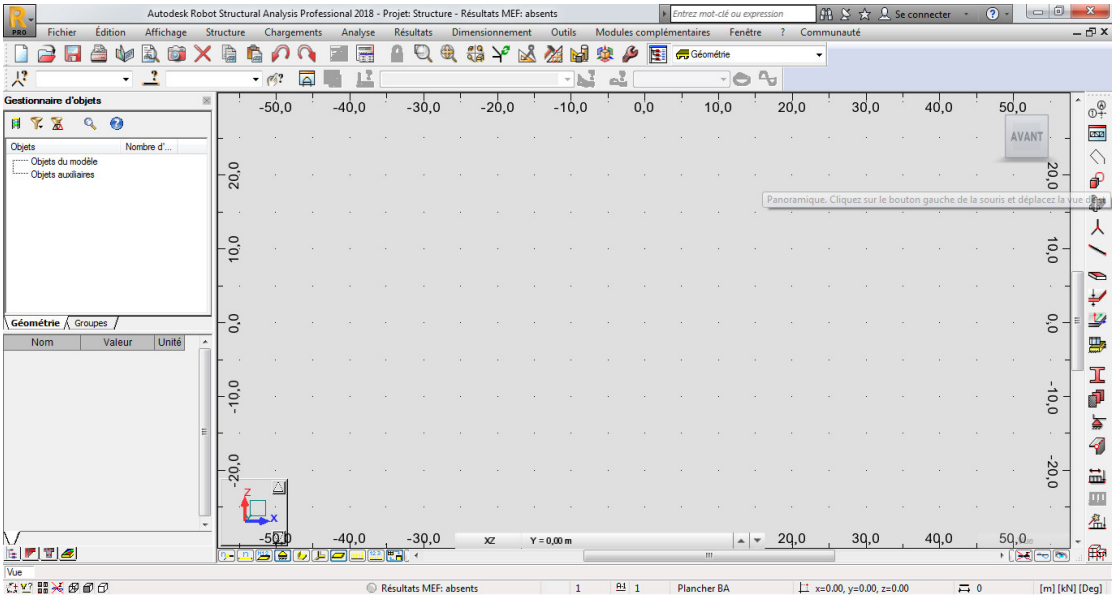


- **Choix du type de la structure :**

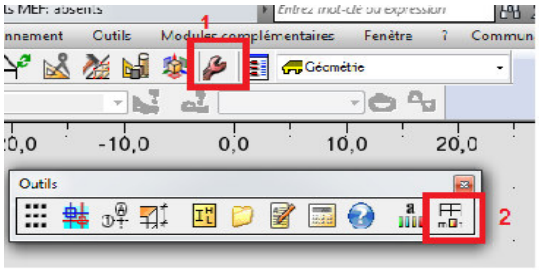
Après le lancement du programme robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier. Dans notre cas on choisira le type {**coque**} pour l'étude de notre structure.



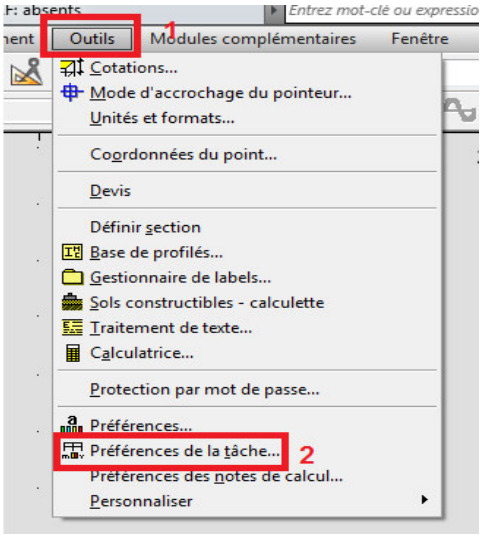
La nouvelle affaire s'affiche :



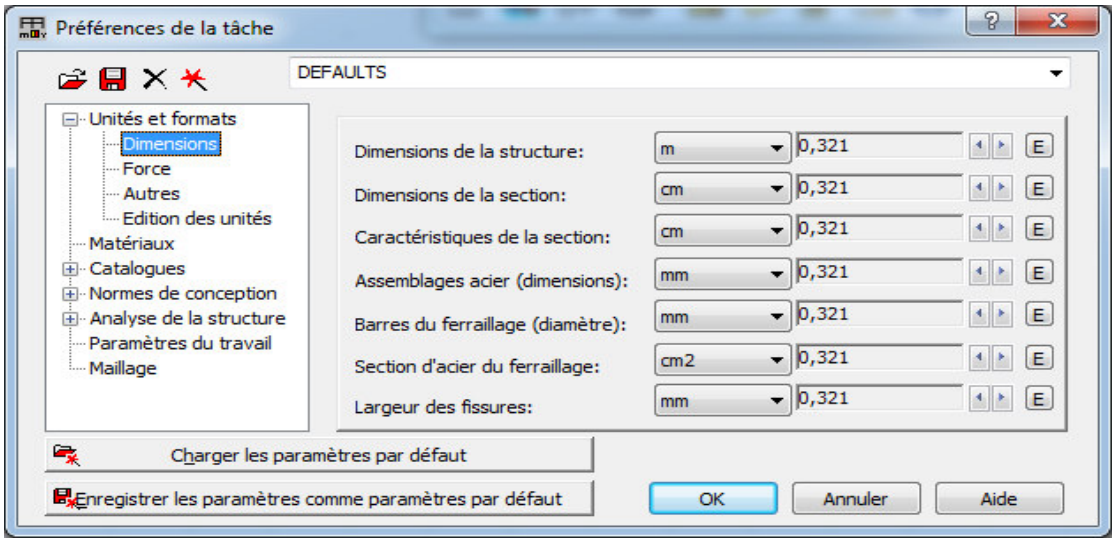
Configuration des préférences de l'affaire : dans le menu [outil] on choisit {préférences de l'affaire} ou à partir de la barre d'outils ont cliquant sur l'icône puis sur pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.



ou



La boite de dialogue {préférence de l'affaire} s'affiche, on peut alors les configurer :



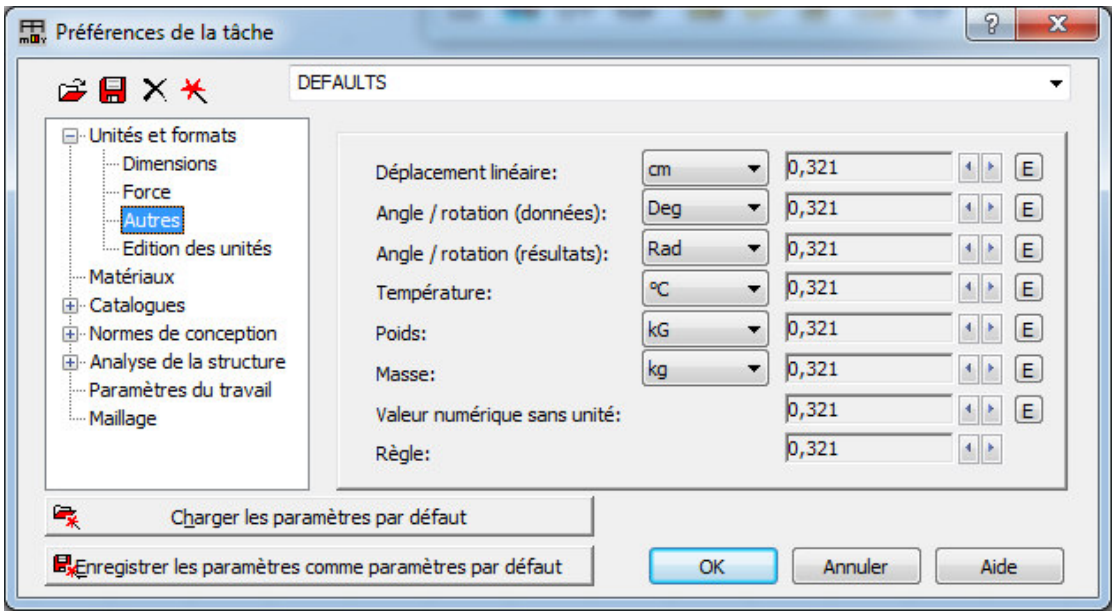
Par convention, on met toutes les valeurs à trois (03) chiffres après la virgule.

1.) Unités et formats :

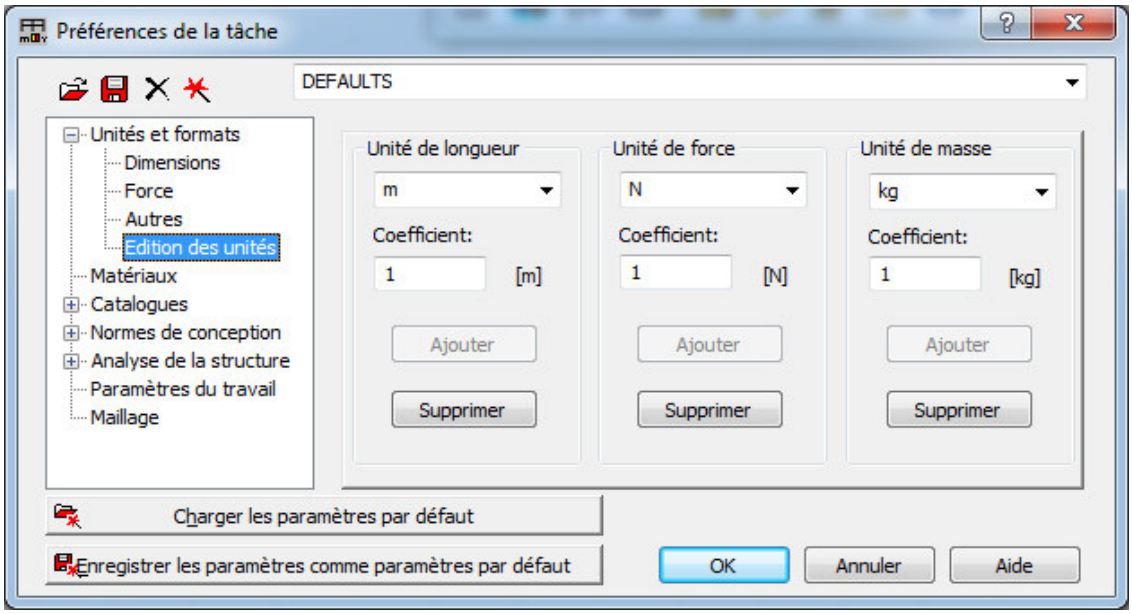
- Dimension et forces :



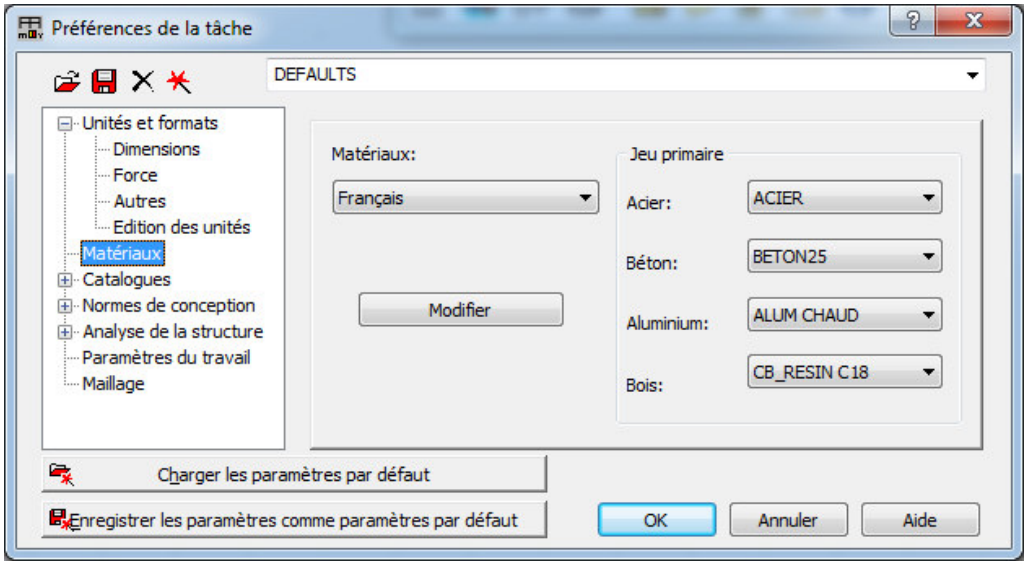
- Autres :



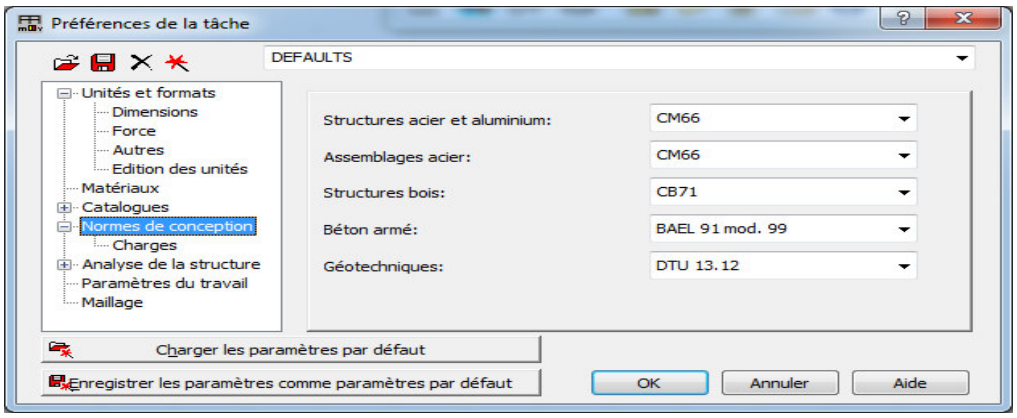
- Edition des unités :



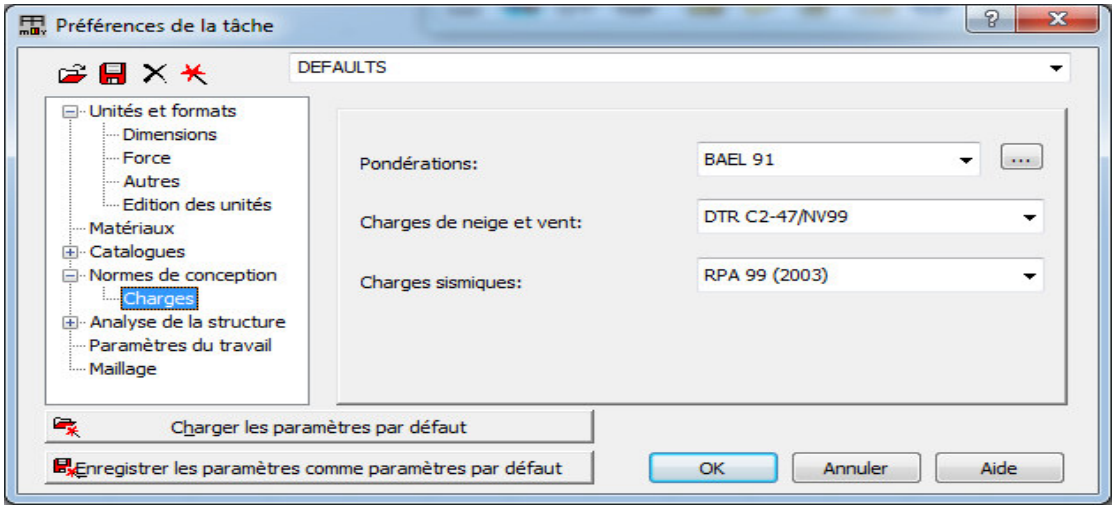
2.) Matériaux :



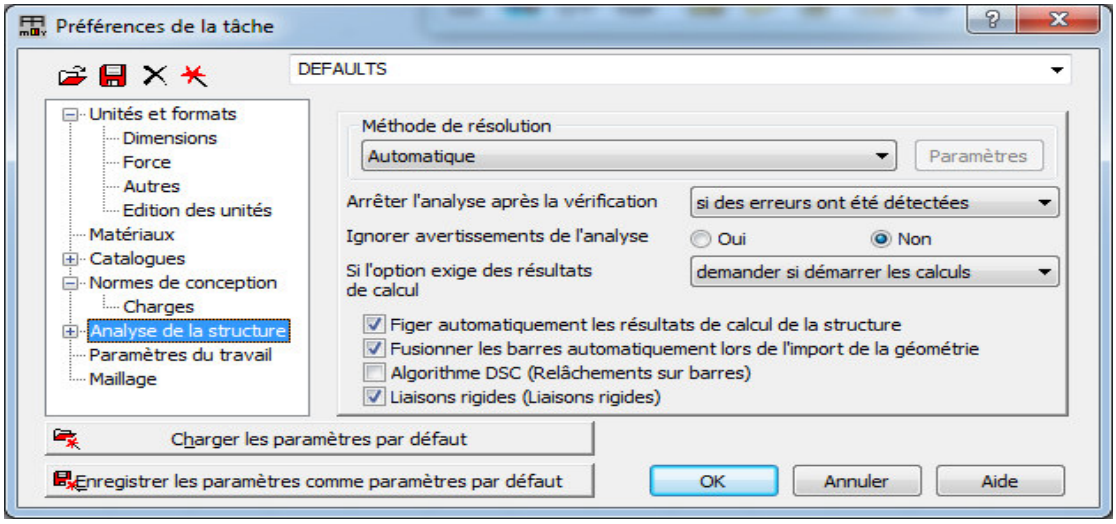
3.) Normes de conceptions :



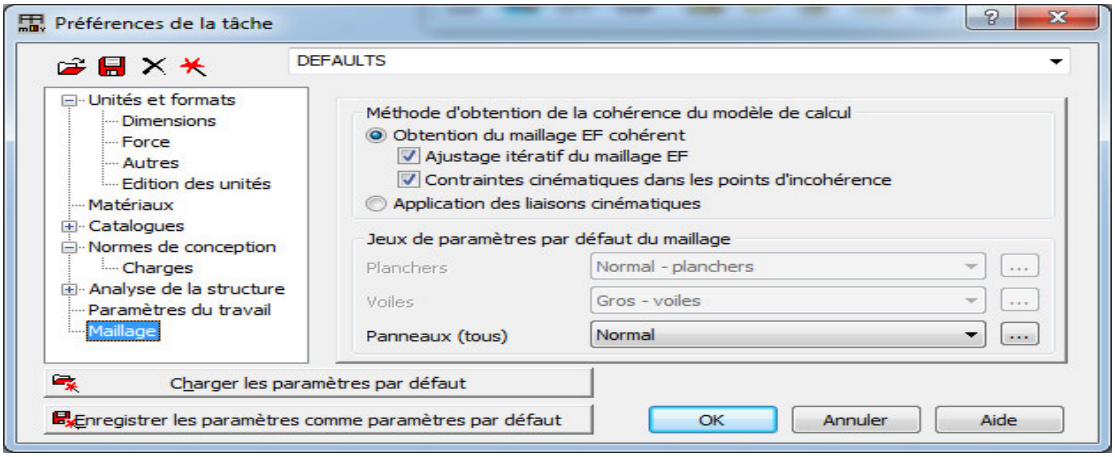
➢ Charge :



4.) Analyse de la structure :

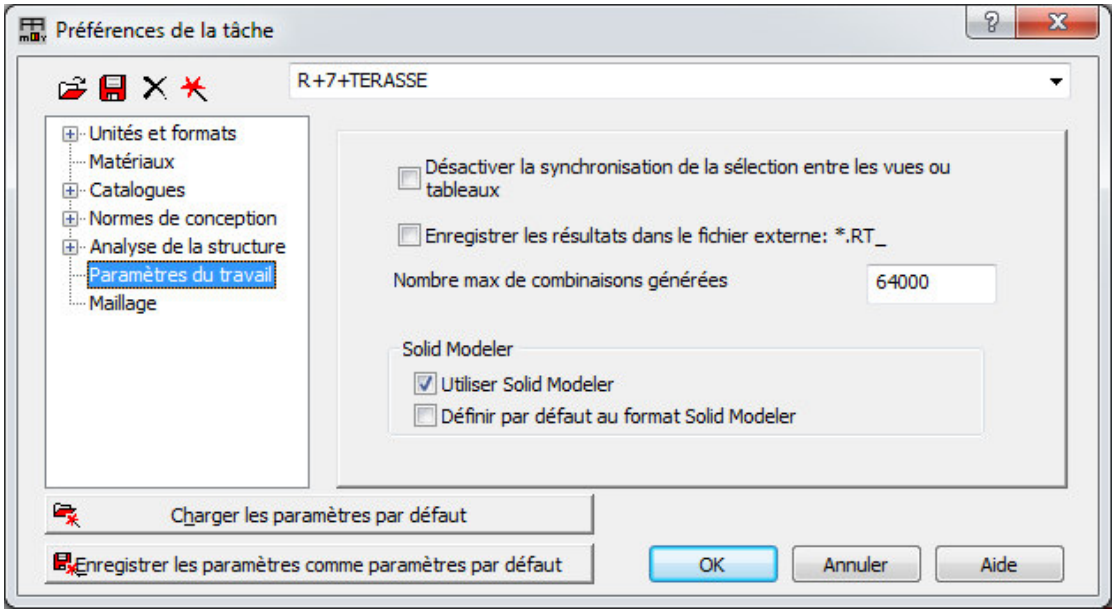


➢ Maillage :



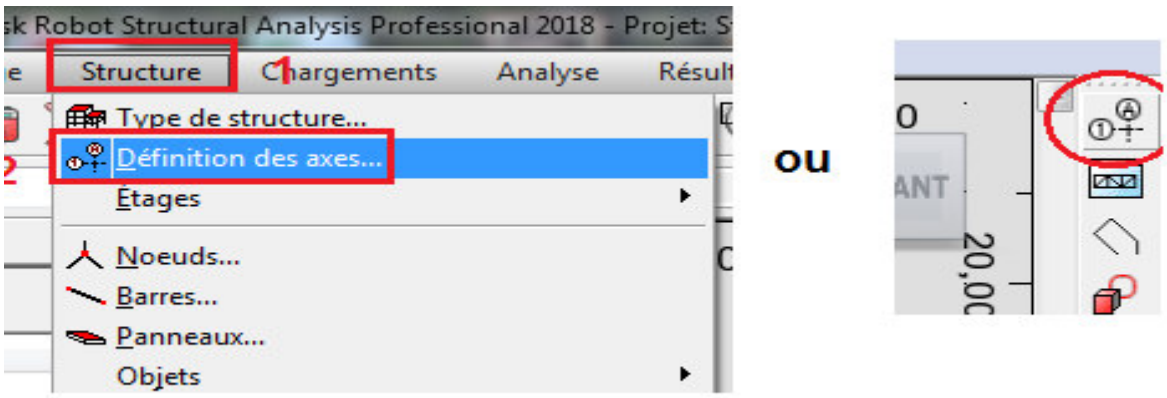
➢ Paramètres de travail :

En fin, on donne un nom à la nouvelle configuration (R+7+TERASSE) OK.



❖ **Lignes de construction :**

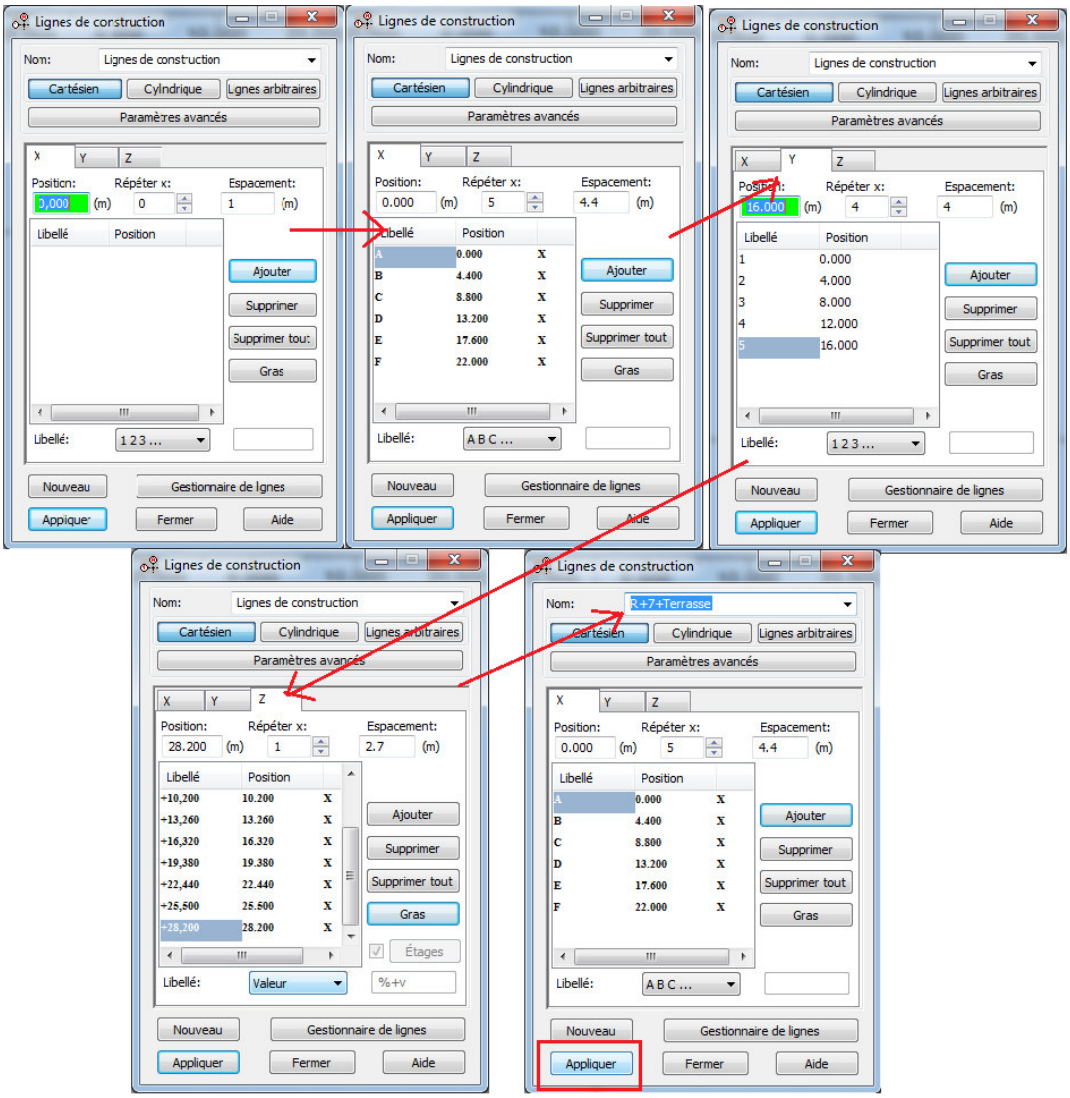
On définir la commande ligne de construction dans le menu {**structure**} commande {**ligne de construction**} **ou** bien en cliquant sur l'icône dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.



La boite de dialogue suivante s'affiche :

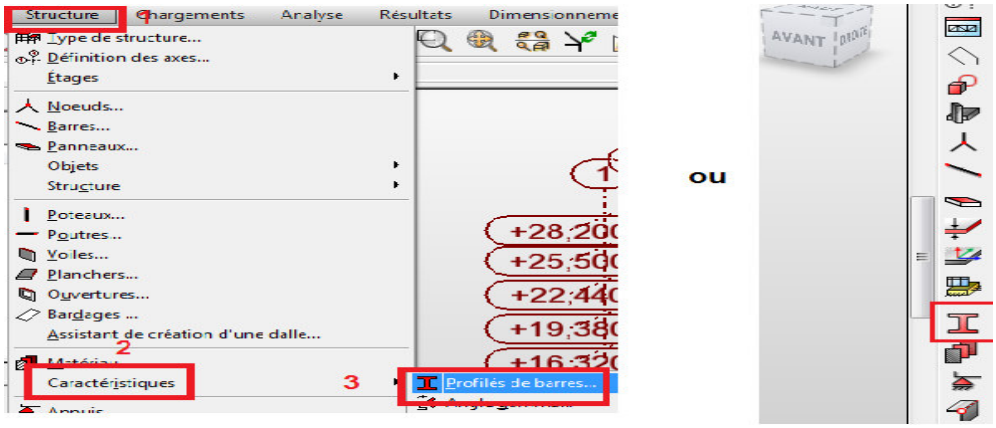
On commence par choisir l'axe des lignes de constructions {**X, Y, Z**}, puis on introduit les distances entre les lignes et leurs nombre de répétition, puis on clique sue {**ajouter**}

Avant de valider les lignes de construction, on donne un nom au projet {**R+7+Terasse**} et le libellé des lignes selon chaque axe {1 **2 3 ; A B C ; valeur ;….}** puis on clique sur {**appliquer**}

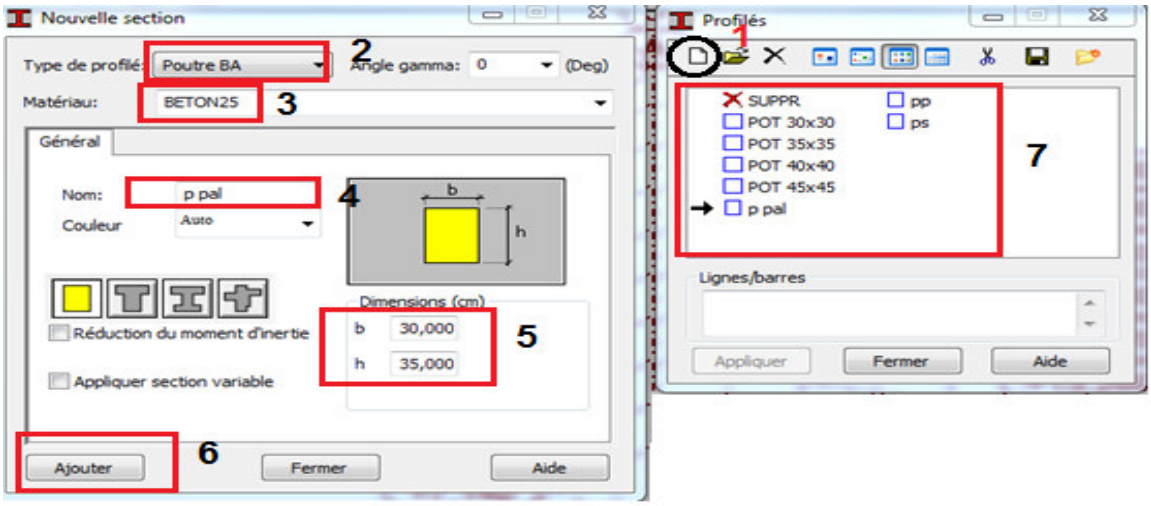


❖ **Définition des sections poteaux et poutres (profilés des barres) :**

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales des éléments barre qui existent dans la structure. A partir du menu déroulant **{structure}, {caractéristiques}** puis **{profilés des barres} ; ou** bien en cliquant sur l'icône {**profilés barres**} dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.

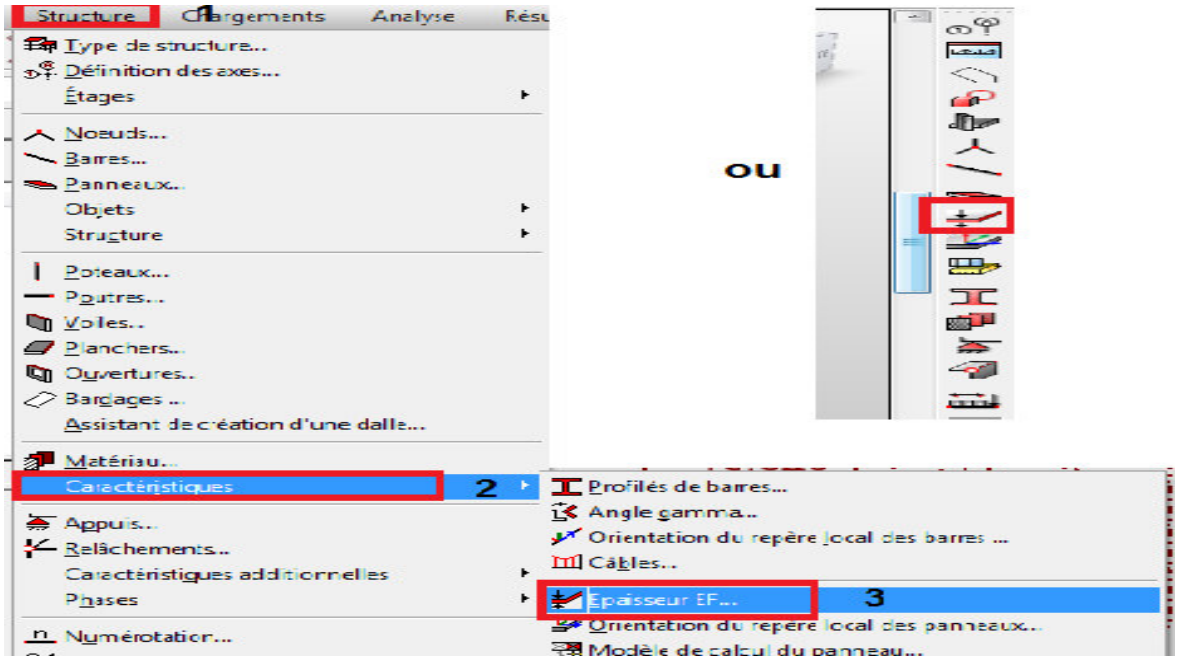


Une boite de dialogue apparait, on clique sur {définir un nouveau profilé}, on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions

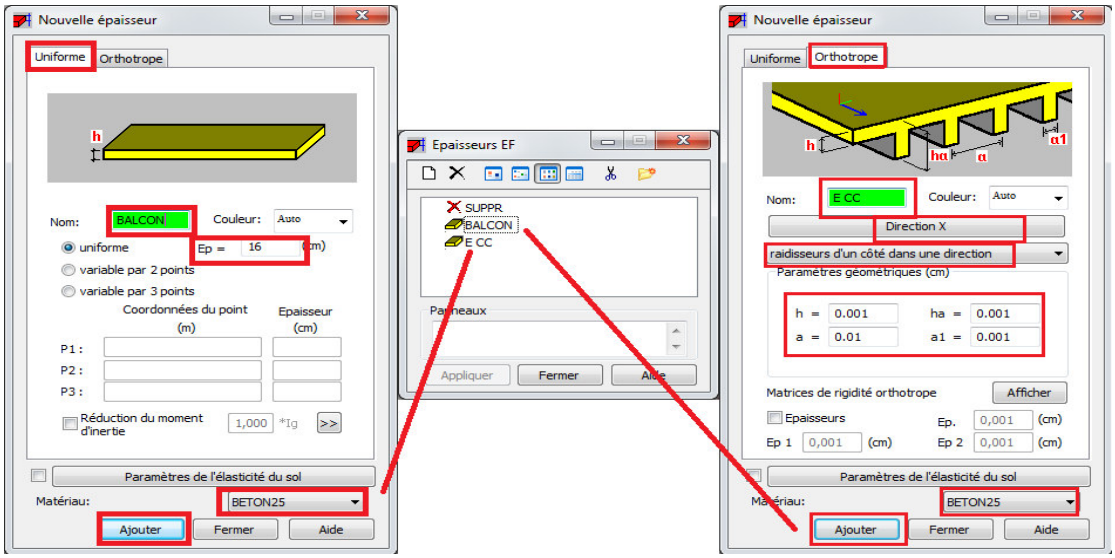


❖ **Définition des éléments panneaux :**

A partir du menu déroulant **{structure}, {caractéristiques}** puis {**Epaisseur EF**} ou bien en cliquant sur l'icône dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.



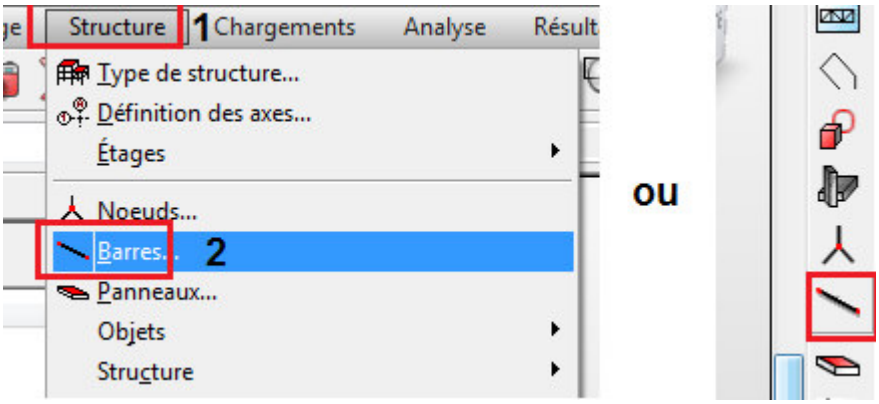
Une boite de dialogue apparait, après un clic sur {**définir nouvelle épaisseur**} et sur l'onglet {**uniforme**} on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau (pour les pleine, balcon…).et sur l'onglet {**orthotrope**} on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau (pour plancher corps creux).



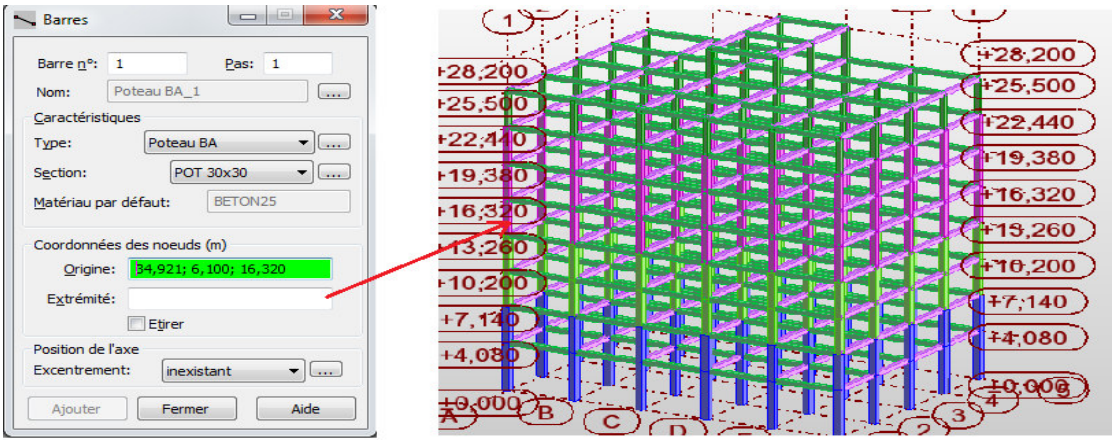
❖ Affectation des éléments barre (poteaux, poutres) :

La commande est accessible par le menu déroulant {**structure**}, commande {**barres**}

Ou bien par la barre d'outils icone  une boite de dialogue s'affiche.

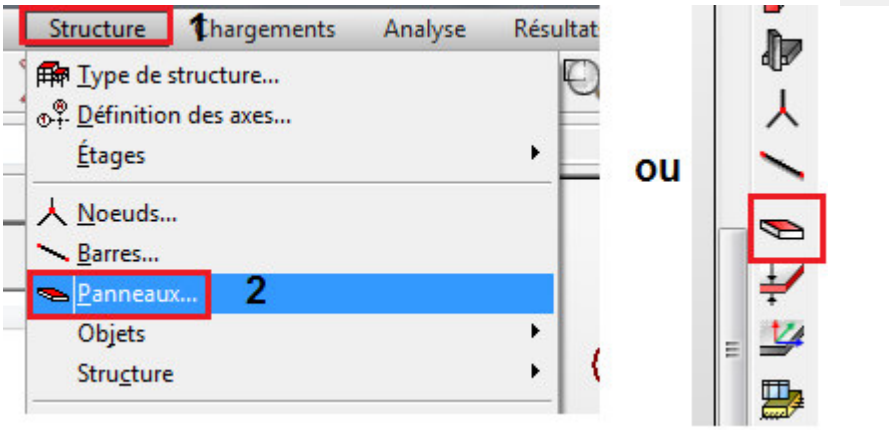


On choisit l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.

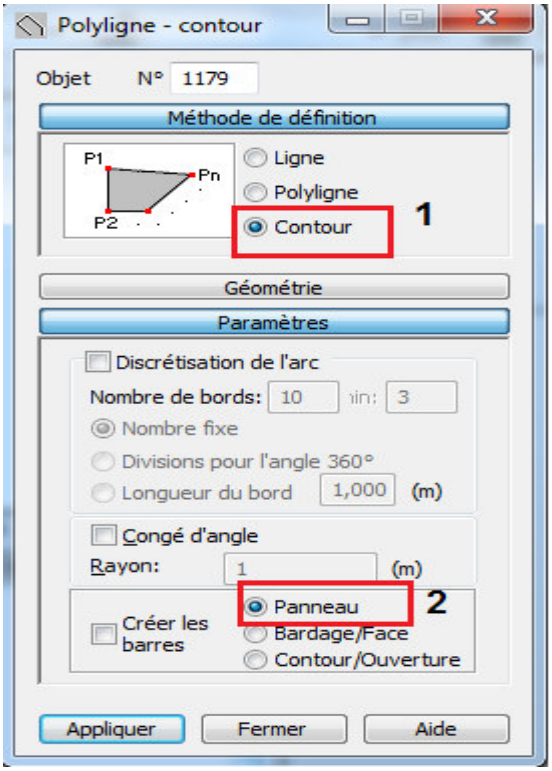


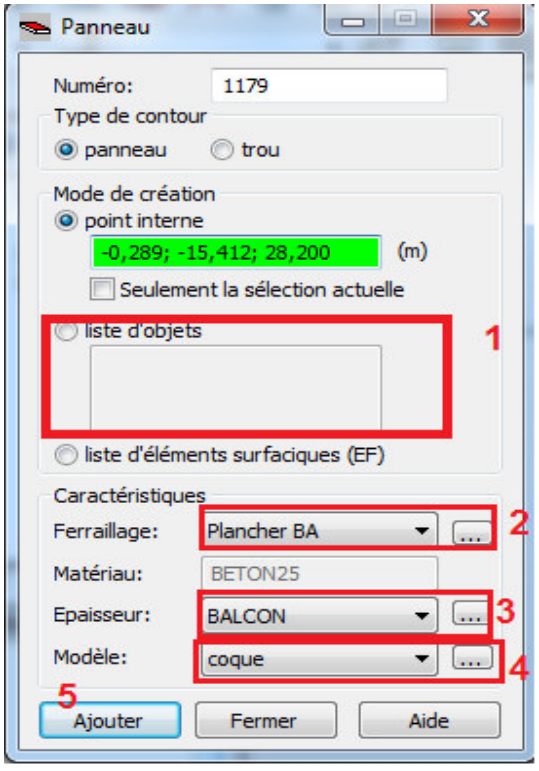
❖ **Affectation des éléments surfaciques (plancher corps creux, dalle pleine, voiles, escalier) :**

La commande panneaux sert à définir les panneaux dans la structure, elle est accessible : par le menu déroulant {structure} commande {panneau} ou bien par la barre d'outils icone



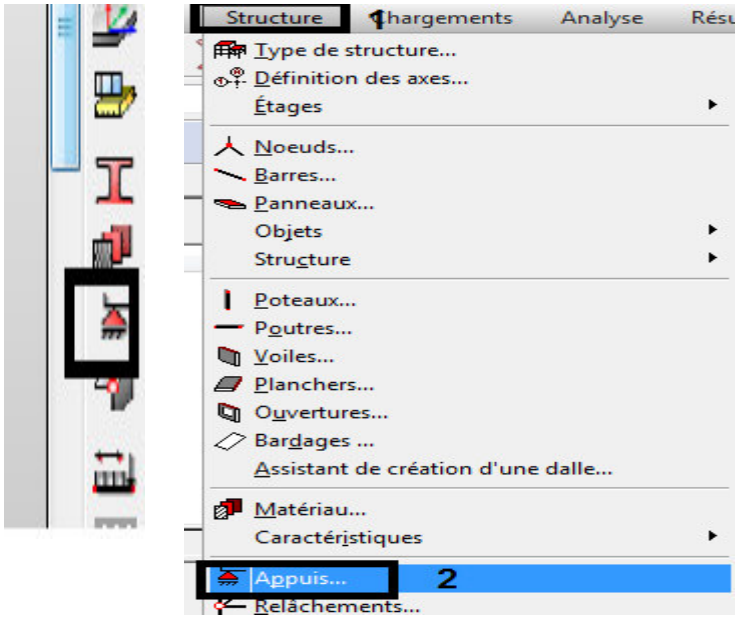
Avant de modéliser les éléments surfaciques, on crée leurs lignes de construction. On doit, pour cela définir les contours des éléments surfaciques. on clique sue l'icône {**poly ligne-contour**} et on coche la case {**contour**} ainsi que la case {**panneau**} du bouton {**paramètres**}.



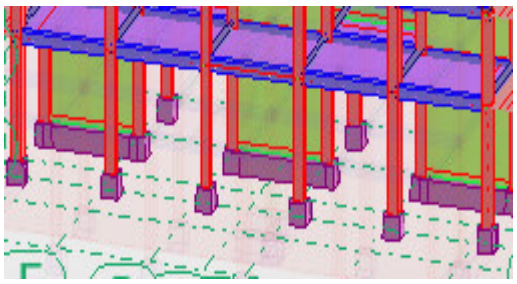


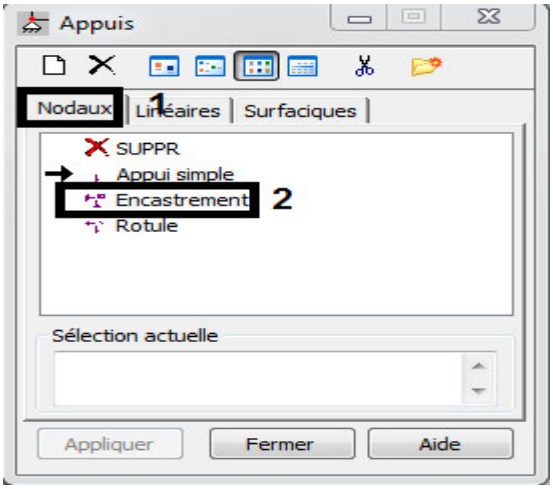
❖ **Encastrement de la structure :**

Afficher la structure en vue XY, niveau (0 0) .pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu {structure} on choisit {appuis} .ou bien à partir de la barre d'outils, icone .



Dans la boite de dialogue {**appuis**}, on clique sur l'onglet {**nodaux**} puis sur {**encastrement**}.pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet {**linéaires**} puis sur {**Encastrement**}.





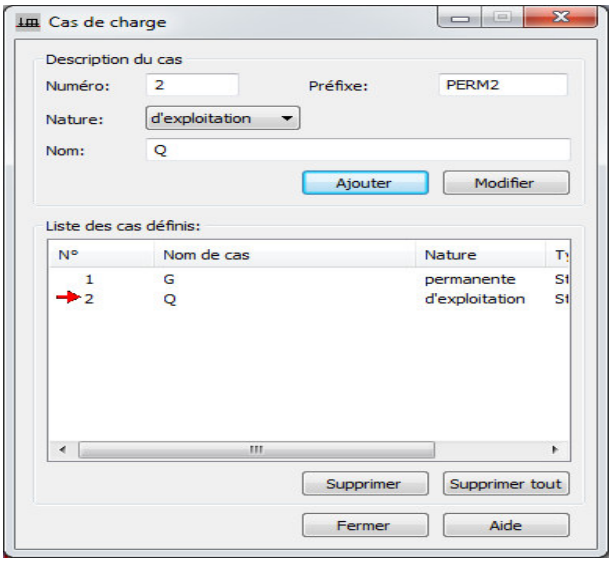
❖ **Définition des cas de charges :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure. Dans le menu {charges}, {cas de charges}.ou par la barre d'outils, icone

- Nature : permanente ; numéro : 1 ; Nom : G
- Nature : exploitation ; numéro : 2 ; Nom : Q

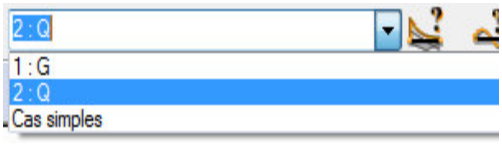
Afin de définir un nouveau cas de Charge on effectue les opérations Suivantes :

- La nature du cas de charge.
- Le nom du cas de charge.
- Cliquez sur le bouton nouveau.



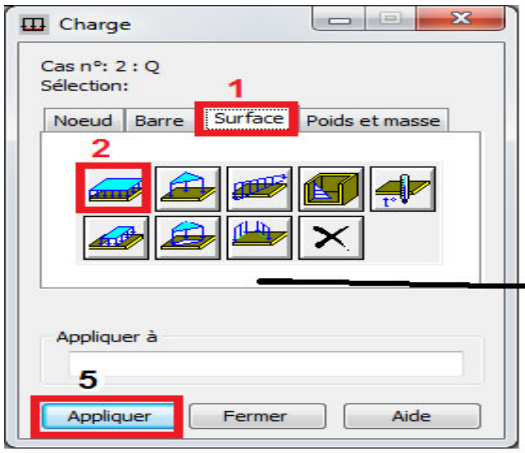
❖ **Chargement de la structure :**

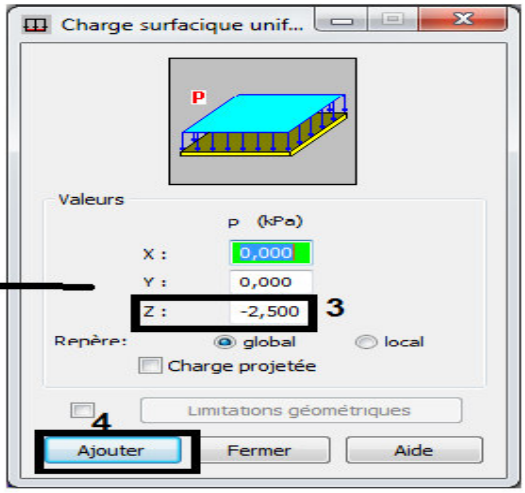
Pour charger la structure on choisit le type de charge G (**permanente**) ou Q (exploitation).puis en sélection de le menu {**charge**}, {**définir de charges**} ou bien sur la barre d'outil, icône



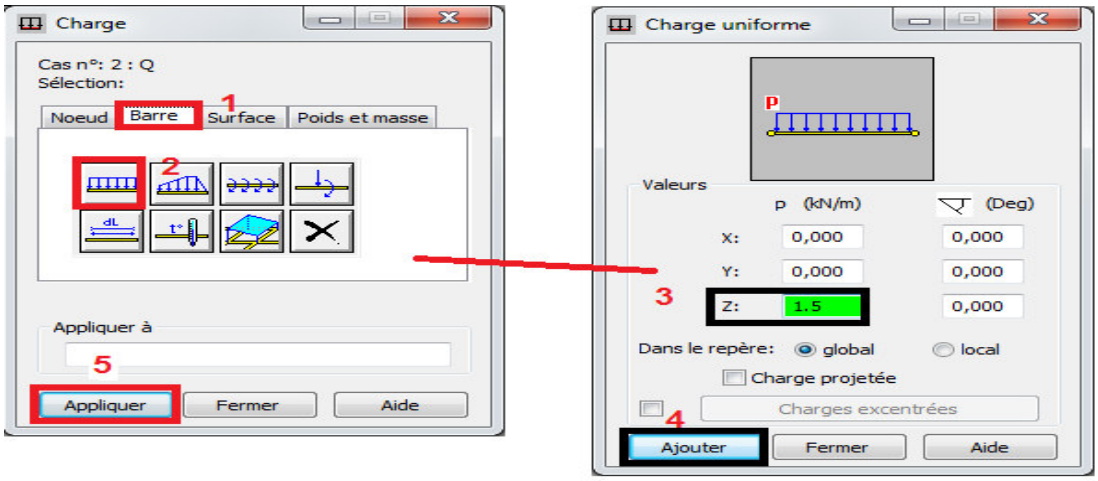


- Pour charger les surfaces (plancher), Sélectionner l'élément puis dans L'onglet {**Surface**} on clique sur {**charges Surfacique Uniforme**}, une boite de dialogue s'affiche ajouter la valeur de charge finalement appliquer.



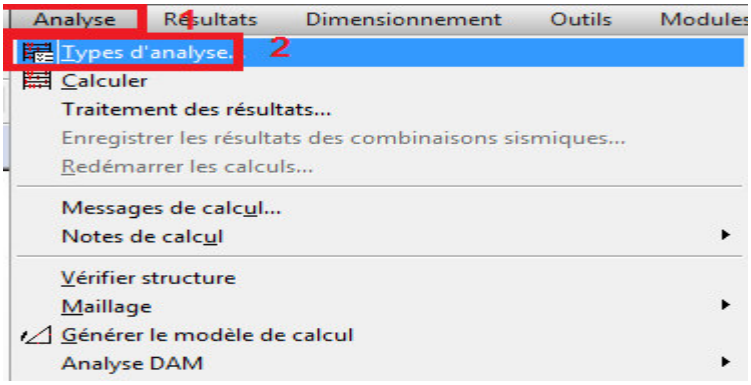


- Pour charger les barres (poutres), Sélectionner l'élément puis dans L'onglet {**Barre**} on clique sur {**charges Uniforme**} une boite de dialogue s'affiche ajouter la valeur de charge finalement appliquer.



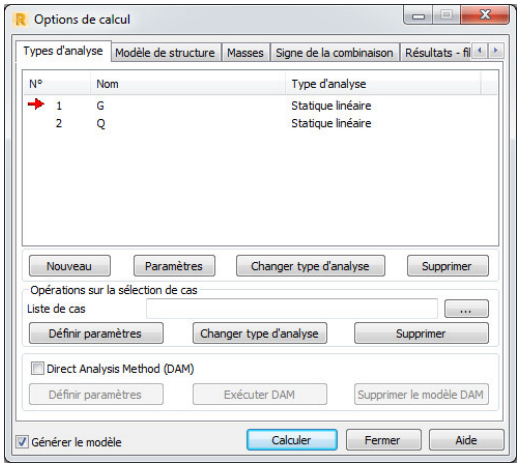
❖ **Création des types d'analyse :**

La création des trois types d'analyse {**sismique Ex**}, {**sismique Ey**}, {**Modale**} est accessible depuis le menu déroulant {**Analyse**}, puis {**type d'analyse**} :



❖ **Option de calcul :**

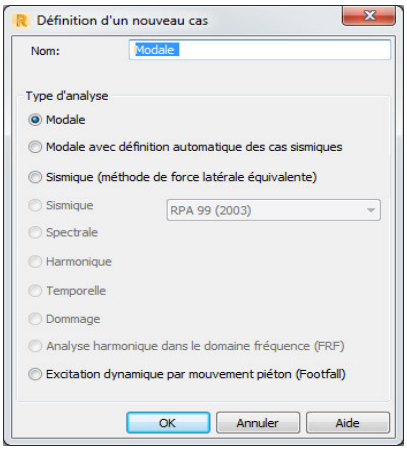
Dans la boite de dialogue "option de calcul" qui
S'ouvre après la sélection de
La commande type d'analyse
Disponible dans le menu
Déroulant analyse, on peut créer
Des nouveaux cas de charges
Qui ne nécessitent pas la définition
Préalable d'un cas de charge statique.

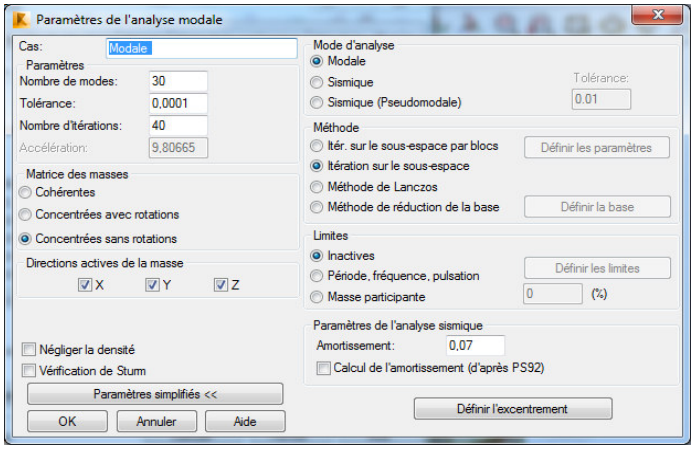


Pour définir un nouveau cas de charge, On clique sur nouveau et on coche modale.

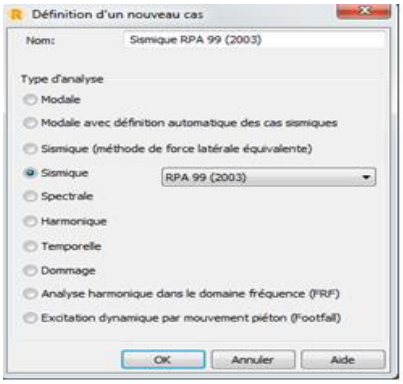
Les paramètres de l'analyse modale Sont introduits dans la boite de dialogue

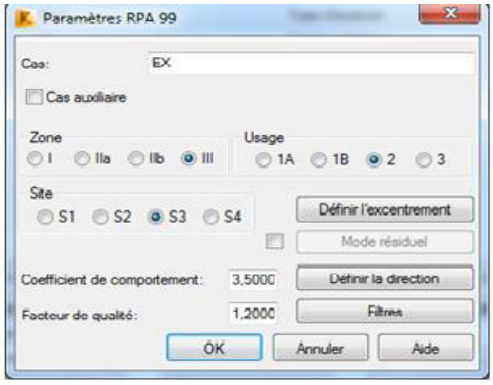
Qui s'affiche à l'écran après la validation de la précédente





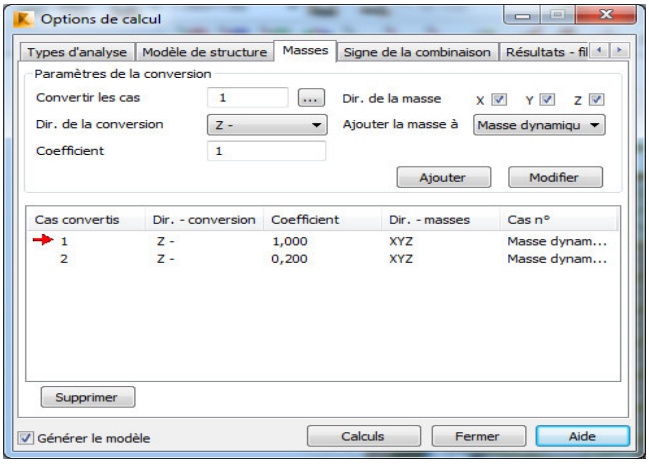
Après avoir défini le cas de charge modale, on coche sismique en introduisant les paramètres correspondants.





❖ **Conversion de charges en masses :**

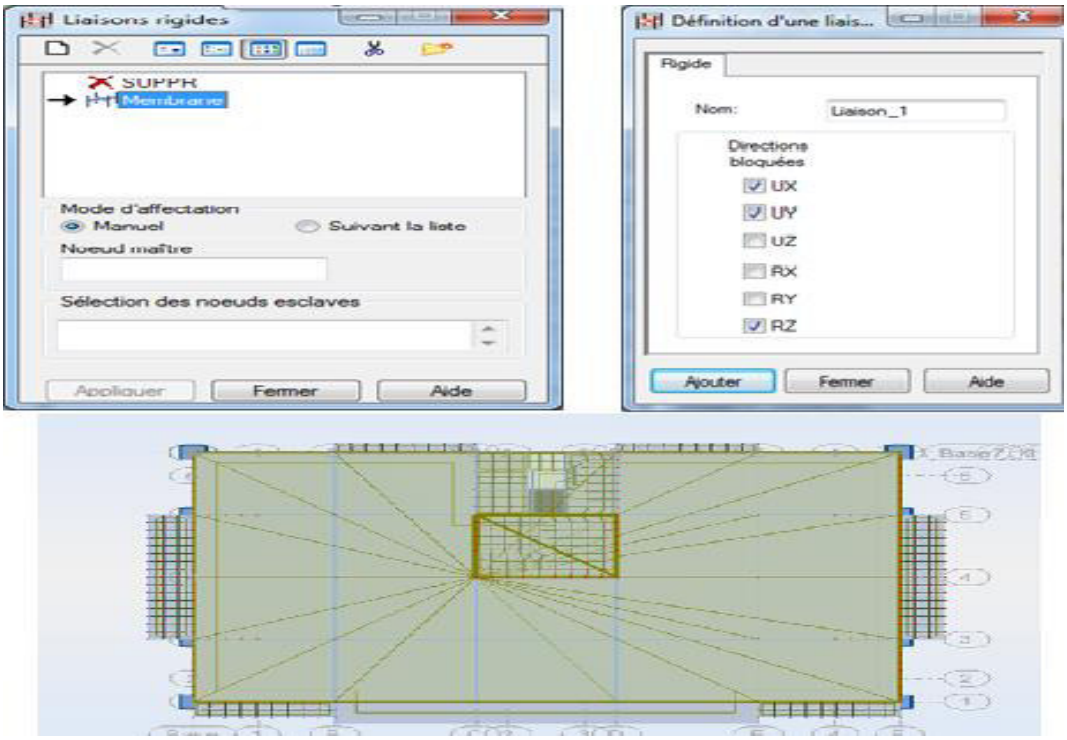
Cette option nous permet d'effectuer la conversion de charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour le calcul en statique) et des masses (pour le calcul en dynamique).



❖ **Nœud maitre :**

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide, on doit définir le nœud maitre et pour se faire, dans le menu "structure", "caractéristiques additionnelles", "liaisons rigides", on clique sur nouveau, on coche U_X U_y et $U_z$puis on clique sur ajouter, dans la case du nœud

Maitre ont choisi un nœud et dans la case nœud esclave ont choisi les autres manuellement.

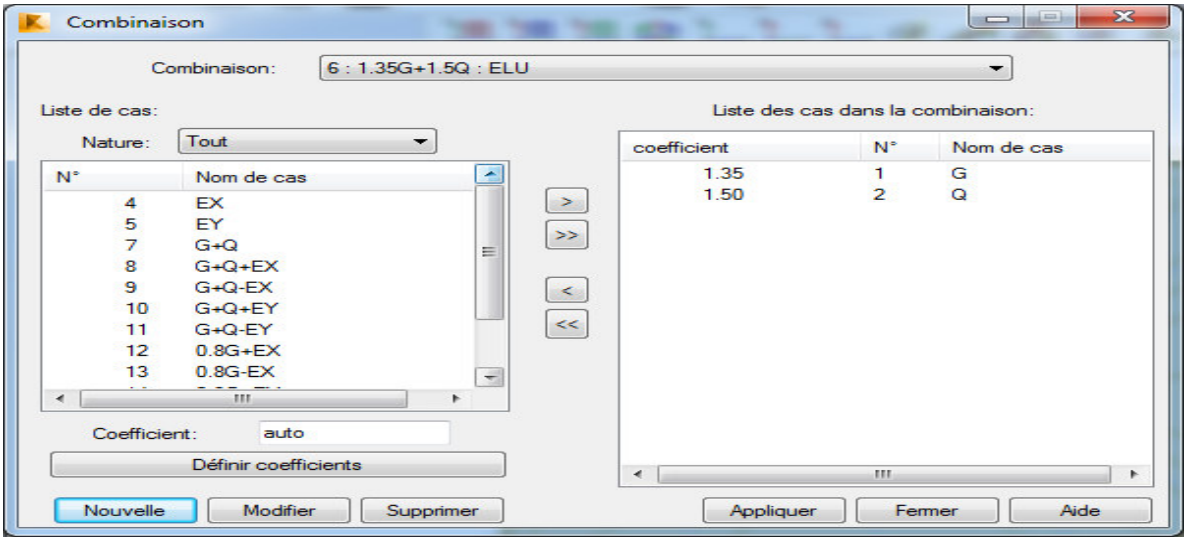


❖ **Combinaisons d'actions :**

Pour définir les combinaisons d'actions, on doit suivre les étapes suivantes :

Dans le menu déroulant "charge", "combinaison manuelle", il faut saisir le nom de la combinaison, la nature de la combinaison, le type de la combinaison et le type de la combinaison sismique.

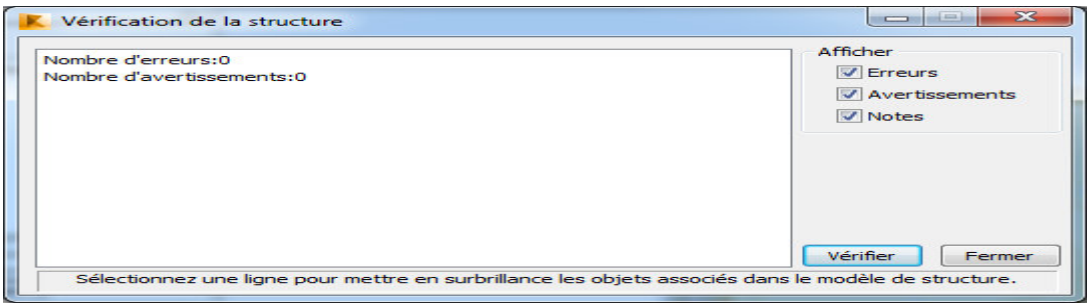
Pour définir une autre combinaison, on refait les mêmes opérations que celles définis ci-dessus.



❖ **Vérification de la structure :**

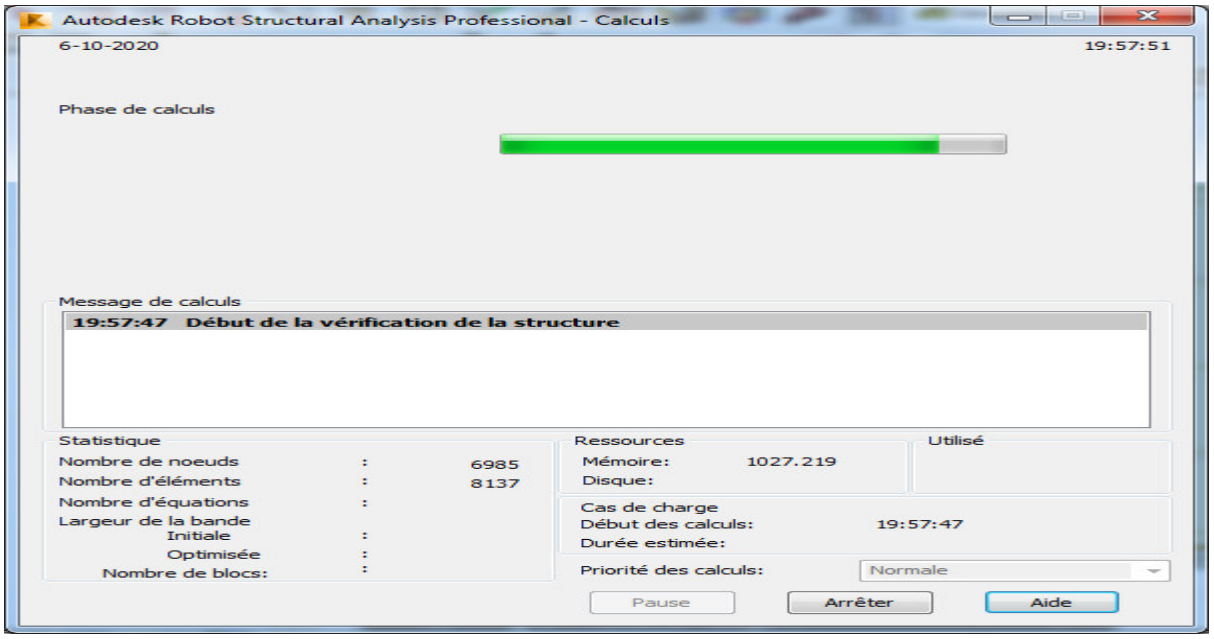
Avant de passer à l'analyse de la structure, l'logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation.

Dans le menu “analyse“, on clique sur “vérifier la structure“ et robot nous affiche le nombre et la nature d’erreurs.



❖ **Analyse de la structure :**

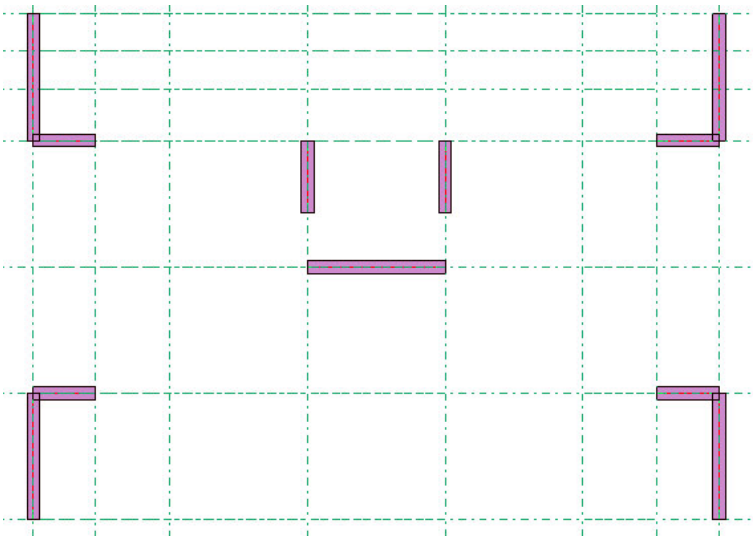
Pour lancer l’analyse de la structure, dans le menu déroulant “**analyse**“ on clique sur “**Calculer**“.



V.2.3 Déposition des voiles :

Le bâtiment est contreventé par des voiles en béton armé qui reprend la totalité de

L’effort horizontal le cas suivant qui permet d’avoir une faible période et plus d’économie.



V.2.2 Caractéristiques géométriques :

- **Centre de masse :**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^{n} M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^{n} M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^{n} M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^{n} M_i}$$

M_i: est la masse de l'élément " i".

X_{Gi} , Y_{Gi}: *sont les coordonnées de l'élément 'i'*

- **Centre de rigidité :**

$$X_R = \frac{\sum_{i=1}^{n} K_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^{n} M_i} \text{ , } Y_R = \frac{\sum_{i=1}^{n} K_i \times Y_i}{\sum_{i=1}^{n} M_i} \text{ avec } K = \frac{bh^3}{12}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour

Toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

❖ **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

❖ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

Les résultats de l'excentricité qui donné par le logiciel robot sont représenté dans le

Tableau suivant :

e_{x0}: Excentricité théorique sens x

e_{y0}: Excentricité théorique sens y

e_{x1}: Excentricité accidentelle 5% Lx

e_{x1}: Excentricité accidentelle 5% Ly

Apres l'analyse automatique par le logiciel ROBOT 2018, on a tiré les résultats suivant :

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	RDC	3A243P16 27A2		24,800	17,600	1,240	0,880
2	Etage 1	1 2 4A244P16 1		24,800	17,600	1,240	0,880
3	Etage 2	5A245P16 29A2		24,800	17,600	1,240	0,880
4	Etage 3	6A246P16 30A2		24,800	17,600	1,240	0,880
5	Etage 4	7A247P16 31A2		24,800	17,600	1,240	0,880
6	Etage 5	8A248P16 32A2		24,800	17,600	1,240	0,880
7	Etage 6	9A249P16 33A2		24,800	17,600	1,240	0,880
8	Etage 7	10A250P16 34A		24,800	17,600	1,240	0,880
9	Terrasse	431A436 538A5		4,400	8,000	0,220	0,400

Tableau V.1 : les excentricités théoriques

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
3/ 1	RDC	478733,159	11,014 7,969 3,	11,000 8,004 2,	13315569,444	25722403,002	37829315,560	0,014	0,035	0,0	0,0
3/ 2	Etage 1	454347,718	10,976 8,073 6,	10,994 8,006 6,	12338852,390	22960075,560	34697533,343	0,018	0,068	0,0	0,0
3/ 3	Etage 2	454347,718	10,976 8,073 9,	10,994 8,006 9,	12338852,390	22960075,560	34697533,343	0,018	0,068	0,0	0,0
3/ 4	Etage 3	443440,521	10,976 8,075 12	10,995 8,006 12	11966939,993	22321354,117	33731849,931	0,019	0,069	0,0	0,0
3/ 5	Etage 4	443440,521	10,976 8,075 15	10,995 8,006 15	11966939,993	22321354,117	33731849,931	0,019	0,069	0,0	0,0
3/ 6	Etage 5	443440,521	10,976 8,075 18	10,995 8,006 18	11966939,993	22321354,117	33731849,931	0,019	0,069	0,0	0,0
3/ 7	Etage 6	433681,450	10,975 8,077 22	10,995 8,006 21	11633654,254	21749346,784	32867938,059	0,020	0,071	0,0	0,0
3/ 8	Etage 7	408521,996	10,972 8,156 25	10,995 8,006 24	11116252,689	21060725,816	31668900,191	0,023	0,151	0,0	0,0
3/ 9	Terrasse	53567,230	11,000 11,423 2	11,000 8,024 27	480316,814	242647,462	655924,123	0,0	3,399	0,0	0,0

Tableau V.2 : les excentricités accidentelles

Donc :

$$e_x = \max(e_{x\,th}, e_{x\,acc}) = 1{,}24\text{m}$$

$$e_y = \max(e_{y\,th}, e_{y\,acc}) = 0{,}88\text{ m}$$

- **Nombre de modes à considérer :(A.4.14RPA99/2003)**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales les nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad et \ T_K \leq 0{,}20sec$$

N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{9} \quad \rightarrow \quad K \geq 9$$

V.2.3 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Le minimum des modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 26^{éme} modes dans les deux sens X_X et Y_Y

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,489	0,672	73,500	0,019	0,000	73,500	0,019	0,000	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 2	1,881	0,532	73,524	69,397	0,001	0,024	69,377	0,001	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 3	2,128	0,470	73,534	69,441	0,001	0,010	0,045	0,000	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 4	5,382	0,186	90,722	69,443	0,001	17,188	0,001	0,000	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 5	7,904	0,127	90,723	89,315	0,029	0,001	19,872	0,028	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 6	9,157	0,109	90,765	89,315	0,029	0,042	0,000	0,000	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 7	11,128	0,090	95,706	89,316	0,033	4,942	0,001	0,004	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 8	12,413	0,081	95,707	89,317	29,702	0,000	0,001	29,669	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 9	12,619	0,079	95,708	89,398	48,095	0,001	0,081	18,393	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 10	12,767	0,078	95,709	89,398	48,106	0,001	0,000	0,012	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 11	12,808	0,078	95,709	89,418	49,418	0,000	0,020	1,312	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 12	13,339	0,075	95,709	89,418	49,418	0,000	0,000	0,000	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 13	13,508	0,074	95,709	89,421	55,023	0,000	0,003	5,605	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 14	13,731	0,073	95,711	89,421	55,023	0,001	0,000	0,000	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 15	13,743	0,073	95,711	89,421	57,069	0,000	0,000	2,045	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 16	13,985	0,072	95,722	89,421	57,069	0,012	0,000	0,000	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 17	14,170	0,071	96,423	89,421	57,071	0,701	0,000	0,002	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 18	14,300	0,070	96,423	89,430	59,170	0,000	0,008	2,100	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 19	14,916	0,067	96,465	89,432	59,193	0,042	0,003	0,023	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 20	14,938	0,067	96,485	89,433	59,200	0,020	0,001	0,007	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 21	15,484	0,065	96,486	89,440	60,205	0,001	0,007	1,005	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 22	15,839	0,063	96,487	89,475	61,807	0,001	0,035	1,602	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 23	15,951	0,063	96,487	89,612	61,816	0,000	0,136	0,009	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 24	16,043	0,062	96,488	89,647	66,112	0,000	0,036	4,297	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 25	16,100	0,062	96,503	89,647	66,255	0,015	0,000	0,143	3584755,899	3584755,899	3584755,899
3/ 26	16,301	0,061	96,503	94,399	66,707	0,000	4,752	0,451	3584755,899	3584755,899	3584755,899

Tableau V.3 : pourcentage de la masse participante donnée par ROBOT

❖ **Les schémas des 3 premiers modes de vibration :**

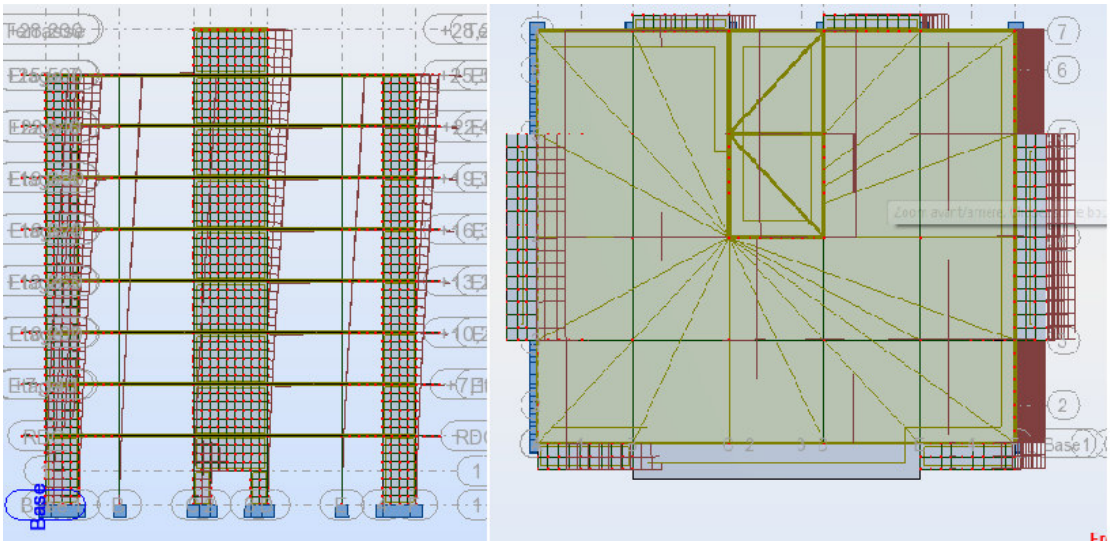


Figure V.1 : 1er mode translation selon X-X.

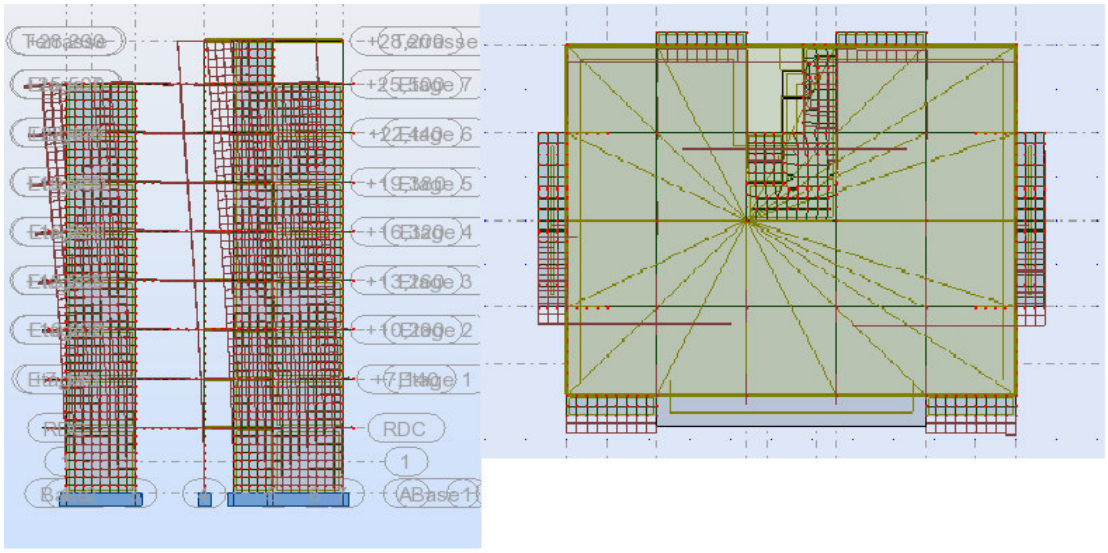


Figure V.2 : 2eme mode translation selon Y-Y.

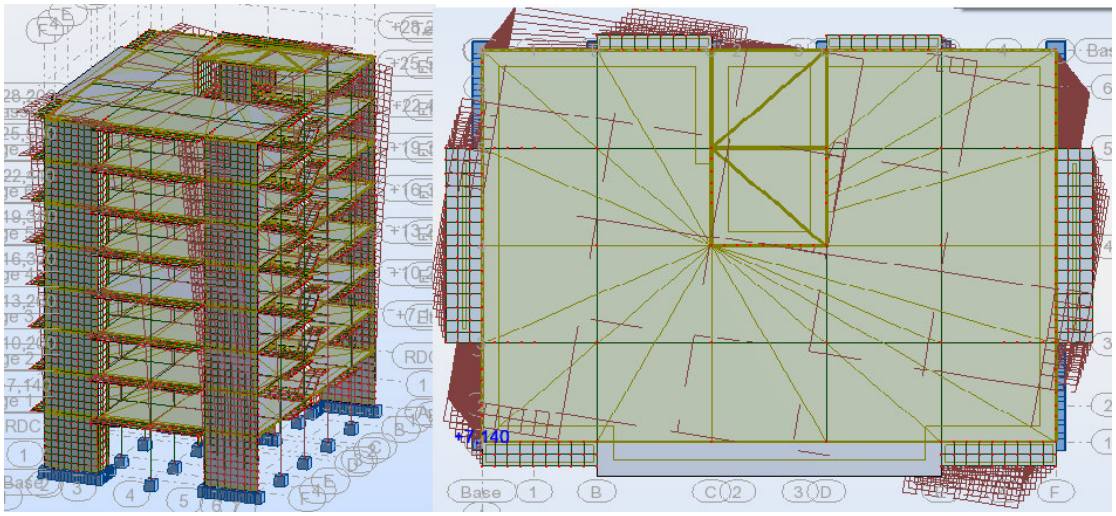


Figure V.3 : 3eme mode rotation selon Z-Z

V.3 Etude séismique:

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol, il provient de la fracturation des roches en profondeur, cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libre, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

V.3.1 Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique (A 4.1 RPA 99/V2003) :

Le calcul des forces sismiques peut être fait suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Principe des méthodes :

- **Méthode statique équivalente :**

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

$$\mathbf{V} = \frac{\mathbf{A} \times \mathbf{D} \times \mathbf{Q}}{\mathbf{R}} \times \mathbf{W_T}$$

$\boldsymbol{A}$: Coefficient d'accélération de la zone.

$\boldsymbol{D}$: Facteur d'amplification dynamique moyen.

$\boldsymbol{Q}$: Facteur de qualité, le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent.
- La régularité en plan et en élévation (A3.5 RPA99/2003).
- La qualité de contrôle de la construction.

$\boldsymbol{R}$: Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

$\boldsymbol{W}$: Poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- **Détermination des paramètres :**
- **Classification de l'ouvrage : (RPA99/2003 (A 4.1.2)) :**

-Zone sismique : zone III « BOUMERDES (DELLYS) »

-Groupe d'usage : groupe 2 « bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial dont la hauteur de 28,20m qui ne dépasse pas 48 m »

- **Classification de site : (RPA99/2003 (A4.3.3)) :**

D'après les résultats des essais réalisés par laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie **S3** (site meuble) avec une contrainte admissible d

$\boldsymbol{\sigma_{sol} = 1,82 bars}$

Coefficient d'accélération A : (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

Cet ouvrage tant un bâtiment à usage d'habitation et commercial

Zone III, groupe 2 → **A = 0,25**

Coefficient de comportement global de la structure R :(tableau 4.3 RPA99/2003)

R : coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de contreventement **R = 3,5** (voiles porteurs)

Facteur de qualité Q : (tab.4.4)(RPA99/2003)

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} pq$$

Tableau récapitulatif des conditions du facteur de qualité Q :

Critère	Observation (oui ou non)	Pénalité	
Condition minimale sur les files de contreventement.	NON	0,05	0,05
Redondance en plan.	NON	0,05	0,05
Régularité en plan.	OUI	0	0
Régularité en élévation.	OUI	0	0
Contrôle de qualité des matériaux.	OUI	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution.	NON	0,10	0,10
$Q = 1 + \sum_{1}^{5} pq$	/	**Sens -x** : 1,20	**Sens-y :** 1,20

Tableau V.4 : les conditions du facteur de qualité Q.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003. $Q_X = Q_X = 1{,}20$

Facteur d'amplification dynamique moyen D : (A 4.2.3 de RPA 99 / version 2003) :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement η.
- De la période fondamentale de la structure T.

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

Avec :

$$D = \begin{cases} 2{,}5 \times \eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0s \\ 2{,}5\,\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3{,}0s \end{cases}$$

η: Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage **(tableau 4.2 RPA 99/ version 2003)**.

On a la formule suivante **:**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \ge 0{,}7$$

Où ξ **(%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ Pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0{,}882$

T : Période fondamentale de la structure.

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau **(4.7.RPA 99/ version 2003).**

Périodes caractéristiques T1, T2 :

Pour notre site type : S3 (site meuble)

$$\begin{cases} T_1 = 0{,}15\ sec \\ T_2 = 0{,}50 sec \end{cases}$$

- **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V, appliquer à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales. La valeur de **T** retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par la formule suivant :

$$\boldsymbol{T_{RPA} = C_T h_n^{3/4}}$$ (A.4.2.4.RPA 99/ version 2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Sens longitudinale: $D_X = 22{,}40m \rightarrow T_X = 0{,}597sec$

Sens transversal : $D_Y = 16{,}40m \rightarrow T_Y = 0{,}506\ sec$

On a :

$$T_X et T_Y \le T \le 3{,}0s$$

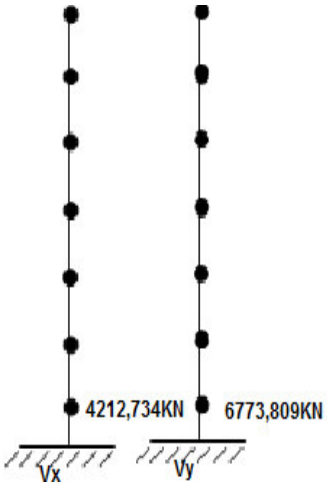
$$D_X = 2{,}5 \times 0{,}882 \times \left(\frac{0{,}50}{0{,}597}\right)^{2/3} \rightarrow \boldsymbol{D_X = 1{,}959}$$

$$\mathrm{D_Y} = 2{,}5 \times 0{,}882 \times \left(\frac{0{,}50}{0{,}506}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow \mathbf{D_Y = 2{,}187}$$

D'où :

$$\mathrm{V_{X(STA)}} = \frac{\mathrm{A} \times \mathrm{D_X} \times \mathrm{Q}}{\mathrm{R}} \times \mathrm{W_T} = \frac{0{,}25 \times 1{,}959 \times 1{,}20}{3{,}5} \times 36135{,}243 = 4212{,}734 \text{ KN.}$$

$$\mathrm{V_{Y(STA)}} = \frac{\mathrm{A} \times \mathrm{D_Y} \times \mathrm{Q}}{\mathrm{R}} \times \mathrm{W_T} = \frac{0{,}25 \times 2{,}187 \times 1{,}20}{3{,}5} \times 36135{,}243 = 6773{,}809 \text{ KN.}$$



- **Méthode d'analyse modale spectrale :**
  Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

-On à la formule suivante :

$$\mathbf{V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W}$$

Avec:

V_t : L'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W : Poids total de la structure.

- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**
  Principe :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des siémens de calcul et des lois de Comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de Sécurité à satisfaire.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil, dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibration libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel est requise en se basent sur la méthode des éléments finis par exemple (SAP2000, ROBOT).

V.3.2 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version2003).

- **Condition d'application de la méthode statique équivalente (A 4.1.2 RPA 99/V2003)** :

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ❖ Le bâtiment ou bloc étudie, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65m en zone II 30m en zone III et II b
- ❖ Le bâtiment ou bloc «étudie présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaire suivantes :

✓ **Zone I** : tous groupes

✓ **Zone II** : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou10m.

✓ **Zone III** : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5niveaux ou17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou8m.

Notre bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2) ; d'une hauteur totale de 28,20m implanté à BOUMERDES (DELLYS) qui une zone III. Dans notre cas la méthode statique équivalent n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA 99/V2003 {groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieur ou égale 5 niveaux ou 17m}.

On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

- **Condition d'application de la Méthode d'analyse modale spectrale :**

Spectre de réponse de calcul : (A.4.3.3 RPA99/2003) :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0s \\ 2{,}5\,\eta(1{,}25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T \ge 3{,}0s \end{cases}$$

Avec :

$\boldsymbol{g}$: Accélération de la pesanteur

On obtient le spectre de repense suivant :

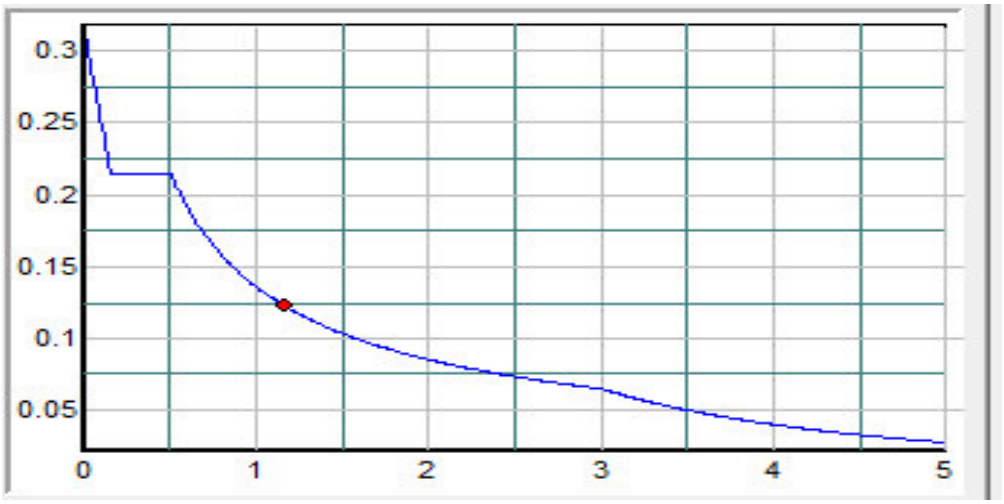


Figure V.4: Spectre de réponse.

Estimation de la période fondamentale (T) de la structure : (A.4.2.4.RPA 99/ version 2003)

La période empirique peut être calculée avec la formule suivante

- La formule empirique : $\boldsymbol{T_{RPA} = C_T h_n^{3/4}}$

$\boldsymbol{h_n}$: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\boldsymbol{h_n = 28,20m}$

$\boldsymbol{C_T}$:Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le **tableau (4.6)**

$$\mathbf{C_T = 0,05}$$

$$\mathrm{T} = 0{,}05 \times (28{,}20)^{3/4} = 0{,}612\mathrm{sec}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$\mathrm{T} = 1{,}3 \times 0{,}612 = 0{,}796 \rightarrow \mathbf{T = 0,796\ sec}$$

- La méthode analytique :

$$\boldsymbol{T_2 = 0,09 h_n/\sqrt{D}}$$

- **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- **BAEL 91 Modifiée99 :**

$$1{,}35\mathrm{G} + 1{,}5\mathrm{Q}\ (\mathrm{ELU})\ ;\ \mathrm{G} + \mathrm{Q}\ (\mathrm{ELS})$$

- **Combinaison sismique (Art.5.2RPA99/2003) :**

$$G + Q \pm E_{(x;y)} \quad ; 0{,}8G \pm E_{(x;y)}$$

G : charge permanentes.

Q : charge d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par composantes horizontales

V.3.3 Vérification des exigences de RPA99/version2003

a.) Vérification de la période (A.4.2.4 du RPA99/2003) :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimé à partir de formules empiriques ou calculée par la méthode analytiques ou numériques.la formule empiriques à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

h_n: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 28,20m$$

C_T:Coefofficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le **tableau (4.6)**

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0,05 \times (28,20)^{3/4} = 0,612sec$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1,3 \times 0,612 = 0,796 \rightarrow T = 0,796\ sec$$

La période analytique tiré des tableaux donné par logiciel **ROBOT** :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	18,538	0,672	97,100	94,551	71,059	73,500	69,377	29,669	3584755,899	3584755,899	3584755,899
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	30	1	30	30	30	1	2	8	1	1	1
MIN	1,489	0,054	73,500	0,019	0,000	0,000	0,000	0,000	3584755,899	3584755,899	3584755,899
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	30	1	1	1	23	12	3	1	1	1

Tableau V.5 : période analytique donnée par ROBOT.

On doit vérifier la condition suivant :

$$T_{RPA} > T_{LOGICIEL}$$

Donc :

$$\mathbf{T_{RPA} = 0,796 > T_{LOGICIEL} = 0,672} \quad \textbf{condition vérifiée .}$$

b.) Vérification de la résultante des forces sismiques (Art4.3.6 RPA99/2003) :

la résultante des forces sismiques à la base $\boldsymbol{V_{dyn}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V(st)** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0{,}8\ V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,…).

$$\boldsymbol{V(dyn)} > 80\% V(st)$$

Avec :

$\boldsymbol{V(dyn)}$: Les efforts tranchants dynamiques à la base de structure donnée par le logiciel ROBOT.

$\boldsymbol{V(st)}$: Effort tranchant statique calculée par la formule suivante.

$$V_{(STA)} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

Force sismique de calcul par la méthode statique équivalente :

$$\mathrm{V_{(STA)}} = \frac{\mathrm{A \times D \times Q}}{\mathrm{R}} \times \mathrm{W_T}$$

Avec :

$$\mathrm{A} = 0{,}25$$

$$\mathrm{R} = 3{,}5$$

$$\mathrm{Q} = 1{,}20$$

W : Poids totale de la structure.

$$W = 36135{,}243\ \mathrm{KN}$$

$$D_X = 1{,}955$$

$$D_Y = 2{,}182$$

Donc :

$$\mathrm{V_{X(STA)}} = \frac{\mathrm{A \times D_X \times Q}}{\mathrm{R}} \times \mathrm{W_T} = \frac{0{,}25 \times 1{,}959 \times 1{,}20}{3{,}5} \times 36135{,}243 = 4212{,}734\ \mathrm{KN}.$$

$$\mathrm{V_{Y(STA)}} = \frac{\mathrm{A \times D_Y \times Q}}{\mathrm{R}} \times \mathrm{W_T} = \frac{0{,}25 \times 2{,}187 \times 1{,}20}{3{,}5} \times 36135{,}243 = 6773{,}809\ \mathrm{KN}$$

Les efforts tranchants dynamiques à la base de structure donnée par le logiciel ROBOT :

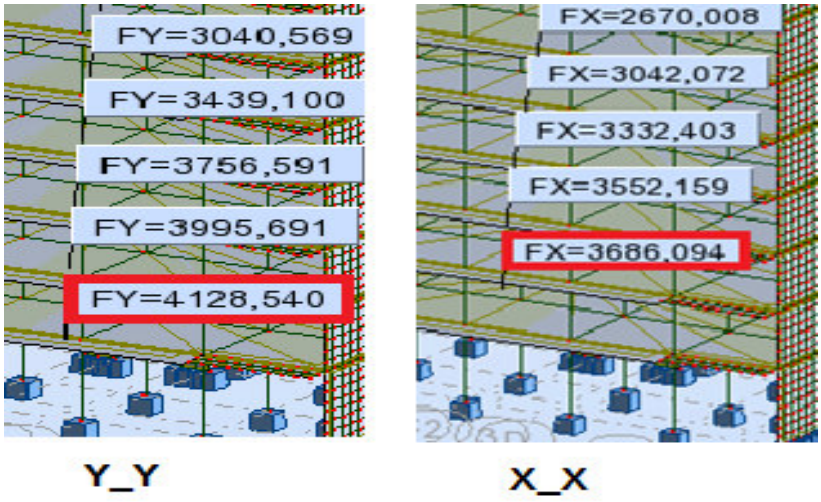


Figure V.6 Les efforts tranchants dynamiques à la base de structure (sens X, Y)

$$V_{X(dyn)(robot)} = 3686{,}094\ \text{KN} > 0{,}8 \times V_X(\text{sta}) = 0{,}8 \times 4212{,}734 = 3370{,}194\ \text{KN}.$$

$$V_{y(dyn)(robot)} = 4128{,}540\ \ \text{KN} > 0{,}8 \times V_y(\text{sta}) = 0{,}8 \times 6773{,}809\ \text{KN}$$

$$= 5419{,}047\ \text{KN}.$$

Les résultats résumés dans le tableau suivant :

	$V_{dyn}(KN)$	$V_{stat}(KN)$	$0,8V_{stat}(KN)$	Observation
Sens x-x	**3686,094**	4212,734	3370,194	**cv**
Sens y-y	**4128,540**	6773,809	5419,047	**cv**

Tableau V.6: Résultat de vérification des forces sismiques.

c.) Vérification des déplacements inter-étages :

Déplacement horizontale :

D'après **(A.4.43 RPA99/2003)** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1,00%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = \delta eK \times R$$

δeK:Déplacement du aux forces sismiques (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 :

$$\Delta K = (\delta K - \delta K - 1) < \Delta_{k\,adm} = 1{,}0\%(h_j)$$

Avec :

h_j: Hauteur d'étage.

Sens longitudinale :

NIV	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	$\Delta_{k\,adm}$(cm)	$\Delta_k < \Delta_{k\,adm}$
RDC	0 ,945	0,945	4,08	Condition vérifiée
1	2,096	0,036	3,06	Condition vérifiée
2	3,469	0,065	3,06	Condition vérifiée
3	4,978	0,099	3,06	Condition vérifiée
4	6,513	1,35	3,06	Condition vérifiée
5	8,002	1,489	3,06	Condition vérifiée
6	9,417	1,415	3,06	Condition vérifiée
7	10,716	1,300	3,06	Condition vérifiée
TERRASE	11,844	1,128	2,70	Condition vérifiée

Tableau V.7 : déplacements inter-étage dans le sens x-x.

Sens transversal :

NIV	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	$\Delta_{k\,adm}$(cm)	$\Delta_k < \Delta_{k\,adm}$
RDC	0 ,499	0,499	4,08	Condition vérifiée
1	1,224	0,725	3,06	Condition vérifiée
2	2,156	0,932	3,06	Condition vérifiée
3	3,239	1,082	3,06	Condition vérifiée
4	4,410	1,172	3,06	Condition vérifiée
5	5,617	1,207	3,06	Condition vérifiée
6	6,824	1,207	3,06	Condition vérifiée
7	7,987	1,163	3,06	Condition vérifiée
TERRASE	8,905	0,918	2,70	Condition vérifiée

Tableau V.8 : déplacements inter-étage dans le sens

- **Conclusion :** Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

d.) Déplacement résultant "G+Q+E" :

Selon le sens x-x :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
8 (C) (CQ	0,946	0,015	0,946	0,015	0,002	0,000	0,954	0,029	0,0	0,0
8 (C) (CQ	0,0	0,0	1,150	0,024	0,004	0,000	2,120	0,159	0,937	0,010
8 (C) (CQ	0,0	0,0	1,372	0,032	0,004	0,000	3,516	0,201	2,079	0,023
8 (C) (CQ	0,0	0,0	1,508	0,039	0,005	0,000	5,055	0,232	3,432	0,039
8 (C) (CQ	0,0	0,0	1,535	0,044	0,005	0,000	6,624	0,272	4,917	0,058
8 (C) (CQ	0,0	0,0	1,488	0,046	0,005	0,000	8,147	0,356	6,426	0,080
8 (C) (CQ	0,0	0,0	1,414	0,048	0,005	0,000	9,597	0,441	7,886	0,104
8 (C) (CQ	0,0	0,0	1,299	0,047	0,004	0,000	10,929	0,526	9,273	0,128
8 (C) (CQ	0,0	0,0	1,127	-0,000	0,004	-0,000	11,871	0,348	10,545	0,202

Tableau V.10 : Déplacement résultant "G+Q+E" sens x-x

Selon le sens y-y:

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
10 (C) (C	0,020	0,502	0,020	0,502	0,000	0,001	0,032	0,518	0,0	0,0
10 (C) (C	0,0	0,0	0,023	0,728	0,000	0,002	0,172	1,259	0,015	0,485
10 (C) (C	0,0	0,0	0,026	0,935	0,000	0,003	0,223	2,213	0,036	1,204
10 (C) (C	0,0	0,0	0,028	1,085	0,000	0,004	0,276	3,321	0,060	2,126
10 (C) (C	0,0	0,0	0,029	1,176	0,000	0,004	0,310	4,523	0,085	3,194
10 (C) (C	0,0	0,0	0,028	1,212	0,000	0,004	0,338	5,763	0,111	4,351
10 (C) (C	0,0	0,0	0,026	1,214	0,000	0,004	0,366	7,006	0,135	5,542
10 (C) (C	0,0	0,0	0,024	1,172	0,000	0,004	0,376	8,200	0,156	6,730
10 (C) (C	0,0	0,0	0,003	0,933	0,000	0,003	0,274	8,986	0,174	7,986

Tableau V.11 : Déplacement résultant "G+Q+E" sens Y-Y

e.) L'effet $P-\Delta$ (A.5.9 du RPA99/2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou L'effets P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si les conditions suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0{,}10$$

P_K :Poide totale de structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau **k** :

$$P_K = \sum(WG_i + \beta WQ_i)$$

V_K **:** Effort tranchant au niveau **k** $V_K = \sum F_i$

Δ_K **:** Déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1**.

h_K **:** Hauteur d'étage **k**.

Si $< 0{,}1$: les effets de 2éme ordre sont négligés.

Si $0,1 \ll 0,2$:il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $> 0{,}2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Selon le sens x-x :

NIV	P_K(KN)	Δ_k(cm)	$V_K(KN)$	h_K(cm)	θ_k	Observation
RDC	4787,331	0,945	5253,820	408	$2{,}110 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
1	4543,482	0,036	5072,264	306	$1{,}054 \times 10^{-4}$	$\theta_k < 0{,}1$
2	4543 ,482	0,065	4759,229	306	$2{,}027 \times 10^{-4}$	$\theta_k < 0{,}1$
3	4543 ,482	0,099	4338,507	306	$3{,}388 \times 10^{-4}$	$\theta_k < 0{,}1$
4	4543 ,482	1,35	3807,665	306	$5{,}264 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
5	4543 ,482	1,489	3152,114	306	$7{,}014 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
6	4336,819	1,415	2357,843	306	$8{,}505 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
7	4085,224	1,300	1365,162	306	0,0127	$\theta_k < 0{,}1$
TERRASE	535,672	1,128	203,146	270	0,0110	$\theta_k < 0{,}1$

Tableau V.12 : Vérification de L'effets P-Δ dans le

Selon le sens y-y :

NIV	P_K(KN)	Δ_k(cm)	$V_K(KN)$	h_K(cm)	θ_k	Observation
RDC	4787,331	0,499	5835,765	408	$1{,}003 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
1	4543,482	0,725	5668,178	306	$1{,}899 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
2	4543 ,482	0,932	5348,242	306	$2{,}587 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
3	4434,410	1,082	4901,929	306	$3{,}618 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
4	4434,410	1,172	4333,349	306	$3{,}919 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
5	4434,410	1,207	3616,149	306	$4{,}836 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
6	4336,819	1,207	2723,751	306	$6{,}280 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
7	4085,224	1,163	1587,383	306	$9{,}781 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$
TERRASE	535,672	0,918	229,240	270	$7{,}948 \times 10^{-3}$	$\theta_k < 0{,}1$

Tableau V.13 : Vérification de L'effets P-Δ dans le sens y-y.

- **Conclusion :**

On constate que$\theta_{KX} et\ \theta_{ky}$ sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de cette structure.

f.) Vérification de l'effort normal réduit:

L'article (7-4-3-1) du RPA99/2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section.

La vérification s'effectue par la formule par la formule suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0{,}30$$

Avec :

N_d: Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : L'aire de la section en béton on prend le poteau max $(50 \times 50) cm^2$

$$B_C = 0{,}50 \times 0{,}50 = 0{,}25 m^2$$

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

La valeur de $\boldsymbol{Nd}$ est prise à partir de logiciel ROBOT, clic droit sur la souris, puis (Tableaux) pour cocher la case (Efforts), double clic sur La cas (F_X) pour avoir l'ordre décroissant ;La valeur de l'effort $\boldsymbol{Nd}$ dans notre cas est $\boldsymbol{N = 1415{,}801\ KN}$

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1415,801	38,878	99,676	10,222	50,853	22,673
Barre	75	179	454	532	98	202
Noeud	86	204	195	175	112	229
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-47,373	-46,299	-102,799	-10,227	-79,093	-20,361
Barre	501	202	454	512	1097	179
Noeud	184	229	204	130	156	204
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Tableau V.14 : Effort normal donnée par ROBOT.

$$V = \frac{1415,801}{0,25 \times 25} \times 10^{-3} = 0,22 \leq 0,30 \qquad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

g.) Vérification de non renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

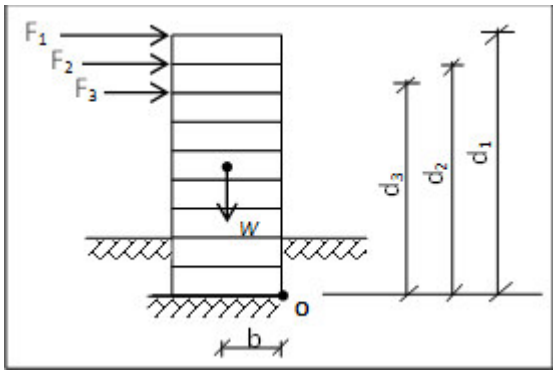
Ms : Moment stabilisant est égal à :

$$M_{stabilisateur} = M_{W/0} = W \times b$$

Mr : Moment de renversement est égal à :

$$M_{reversement} = M_{F_i/0} = \sum_{i}^{n} F_i \times d_i$$

Il faut vérifier que : $\dfrac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$



Sens	$W\ (KN)$	$b\ (m)$	M_s $(KN.m)$	$M_r\ (KN.m)$	M_s/M_r	Vérification
longitudinal	36135,243	25,10	*906994,599*	68348,692	13,27	OK
transversal	36135,243	18,10	654047,898	42555,098	15,369	OK

Tableau V.15 : Vérification de rapport M_s/M_r.

- **Conclusion :**

On a (Ms > 1,5 Mr), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

- **Conclusion général :**

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 cette structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE 6

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1 Les poteaux:

VI.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal Donc, ils sont calculés en flexion composée.

En procédant à des vérifications à L' ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- **Selon BAEL 91 :** Situation durable :
  - **E.L.U** : $1{,}35\ G\ + 1{,}5\ Q$
  - **E.L.S** : $G\ +\ Q$
- **Selon le R.P.A :** Situation accidentelle :

$$G\ +\ Q\ \pm\ E$$

$$0{,}8G \pm\ E$$

VI.1.2 Caractéristiques des matériaux :

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans la situation suivante :

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	$\mathbf{f_{c28}\ (MPa)}$	25	25
	$\boldsymbol{\gamma_b}$	1,5	1,15
	$\mathbf{f_{bu}}$	14,2	21 ,74
	$\boldsymbol{\theta}$	0,85	1
Acier	$\mathbf{f_e}$	400	400
	$\boldsymbol{\gamma_s}$	1,15	1
	$\mathbf{f_{ed}}$	348	400

Tableau VI.1: caractéristique des matériaux

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}\ ; f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

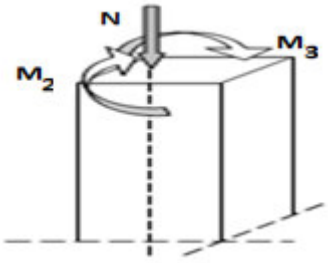
Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G

- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Un effort tranchant.
- ✓ Un moment fléchissant



FigureVI.1 : Sollicitations dans le poteau

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations.

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.1.3 Recommandations et exigences :

i) Armatures longitudinales :

a.) Ferraillage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité : $A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$

b.) Recommandations du «BAEL99» :

$$\begin{cases} A_{min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B: $section\ du\ béton = b \times h$, b = h = côtes du poteau

$$d = 0,9h$$

c.) Recommandations du RPA 99/version2003 (A7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites Sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0,9% (zone III).
- Le pourcentage maximal : $\begin{cases} 4\% : & Zone\ courante \\ 6\% : & Zone\ de\ recouvrement \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- la longueur minimale des recouvrements est de $50\ \phi$ En zone III

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III (RPA99/version2003).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $\mathbf{h'} = \mathbf{Max}\left(\frac{\mathbf{he}}{\mathbf{6}}, \mathbf{b1}, \mathbf{h1}, \mathbf{60cm}\right)$

Niveau	Section	BAEL 91		CBA 93	RPA99/V2003		
		$Amin$ (cm^2)	$A\,max$ (cm^2)	$ACNF$ (cm^2)	$Amin$ (cm^2)	$A\,max$ (cm^2) Z.C	$A\,max$ (cm^2) Z.R
Zone 1	50×50	4	125	2,72	22,5	100	150
Zone 2	45×45	4	101,25	2,2	18,23	81	121,5
Zone 3	40×40	3,2	80	1,74	14,4	64	96

Tableaux IV.2 : Ferraillage minimale et maximale

Zone1 : RDC, 1eme et 2^{eme}Etage.

Zone 2 : $3^{eme,}$ 4eme et 5eme Etage.

Zone 2 : $6^{eme,}$ 7eme et Terrasse.

VI.1.4 Ferraillage des poteaux :

- **Exemple de calcule :**

On prend comme titre d'exemple un poteau de $50 \times 50\ cm^2$:

$$\text{Nmax} = 1415{,}8\ \text{kn} \rightarrow \text{Mcorr} = 30{,}58\ \text{kn.m}$$

$$\text{Nser} = 1301{,}24\ \text{kn} \rightarrow \text{Mser} = 14{,}394\ \text{kn.m}$$

- e_0: La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M_{cor}}{N_{max}} = \frac{30{,}58}{1415{,}8} = 0{,}021\text{m} = 2{,}1\text{cm}$$

- e_a: Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.021 + \left(0.45 - \frac{0.5}{2}\right) = 0.22\ \text{m}$$

$$M_{u\,a} = Nu \times e_a = 1415{,}8 \times 0{,}22 = 311{,}47\ \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{311{,}47 \times 10^{-3}}{0{,}5 \times 0{,}45^2 \times 14{,}2} = 0{,}22$$

$$\mu_{bc} = 0{,}8\frac{h}{d}\left(1 - 0{,}4\frac{h}{d}\right) = 0{,}494$$

$$\mu_{lu} < \mu_{bc} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment MA puis sera ramené en flexion composée.

❖ **Calcul des aciers en flexion simple :**

Moment réduite limite μ_{lu}:

$$10^4\,\mu_{lu} = 3440\gamma + 49\,fc28 - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{30{,}58}{14{,}394} = 2{,}12$$

$$\mu_{lu} := (3440 \times 2{,}12 + 49 \times 25 - 3050)10^{-4} = 0{,}5$$

Donc on a $\mu_{lu} \geq \mu_{bu} \rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimé)

On a $\mu_{bu} = 0{,}22 < 0{,}275$ méthode simplifié

$$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 0{,}421$$

$$Z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}374m$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{ZF_{ed}} = \frac{311{,}47 \times 10^{-3}}{0{,}374 \times 348} = 25{,}79cm^2$$

❖ **Calcul des aciers en flexion composée :**

$$A_{fc} = A_u - \frac{N_u}{F_{ed}}$$

$$A_{fc} = 25{,}79 \times 10^{-4} - \frac{1415{,}8 \times 10^{-3}}{348} = -1{,}48 \times 10^{-3}m^2$$

$$A_{fc} < 0 \rightarrow A = 0$$

Les mêmes opérations pour 2eme cas et 3eme cas.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants:

On a utilisé le logiciel de calcul (SOCOTEC), Pour le calcul des différentes sections de ferraillage.

Niveau	$N(KN)$		M $(KN.m)$		Section (cm^2)	Acal (cm^2)	Acnf cm^2	Arpa (cm^2)	Choix	Aadp (cm^2)
Zone1	N_{max}	1415,8	M_{cor}	30,58		0	2,72	22,5	**8T20**	**25,13**
	N_{min}	-2519,6	M_{cor}	-0,473	50×50	0				
	N_{cor}	-1865,9	M_{max}	2,709		0				
Zone2	N_{max}	868,7	M_{cor}	1, 411		0	2,2	18,23	**8T16 +2T14**	**19,16**
	N_{min}	-854,2	M_{cor}	0,156	45×45	0				
	N_{cor}	88,5	M_{max}	167,6		11,4				
Zone3	N_{max}	335, 58	M_{cor}	-2,048		0	1,74	14,4	**8T16**	**16,08**
	N_{min}	-157,91	M_{cor}	-1,221	40×40	2,12				
	N_{cor}	48,48	M_{max}	159,6		10,9				

Tableau VI.3 : ferraillage longitudinale des poteaux

Conclusion :

$$A_{adopter} = \max(A_{cal}; A_{CNF}; A_{min(RPA)})$$

✓ La longueur minimale des recouvrements :

$Lr = 50\emptyset (\text{Zone III})$

$50 \times 2 \rightarrow Lr = 100\ cm$

$50 \times 1,6 \rightarrow Lr = 80\ cm$

✓ Langueur d'ancrage :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4.\tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$

$$\text{HA20}: l_s = \frac{\Phi f_e}{4.\tau_{su}} = \frac{2x400}{4x2.835} = 70{,}54\text{cm on prend ls} = 70\text{cm}$$

$$\text{HA16}: l_s = \frac{\Phi f_e}{4.\tau_{su}} = \frac{1{,}6 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 56{,}44\text{cm on prend ls} = 55\text{cm}$$

ii) Armateurs transversales:

Le rôle des armatures transversal 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

❖ **Recommandation du R.P.A :**

✓ Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante (RPA 99 rev2003 Art 7.4.22)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho v_u}{h_t f_e}$$

$\boldsymbol{At}$: Effort tranchant de calcul

$\boldsymbol{ht}$: Hauteur de la section brute.

$\boldsymbol{fe}$: Contrainte limite élastique des armatures transversales.

$\boldsymbol{\rho}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si l'elancement géometrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'elancement géometrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\rightarrow \lambda_g (lelencement\ géomitrique\ de\ poteau)$$

✓ $\boldsymbol{t}$: Espacement des armatures transversales

$$zone\ III \begin{cases} t \leq 10 \cdots\cdots \text{en zone nodale} \\ t' \leq min\ (\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\Phi_l) \cdots\cdots \text{en zone courante} \\ \Phi_l : diamétre\ minimal\ des\ armateurs\ longitudinale\ du\ poteau \end{cases}$$

✓ Quantité d'armature transversale minimale :

$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{bt}}$ En% ; elle est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \quad interpoler\ entre\ les\ valeurs\ limites\ précédentes \end{cases}$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ou \frac{l_f}{b}$$

Avec a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré

$$Lf = longueur\ de\ flambement\ du\ poteau$$

- ✓ les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets135° ayant une longueur droite de$10\Phi t$minimum

Exemple de calcule :

Poteau 50×50

- dans la zone courante :

$$t' \leq Min\ (b1/2, h1/2, 10\Phi\ 1)\ en\ zone\ III$$

$$t' \leq min\ (45/2\ ;\ 45\ /2\ ;\ 10 \times 1{,}6) \rightarrow t' \leq 16cm$$

On prend $t' = 15cm$

- dans la zone nodale :

$$\mathrm{t} \leq 10\ \mathrm{cm}\ \text{ en zone III} \rightarrow \text{on prend } \mathrm{t} = 10\mathrm{cm}$$

Où $\Phi 1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

$$t = 10\mathrm{cm}$$

$$t' = 15cm$$

- **L'élancement géométrique λg**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b}$$

$$Lf = 0.7l0 = 0{,}7 \times 3{,}06 = 2{,}14m$$

$$\lambda_{\mathrm{g}} = \frac{2{,}14}{0{,}5} = 4{,}28$$

$$\lambda g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$Vu\ max = 78{,}91KN$$

- ✓ **Zone courante :**

$$\mathrm{A_t} = \frac{\rho_1 . \mathrm{V_u} . \mathrm{t}}{\mathrm{h_1} . \mathrm{f_e}} = \frac{3{,}75 \times 78{,}91 \times 10^{-3} \times 0{,}15}{0{,}5 \times 400} = 2{,}21 \times 10^{-4}\mathrm{m^2} = 2{,}21\mathrm{cm^2}$$

- ❖ **La quantité d'armatures minimales :**

$$\frac{\mathrm{A_{t\,min}}}{\mathrm{bs_t}} \text{en } \%$$

On a $\lambda g = 4{,}28$ donc

$$\begin{Bmatrix} 5 \rightarrow 0{,}3\% \\ 4{,}28 \rightarrow X\% \\ 3 \rightarrow 0.8\% \end{Bmatrix} X = 0{,}48\%$$

$$A_{t\,min} = 0{,}48\% bs_t = 0{,}48\% \times 0{,}5 \times 0{,}15 = 3{,}6 \times 10^{-4} m^2 = 3{,}6 cm^2$$

On prend : $At = 4{,}71 cm^2 = 6HA10$ avec $t' = 15cm$

- ✓ **Zone nodale**

$$A_t = \frac{\rho_1 . V_u . t}{h_1 . f_e} = A_t = \frac{3{,}75 \times 78{,}91 \times 10^{-3} \times 0{,}10}{0{,}5 \times 400} = 1{,}4 \times 10^{-4} m^2 = 1{,}4 cm^2$$

- ❖ **La quantité d'armatures minimales :**

$$\frac{A_{t\,min}}{bs_t} \text{en } \%$$

On a $\lambda g = 4{,}28$ donc

$$\begin{Bmatrix} 5 \rightarrow 0{,}3\% \\ 4{,}28 \rightarrow X\% \\ 3 \rightarrow 0.8\% \end{Bmatrix} X = 0{,}48\%$$

$$A_{t\,min} = 0{,}46\% bs_t = 0{,}48\% \times 0{,}5 \times 0{,}1 = 2{,}4 \times 10^{-4} m^2 = 2{,}4 cm^2$$

On prend :

$$At = 4{,}02 cm^2 = 8HA8 \text{ avec } t = 10cm$$

Les résultantes données dans le tableau suivant :

- ✓ **Zone courante :**

	Section	$Vu\ max\ (KN)$	λ_g	ρ	$t'\ (cm)$	A_t	$A_{t\,min}$	choix	A_{adp}
Zone 1	50×50	78,91	4,28	3,75	15	2,21	3,6	8HA8	4,02
Zone 2	45×45	71,041	4,76	3,75	15	2,22	2,45	8HA8	4,02
Zone 3	40×40	57,18	5,35	2,5	15	1,3	1,8	8HA8	4,02

Tableau VI.4 : armatures transversales (zone courante)

- ✓ **Zone nodale :**

	Section	$Vu\ max\ (KN)$	λ_g	ρ	$t'\ (cm)$	A_t	$A_{t\,min}$	choix	A_{adp}
Zone 1	50×50	78,91	4,28	3,75	10	1,4	2,5	8HA8	4,02
Zone 2	45×45	71,041	4,76	3,75	10	1,48	1,61	8HA8	4,02
Zone 3	40×40	57,18	5,35	2,5	10	0,89	1,2	8HA8	4,02

Tableau VI.5: armatures transversales (zone nodale)

Conclusion :

	Section	Choix (zone nodale)	Choix zone courante)	St (cm)	St' (cm)
Zone 1	50×50	8HA8	8HA8	10	15
Zone 2	45×45	8HA8	8HA8	10	15
Zone 3	40×40	8HA8	8HA8	10	15

Tableau VI.6: ferraillage transversales des poteaux

VI.1.5 Vérification :

1.) A L'ELU :

A. Vérification de la condition de non fragilité :

On va vérifier que :

$$A_s \geq A_{min} \quad \text{Avec} \quad A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$$

Après les calculs on trouver les résultats suivante :

Zone	Section	$A_{min}\ (cm^2)$		$As\ (cm^2)$	Observation
Zone 1	50×50	3,01	N	4,08	Condition vérifié
			C	4,08	
Zone 2	45×45	2,44	N	4,08	Condition vérifié
			C	4,08	
Zone 3	40×40	1,93	N	4,08	Condition vérifié
			C	4,08	

Tableau VI.7 : Vérification de la condition de non fragilité

B. Vérification du cisaillement du béton :

Pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 4{,}34\text{MPa}$$

	Section	$Vu\ max\ (KN)$	$\tau_u\ (MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	observation
Zone 1	50×50	78,91	0,32	4,34	Condition vérifié
Zone 2	45×45	71,041	0,35	4,34	Condition vérifié
Zone 3	40×40	57,18	0,36	4,34	Condition vérifié

Tableau VI.8 : Vérification du cisaillement du béton.

C. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art 7.4.3.2 RPA 99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0{,}075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0{,}04 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

	Section	$Vu\ max\ (KN)$	λ_g	ρ_d	$\tau_u\ (MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	observation
Zone 1	50×50	78,91	4,28	0,04	0,32	1	Condition vérifié
Zone 2	45×45	71,041	4,76	0,04	0,35	1	Condition vérifié
Zone 3	40×40	57,18	5,35	0,075	0,36	1,875	Condition vérifié

Tableau VI.9: Vérification des contraintes tangentielles.

2.) A L'ELS :

- ✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton:**

La fissuration est peu préjudiciable dans les sections des poteaux donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

On a utilisé un logiciel de calcule **SOCOTEC** pour la vérification de :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{15A_s + B}$$

	Section	A_s (cm^2)	N_{ser} (kn)	M_{ser} $(kn.m)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
Zone 1	50×50	25,23	1023,52	30,147	3,98	15	Condition vérifié
Zone 2	45×45	24,13	627,83	32,9	3,46	15	Condition vérifié
Zone 3	40×40	16,08	242,337	36,75	3,23	15	Condition vérifié

Tableau VI.10 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton

VI.2 Ferraillage des poutres :

VI.2.1 Définition :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de calculer la quantité d'armatures longitudinales.

L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Dans ce projet on a deux types des poutres à étudier :

- Poutres principales (30×40)
- Poutres secondaires (25×35)

VI.2.1 Recommandation du RPA99-2003 en zone III:

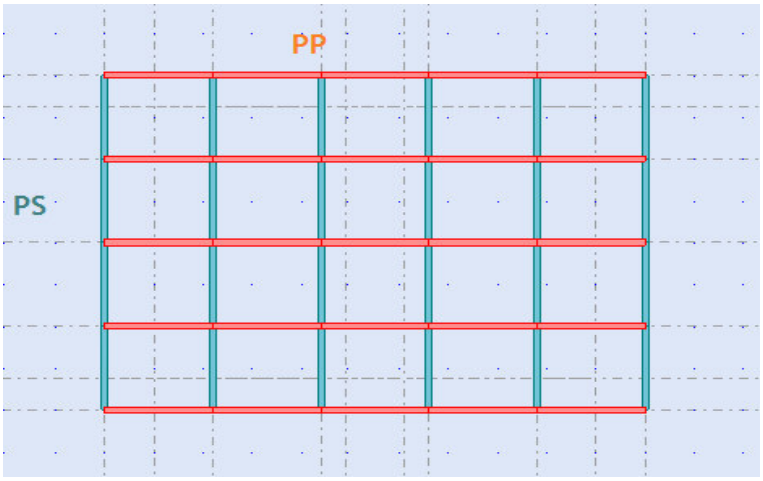
a.) Armatures longitudinales: (RPA99-2003 Art 7.5.2.1) :

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $50\emptyset$ en zone III.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.
- ✓ Les cadres du nœud disposées comme armatures transversales des poteaux.

b.) Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
  $A_{t\,min} = 0{,}003 \times S_t \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :
  - $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset l^{min}; 30cm)$ En zone nodale.
  - $S_t \leq h/2$ En dehors de la zone nodale.
- ✓ Valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales $\emptyset l^{min}$ utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à $5cm$ au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

NB : Les poutres seront étudiées suivants des axes comme suite :



Poutres principales : PP **Poutres secondaires : PS**

Figure VI.2 : schéma des poutres principales et secondaires.

VI.2.2 Recommandation du BAEL 91 :

❖ **Armatures longitudinale :**

Les armatures longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

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

L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0{,}9d; 40cm; 15\emptyset'_{l\,min} \neq 0 \\ S_t = \dfrac{A_{t\times} f_e}{0{,}4 \times b} \\ S_t \leq \dfrac{0{,}9 A_t f_e}{b\gamma_s(\tau_u - 0{,}3 f_{tj}} \end{cases}$$

❖ **Armatures transversal :**

Volume relative d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos\alpha + \sin\alpha)0{,}9 f_{e/\gamma_s}}$$

Avec :

$$A_t \text{ droit } \alpha = 90° \quad \rightarrow (\cos\alpha + \sin\alpha) = 1$$

$$k = \begin{cases} 0 \text{ si reprise sans indentation} \\ 0 \text{ si fissuration trés nuisible} \\ 1 \text{ en flexion simple} \end{cases}$$

$Donc\ k = 1$ (flexion simple)

$$\tau_0 = 0{,}3 f_{tj} \times k \quad et \quad f_{tj} = \min\{f_{tj}; 3{,}3\ MPa\} = 2{,}1 MPa$$

$$\tau_0 = 0{,}3 \times 2{,}1 \times 1 = 0{,}63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj}}{0{,}9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$

❖ **Section minimale d'armature d'âme :**

Volume minimale d'armature :

$$\rho_{t\,min} = \frac{1}{f_e} \times \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4\ MPa\right)$$

✓ Diamètre des armatures d'âme : $\emptyset_t \leq min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{lmin}\right\}$

Espacement : $S_t = \frac{A_t}{b_0 \times \rho_t}$

✓ Espacement maximale :

$$S_{tmax} \leq \min(0{,}9d; 40cm; 15\emptyset'_{lmin}) .$$

✓ **Calcul le Pourcentage exigé par RPA99 V2003 :**

- **Pour la Poutres principales (30×40):**

$$A_{s\ RPA\ min} = 0{,}005 \times 40 \times 30 = 6{,}00 cm^2$$

$$A_{s\ RPA\ min} = 0{,}04 \times 40 \times 30 = 48\ cm^2 (\text{zone courante})$$

$$A_{s\ RPA\ min} = 0{,}06 \times 40 \times 30 = 72\ cm^2 (zone\ de\ recouvrement)$$

- **Pour la Poutres secondaires(25×35):**

$$A_{s\ RPA\ min} = 0{,}005 \times 25 \times 35 = 4{,}375 cm^2$$

$$A_{s\ RPA\ min} = 0{,}04 \times 25 \times 35 = 35\ cm^2 (\text{zone courante})$$

$$A_{s\ RPA\ min} = 0{,}06 \times 25 \times 35 = 52{,}5\ cm^2 (zone\ de\ recouvrement)$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

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

- **Selon la poutre principale (30×40) :**

$$A_{l\ min} = 0{,}23 \times 0{,}30 \times 0{,}36 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}304\ cm^2$$

- **Selon la poutre secondaire (25×35):**

$$A_{l\,min} = 0{,}23 \times 0{,}25 \times 0{,}315 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}056\ cm^2$$

Exemple de calcul :

a.) Armateur longitudinale :

Poutre principale non liée au voile $30 \times 40cm^2$

- ✓ **Ferraillage sous la combinaison $\mathbf{1,35G + 1,5Q}$**
- ✓ **En travée :**

$$M_{u\,max} = 64{,}736 \text{ KN.m}, M_{ser\,max} = 46{,}886 \ KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64{,}736 \times 10^{-3}}{0{,}30 \times (0{,}36)^2 \times 14{,}2} = 0{,}117$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{64{,}736}{46{,}886} = 1{,}38$$

$$\mu_{lu} = 3440\,\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1{,}38 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0{,}292$$

$$\mu_{bu} = 0{,}117 < \mu_{lu} = 0{,}292 \Rightarrow \acute{A} = 0$$

$$\mu_{bu} = 0{,}044 < 0{,}337 \rightarrow \text{Méthode simplifié}$$

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0{,}6 \times 0{,}117) = 0{,}3347m$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{64{,}736 \times 10^{-3}}{0{,}3347 \times 348} = 5{,}56cm^2.$$

On adopt: $\boldsymbol{A_l = 3T16 = 6{,}03cm^2}$

- ➢ **Ferraillage sous la combinaison G+Q+E :**
- ✓ **En appuis sup :**

$$M_{u\,max} = 70{,}906 \text{ KN.m}, M_{ser\,max} = 46{,}886 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70{,}906 \times 10^{-3}}{0{,}30 \times (0{,}36)^2 \times 14{,}2} = 0{,}128$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{70{,}906}{46{,}886} = 1{,}51$$

$$\mu_{lu} = 3440\,\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1{,}51 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0{,}946$$

$$\mu_{bu} = 0{,}128 < \mu_{lu} = 0{,}946 \Rightarrow Á = 0$$

$$\mu_{bu} = 0{,}128 < 0{,}946 \rightarrow \text{Méthode simplifié}$$

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0{,}6 \times 0{,}128) = 0{,}3323\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{70{,}906 \times 10^{-3}}{0{,}3323 \times 348} = 6{,}13\text{cm}^2.$$

On adopt: $A_l = 3T16 + 2T14 = 9{,}11\text{cm}^2$

- **Ferraillage sous la combinaison G+Q-E** :
- ✓ **En appuis inf :**

$$M_{u\,max} = \ 48{,}102 \ KN.m\ ,\ M_{ser\,max} = \ 46{,}886 \ KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48{,}102 \times 10^{-3}}{0{,}30 \times (0{,}36)^2 \times 14{,}2} = 0{,}087$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{48{,}102}{46{,}886} = 1{,}02$$

$$\mu_{lu} = (3440\ \gamma + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1{,}02 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0{,}168$$

$$\mu_{bu} = 0{,}087 < \mu_{lu} = 0{,}168 \Rightarrow Á = 0$$

$$\mu_{bu} = 0{,}087 < 0{,}168 \rightarrow \text{Méthode simplifié}$$

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0{,}6 \times 0{,}087) = 0{,}3412\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{48{,}102 \times 10^{-3}}{0{,}3412 \times 348} = 4{,}05\text{cm}^2.$$

On adopt: $A_l = 3T16 = 6{,}03\text{cm}^2$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau

- **Poutres principales non liées aux voiles:**

	Localisation	M $(KN.m)$	A_s (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{CNF} cm^2	choix	A_{Adp} (cm^2)	combinison
Zone 1	Appuis sup	70,906	6,13	6	1,304	$3T16+2T14$	9,11	G+Q+E
	Appuis inf	48,102	4,05			$3T16$	6,03	G+Q-E
	Travée	64,736	5,56			$3T16$	6,03	$1,35G+1,5Q$
Zone 2	Appuis sup	73,408	5,11	6	1,304	$3T16+2T14$	9,11	G+Q+E
	Appuis inf	50,926	3,5			$3T16$	6,03	G+Q-E
	Travée	68,241	5,58			$3T16$	6,03	$1,35G+1,5Q$
Zone 3	Appuis sup	69,503	4,83	6	1,304	$3T16+2T14$	9,11	G+Q+E
	Appuis inf	47,507	3,26			$3T16$	6,03	G+Q-E
	Travée	68,305	5,59			$3T16$	6,03	$1,35G+1,5Q$

Tableaux VI.11 : Ferraillage des poutres principales non liées aux voiles.

- **Poutres principales liées aux voiles:**

	Localisation	M $(KN.m)$	A_s (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{CNF} cm^2	choix	A_{Adp} (cm^2)	combinison
Zone 1	Appuis sup	81,302	5,69	6	1,304	$3T16+2T14$	9,11	G+Q+E
	Appuis inf.	45,457	3,11			$3T16$	6,03	G+Q-E
	Travée	73,247	6,02			$3T16$	6,03	$1,35G+1,5Q$
Zone 2	Appuis sup	67,767	4,7	6	1,304	$3T16+2T14$	9,11	G+Q+E
	Appuis inf.	46,064	3,15			$3T16$	6,03	G+Q-E
	Travée	76,286	6,29			$5T14$	7,67	$1,35G+1,5Q$
Zone 3	Appuis sup	71,122	4,95	6	1,304	$3T16+2T14$	9,11	G+Q+E
	Appuis inf.	45,959	3,15			$3T16$	6,03	G+Q-E
	Travée	79,093	6,54			$5T14$	7,67	$1,35G+1,5Q$

Tableaux VI.12 : Ferraillage des poutres principales liées aux voiles.

- **Poutres secondaires non liées aux voiles:**

	Localisation	M $(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	A_{RPA} (cm^2)	A_{CNF} cm^2	choix	A_{Adp} (cm^2)	combinison
Zone 1	Appuis sup	30 ,694	2,43	4,375	1,056	$3T16$	6,03	G+Q+E
	Appuis inf.	18,728	1,38			$3T14$	4,62	G+Q-E
	Travée	12,065	1,08			$3T14$	4,62	$1,35G + 1,5Q$
Zone 2	Appuis sup	41,782	3,35	4,375	1,056	$3T16$	6,03	G+Q+E
	Appuis inf.	29,730	2,35			$3T14$	4,62	G+Q-E
	Travée	15,847	1,43			$3T14$	4,62	$1,35G + 1,5Q$
Zone 3	Appuis sup	41,351	3,31	4,375	1,056	$3T16$	6,03	G+Q+E
	Appuis inf.	29,205	2,31			$3T14$	4,62	G+Q-E
	Travée	17,192	1,56			$3T14$	4,62	$1,35G + 1,5Q$

Tableaux VI.13: Ferraillage des poutres secondaires non liées au voile

- **Poutres secondaires liées aux voiles:**

	Localisation	M $(KN.m)$	A_s (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{CNF} cm^2	Choix	$A_{Adp}(cm^2)$	Combinison
Zone 1	Appuis sup	61,625	5,04	4,375	1,056	$5T14$	7,67	G+Q+E
	Appuis inf.	59,675	4,87			$3T14$	4,62	G+Q-E
	Travée	22,066	2,02			$3T14$	4,62	$1,35G + 1,5Q$
Zone 2	Appuis sup	80,863	6,75	4,375	1,056	$5T14$	7,67	G+Q+E
	Appuis inf.	74,052	6,13			$3T14$	4,62	G+Q-E
	Travée	30,331	2,8			$3T14$	4,62	$1,35G + 1,5Q$
Zone 3	Appuis sup	77,804	6,47	4,375	1,056	$5T14$	7,67	G+Q+E
	Appuis inf.	72,898	6,03			$3T16$	6,03	G+Q-E
	Travée	33,423	3,11			$3T14$	6,03	$1,35G + 1,5Q$

Tableaux VI.14: Ferraillage des poutres secondaires liées aux voiles.

b.) Armature transversale :

Le ferraillage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

❖ **Selon BAEL91 :**

La section A_t doit vérifier $A_t = \frac{1}{f_e} \times 0{,}4 \times b \times S_t$

Avec :

b : Largeur de la poutre.

S_t : L'espacement des cours d'armatures transversales

$S_{tmax} \leq \min(0{,}9 \times 36; 40cm; 15 \times (1{,}4))$

$S_{tmax} \leq \min(32{,}4; 40cm; 21)$

On adopte les espacements suivants : $S_t = 20\ cm$

$$A_t = \frac{1}{400} \times 0{,}4 \times 0{,}3 \times 0{,}2 = 0{,}6\ cm^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

- **Poutres principales :**

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{lmin}\right\}$$

$$\emptyset_t \leq min\left\{\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1{,}4\right\} \rightarrow \ \emptyset_t \leq min\{1{,}14; 3; 1{,}4\} = 1{,}14\ cm$$

Donc on prend : $\emptyset_t = 8\ mm$

- **Poutres secondaire :**

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{lmin}\right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{35}{35}; \frac{25}{10}; 1{,}4\right\} \rightarrow \ \emptyset_t \leq \min\{1; 2{,}5; 1{,}4\} = 1cm$$

Donc on prend : $\emptyset_t = 8\ mm$

❖ **Selon le RPA99/version 2003 :**

$$A_{t\,min} = 0{,}003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal :

- **Poutres principales : Selon le RPA99 Art (7.5.2.2) :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset l^{min}; 30cm\right) = \min(10; 16{,}8; 30cm) = 10cm\ .$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$$

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale : ……$St = 10cm$

En zone courante : ……$St = 20cm$

- **Poutres secondaire : Selon le RPA99 Art (7.5.2.2)**

Zone nodale :

$$\mathrm{S_t} \leq \min\left(\frac{\mathrm{h}}{4}; 12\emptyset \mathrm{l}^{\min}; 30\mathrm{cm}\right) = \min(8{,}75; 28{,}35; 30\mathrm{cm}) = 8{,}75\mathrm{cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17{,}5cm \quad \rightarrow \quad S_t = 15\ cm$$

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale : ……$St = 8cm$

En zone courante : ……$St = 15cm$

On aura alors :

$$\mathrm{A_{t\,min}} = 0{,}003 \times 0{,}2 \times 0{,}3 = 1{,}8\ \mathrm{cm^2} > 0{,}6\ \mathrm{cm^2}$$

Conclusion :

- **Poutres principales :**

$$\boldsymbol{S_{t\,adpt} = \min\left(S_{t\,BAEL}; S_{t\,RPA}\right)}$$

En zone nodale : $St = 10cm$

En zone courante : $St = 20cm$

Le choix des barres est la suivante : $4T8 = 2{,}01cm^2$(un diamètre de 8 mm).

- **Poutres secondaire :**

$$\boldsymbol{S_{t\,adpt} = min\left(S_{t\,BAEL}; S_{t\,RPA}\right)}$$

En zone nodale : $St = 8cm$

En zone courante : $St = 15cm$

Le choix des barres est la suivante : $4\emptyset 8 = 2{,}01cm^2$(un diamètre de 8 mm).

La longueur minimale des recouvrements :

On doit vérifier que :

$$L_r = 50\emptyset = 50 \times 1{,}6 = 80 \text{ cm}$$

$$L_r = 50\emptyset \quad (Zone\ III)$$

$$\emptyset 14 \rightarrow L_r = 70\ cm$$

$$\emptyset 16 \rightarrow L_r = 80\ cm$$

VI.2.5 Vérification :

1.) Condition de non fragilité : (BAEL 91)

- Armatures transversale :

$$\text{PP} : A_{l\,min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1{,}304cm^2 < 2{,}01cm^2$$

$$\text{PS} : A_{l\,min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1{,}056cm^2 < 2{,}01cm^2$$

- Armatures longitudinale : la condition est vérifiée

2.) Vérification du cisaillement du béton :

$$\tau u = \frac{\text{Vu}}{\text{b} \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4{,}35 \text{ situation accédentelle}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3{,}33 \text{ situation durable}$$

Les poutres	Section	Vu(KN)	τu(MPa)	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Observation
P-P non liés aux voiles	30×40	94,888	0 ,878	4,35	C.V
P-P liés aux voiles	30×40	73,113	0,677	4,35	C.V
P-S non liés aux voiles	25×35	15,357	0,195	4,35	C.V
P-S non liés aux voiles	25×35	71,487	0,907	4,35	C.V

Tableaux VI.15 : Vérification du cisaillement du béton.

3.) Vérification des contraintes à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton:**

La fissuration est peu préjudiciable dans les sections des poteaux donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

Contraint maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

Avec :

$$\begin{cases} y = \dfrac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0 \ y: \text{position de l'axe neutre} \\ I = \dfrac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A_s'(y'-d)^2] \text{moment d'inertie} \end{cases}$$

On a utilisé un logiciel de calcule SOCOTEC pour la vérification de :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

- **Poutre principale :**

Les poutres	$A_s(cm^2)$		$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	Observation
P-P non liés aux voiles	Appuis sup	9,11	-46,886	4,96	15	C.V
	Appuis inf	6,03	23,633	3,13	15	C.V
	Travée	6,03	49,527	6,57	15	C.V
P-P liés aux voiles	Appuis sup	9,11	-52,065	5,51	15	C.V
	Appuis inf	6,03	22,663	3,00	15	C.V
	Travée	7,67	57,296	6,67	15	C.V

Tableaux VI.16 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton (P-P).

- **Poutre secondaire :**

Les poutres	$A_s(cm^2)$		$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	Observation
P-P non liés aux voiles	Appuis sup	6,03	-12,437	2,25	15	C.V
	Appuis inf	6,03	4,321	0,78	15	C.V
	Travée	6,03	8,731	1,58	15	C.V
P-P liés aux voiles	Appuis sup	7,67	-21,413	3,93	15	C.V
	Appuis inf	6,03	6,598	1,20	15	C.V
	Travée	6,03	5,714	1,04	15	C.V

Tableaux VI.17 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton (P-S).

Conclusion :

On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

- **Vérification d'influence de l'effort tranchant :**

✓ **Vérification sur les armatures inférieures sur appuis :**

Les armatures inferieurs doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si $(\mathrm{Vu} - \frac{\mathrm{Mu}}{0{,}9\mathrm{d}}) < 0$ Pas de force de traction dans les armatures longitudinales inferieurs.

$si(\mathrm{Vu} - \frac{\mathrm{Mu}}{0{,}9\mathrm{d}}) > 0$ Les armatures longitudinales inferieurs sont soumises à un effort de traction et dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$\mathrm{As} \geq \frac{\mathrm{Vu} - \frac{\mathrm{Mu}}{0{,}9\mathrm{d}}}{\mathrm{f_{e}}/\gamma_s}$$

Les poutres	$\mathbf{Vu(KN)}$	$\mathbf{Mu}$ $\mathbf{(KN.m)}$	$\frac{\mathbf{Mu}}{\mathbf{0,9d}}$	$\mathbf{Vu-\frac{Mu}{0,9d}}$	Observation
P-P non liés aux voiles	94,888	120 ,638	372,339	-277,451< **0**	Pas d'effort traction.
P-P liés aux voiles	73,113	121,799	375,922	-302,809< **0**	Pas d'effort traction.
P-S non liés aux voiles	15,357	31,643	111,633	-96,276< **0**	Pas d'effort traction.
P-S non liés aux voiles	71,487	76,722	270,624	-199,137< **0**	Pas d'effort traction.

Tableaux VI.18 : Vérification d'influence de l'effort tranchant

✓ **Vérification de l'adhérence:**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0{,}9 \times d \times \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Il faut verefier que:

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$$

Avec: $\Psi_s = 1{,}5$pour HA

$$\sum u_i = n.\pi.\emptyset$$

Les poutres	**Section**	$\mathbf{Vu(KN)}$	$\sum \mathbf{u_i}$	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}(MPa)$	**Observation**
P-P non liés aux voiles	30×40	94,888	15,07	1 ,94	3,15	C.V
P-P liés aux voiles	30×40	73,113	15,07	1,49	3,15	C.V
P-S non liés aux voiles	25×35	15,357	15,07	0,36	3,15	C.V
P-S non liés aux voiles	25×35	71,487	15,07	1,67	3,15	C.V

Tableaux VI.19 : Vérification de l'adhérence.

✓ **Vérification de la contrainte de compression du béton:**

On doit vérifier que :

$$\mathrm{Vu} \leq 0{,}4 \times \mathrm{a} \times \mathrm{b} \times \frac{\mathrm{f_{c28}}}{\gamma_\mathrm{b}}$$

$\boldsymbol{b}$: Largeur de la poutre.

$\boldsymbol{a}$: Largeur d'appuis, a = min (a ; 0,9d)

Les poutres	Section	$\mathbf{Vu(KN)}$	$\mathbf{a}\ (cm)$	$\mathbf{Vu} \leq \mathbf{0,4} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b} \times \frac{\mathbf{f_{c28}}}{\gamma_\mathbf{b}}$	Observation
P-P non liés aux voiles	30×40	94,888	0 ,878	600	C.V
P-P liés aux voiles	30×40	73,113	0,677	600	C.V
P-S non liés aux voiles	25×35	15,357	0,195	567	C.V
P-S non liés aux voiles	25×35	71,487	0,907	567	C.V

Tableaux VI.20: Vérification de la contrainte de compression du béton.

- **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):**

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée :

$\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{l}} \geq \frac{1}{16}$ Condition01

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ Condition02

$\frac{A_s}{b.d} \geq \frac{4{,}2}{f_e}$ Condition 03

Avec :

L : Portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_0: Moment statique

A_s: Section d'armatures tendue.

Les poutres	Condition01	Condition02	Condition03	Observation
P-P non liés aux voiles	$0{,}090 > 0{,}0625$	$0{,}090 > 0{,}074$	$0{,}084 < 0{,}0105$	C.V
P-P liés aux voiles	$0{,}090 > 0{,}0625$	$0{,}090 > 0{,}074$	$0{,}0084 < 0{,}0105$	C.V
P-S non liés aux voiles	$0{,}0875 > 0{,}0625$	$0{,}0875 > 0{,}064$	$0{,}0064 < 0{,}0105$	C.V
P-S non liés aux voiles	$0{,}0875 > 0{,}0625$	$0{,}0875 > 0{,}064$	$0{,}0064 < 0{,}0105$	C.V

Tableaux VI.21 : Vérification de l'état limite de déformation (la flèche).

- **Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

VI.3 LES VOILES :

VI.3.1 Définition :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces

Horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes (E).

Rôle des voiles :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

1. Armatures verticales :

✓ **Recommandation du RPA :** (art A-7-7-4-1)

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armateurs verticaux sur toute la zone tendue est de 0,2%. ($A_{min} \geq 0.2\ \%\ .B$) ……art7.7.4.1
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à15cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

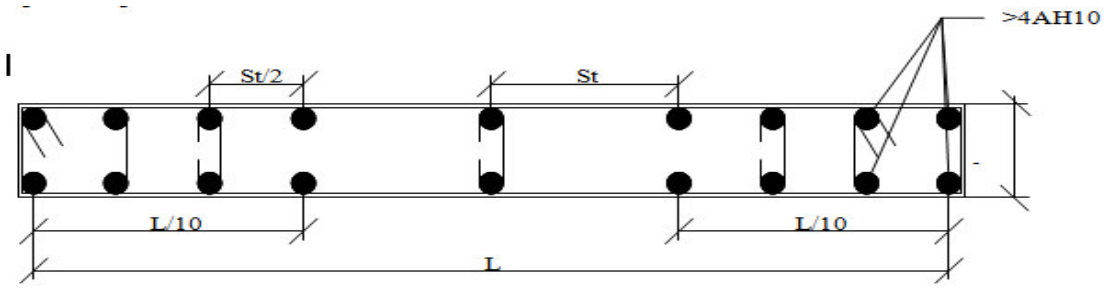


Figure VI.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99

✓ **Recommandations de (BAEL91) :**

- **Compression simple :** (A.5.3.2.BAEL91)

$$A \geq 4\ cm^2/ml$$

$$0.2\% \leq \frac{A}{B} \leq 0.5\% \ \ avec\ \text{B: section de béton}$$

- **Traction simple** : (A.5.4.BAEL91) **:**

$$A_{min} \geq B.\frac{f_{t28}}{f_e} avec\ \ \text{B: section de béton}$$

2. Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur ($10\times\phi l$)

✓ **Recommandations de RPA 99 :**

$$AH = 0.15\ \%\ B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10 ϕ

✓ **Recommandations de (BAEL91) :**

$$AH = \frac{Av}{4}$$

Av : Section d'armature verticale.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

3. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

- **Règles communes entre les armateurs verticales et horizontales (art A7-7-4-3/ RPA99)**

- Armatures minimale :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% B
- En zone courante égale à 0,10% B

- Diamètre minimum:

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min\ (1{,}5e\ ;\ 30cm).$$

e : épaisseur de voile.

- Longueur de recouvrement :

- $40\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
- $20\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

VI.3.2 Ferraillage des voiles :

- **Exposé de la méthode de calcul :**

1.) Détermination de la contrainte normale et de l'effort N :

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 = \dfrac{N}{A} + \dfrac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \dfrac{N}{A} - \dfrac{M.V}{I} \end{Bmatrix}$$

Avec :

A : section du béton.

V : bras de levier.

I : $inertie\ du\ voile$.

M : $moment\ fléchissant$.

N : $effort\ normal\ appliqué$.

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section

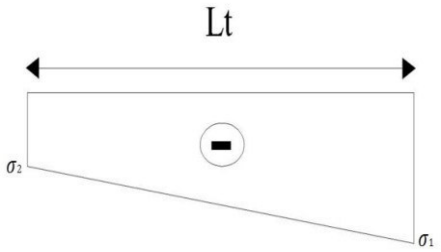
Peut -être :

- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC.**
- Section entièrement comprimée **SEC.**

1ere cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et les deux contraintes sont des contraintes de traction.

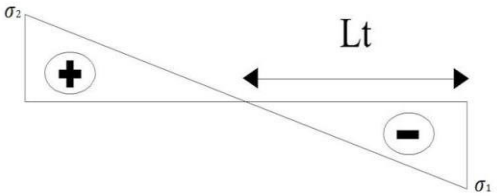
$$N = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right) \times L_t \times e$$



2eme cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si les deux contraintes sont de sens opposée.

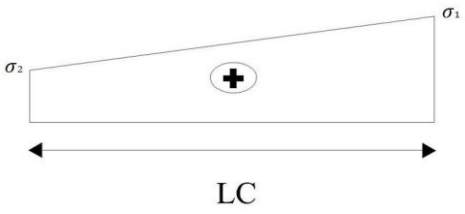
$$N = \left(\frac{\sigma_1}{2}\right) \times L_t \times e$$



3eme cas : Section entièrement comprimée (S.E.C,

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right) \times L_c \times e$$



2.) Calcul des armatures :

- **Armatures verticales :**

1ere cas : Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad \rightarrow \sigma_s = 348MPa$$

2eme cas : Section partiellement comprimée (S.P.C) :

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad \rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa}$$

3eme cas : Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$A_s = \frac{N - B.f_{c28}}{\sigma_s} \quad \rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa}$$

- **Armatures minimales selon (RPA99 V2003) :**

D'après le (RPA99 V2003 Art7-7-4-1) :

$$\text{Amin} = 0{,}2\% \times \text{Lt} \times \text{e}$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile

Le pourcentage minimal :

Dans la section du voile courante :

$$\text{Amin} = 0{,}15\% \times \text{b} \times \text{L}$$

Dans la zone courante :

$$\text{Amin} = 0{,}10\% \times \text{b} \times \text{Lcourante} = \text{L} - 2.\text{Lt}$$

- **Armatures minimales selon (BAEL91) :**

✓ Section entièrement tendue :

$$A_{min} \geq max\left(\frac{N_U}{2\sigma_s}; B.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0{,}005B\right)$$

✓ Section partiellement comprimée :

$$\text{Amin} \geq \max\left(0{,}23.\text{B}.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0{,}005\text{B}\right)$$

✓ Section entièrement comprimée :

$$\text{Amin} \geq 4\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures horizontales :**

La section d'armature est donnée par la plus élevée des valeurs donnée par les deux relations suivantes :

Selon le BAEL91 : $\text{AH} = \frac{A_V}{4}$

Selon le RPA99 : $AH = 0{,}15\%.B$

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à 1350 ayant une Longueur de $10\emptyset$.

VI.3.3 Vérification :

a.) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Selon RPA99 V2003 :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$$

$$\tau_b = 1{,}4 \times \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$\overline{\tau_b} = 0{,}2 \times f_{c28}$$

- **Selon BAEL91:**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

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

b.) Vérification a l'ELS :

Pour cet état, on considère :

$$Nser\ =\ G + Q$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 . A}$$

$$\overline{\sigma_s} = 0{,}6 f_{c28}$$

Avec :

B : section de béton.

A : Section d'armateur adopter.

Exemple de calcul :

A.) Caractéristiques :

$$L\ =\ 4{,}4 m$$
$$e\ =\ 0{,}2\ m$$

Donc :

$$A\ =\ L \times e\ =\ 4{,}4 \times 0{,}2\ =\ 0{,}88\ m^2$$
$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0{,}2 \times 4{,}4^3}{12} = 1{,}42 m^2$$
$$V\ =\ V'\ = \frac{L}{2} = \frac{4{,}4}{2} = 2{,}2m$$

B.) Détermination des M, N et calcul des contraintes normales :

N, M sont données par logiciel ROBOT :

$$M\ =\ -6207{,}808\ \ KN . m$$

$$N = 1664{,}795\ KN$$

$$\sigma_1 = \frac{1664{,}795}{0{,}88} + \frac{-6207{,}808 \times 2{,}2}{1{,}42} = -7725{,}9MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{1664{,}795}{0{,}88} - \frac{-6207{,}808 \times 2{,}2}{1{,}42} = 11509{,}54MPa$$

La section est partiellement comprimée SPC :

Avec :

$$L_t = L \times \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} = 4{,}4 \times \frac{7725{,}9}{7725{,}9 + 11509{,}54} = 1{,}76m$$

$$N_t = \left(\frac{7725{,}9}{2}\right) \times 1{,}76 \times 0{,}2 = 1359{,}76KN$$

C.) Calcul des armatures :

- **Armatures verticales :**

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{1359{,}76 \times 10^{-3}}{400} = 3{,}399 \times 10^{-3}\ m^2 = 33{,}99cm^2$$

$$A_{RPA} = 0{,}2\% \times Lt \times e = 0{,}2\% \times 1{,}76 \times 0{,}2 = 7{,}04cm^2$$

$$A_{BAEL} \geq \max\left(0{,}23.B.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0{,}005B\right)$$

$$A_{BAEL} = \max\left(0{,}23 \times 0{,}88 \times \frac{2{,}1}{400}; 0{,}005 \times 0{,}88\right) = 44cm^2$$

$$A_V = \max(A_s; A_{RPA}; ABAEL) = 44cm^2$$

$$A_{adopter} = 46{,}2cm^2 = 30HA14 \quad St = 10cm$$

- **Armatures horizontales :**

$$AH_{BAEL} = \frac{A_V}{4} = \frac{46{,}2}{4} = 11{,}55cm^2$$

$$AH_{RPA} = 0{,}15\%.B = 0{,}15\% \times 0{,}88 = 13{,}2cm^2$$

$$AH = \max(AH_{BAEL}; AH_{RPA}) = 13{,}2cm^2$$

$$AH_{adp} = 15{,}6cm^2 = 20HA10 \ \ st = 20cm$$

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré soit : 4HA8.

D.) Vérifications :

- ✓ **Selon RPA99 V2003 :**

$$V_u = 2345{,}817\text{KN}$$

$$\tau_b = 1{,}4 \times \frac{2345{,}817 \times 10^{-3}}{0{,}2 \times 0{,}9 \times 4{,}4} = 4{,}14\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_b} = 0{,}2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 4{,}14MPa \leq \overline{\tau_b} = 5MPa \;\; condition\ vérifier$$

- ✓ **Selon BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{2345{,}817 \times 10^{-3}}{0{,}2 \times 0{,}9 \times 4{,}4} = 2{,}96\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3{,}26\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 3{,}26\text{MPa}$$

$$\tau_u = 2{,}96\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3{,}26\text{MPa} \;\; \text{condition vérifier}$$

- ✓ **Vérification a l'ELS :**

Pour cet état, on considère : $\text{Nser} = \text{G} + \text{Q}$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15.A} = \frac{1685{,}44 \times 10^{-3}}{0{,}88 + 15 \times 46{,}2 \times 10^{-4}} = 1{,}78\text{MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1{,}78\text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 15\text{MPa} \;\; \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Vérification des espacements :**

$$\text{St} \leq \min(1{,}5.\text{e}, 30\text{ cm}) = \min(1{,}5 \times 20, 30\text{ cm}) = 30\text{ cm}$$

Pour tous les espacements qu'on a adoptés : la condition est vérifiée

Les ferraillages et vérifications des voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

	Voile 1	
Longueur du voile : $L\ (m)$	4,4	
Epaisseur du voile : $e\ (m)$	0,2	
Section du voile : $A\ (m^2)$	0,88	
Inertie du voile : $I\ (m4)$	1,42	
Bras de levier : $V\ (m)$	2,2	
	Résultats	
Effort normal : $N\ (kn)$	1664,795	
Moment de flexion : $M\ (kn.m)$	$-6027,808$	
$\sigma_1(kn/m^2)$	$-7725,9$	
$\sigma_2(kn/m^2)$	11509,54	
Nature de section	SPC	
$Lt\ (m)$	1 , 76	
$Lc\ (m)$	0	
Effort de traction : $Nt\ (kn)$	1359,76	
	Ferraillage verticale	
Section d'armature : $Av\ (cm^2)$	33,99	
Section min BAEL : $Amin\ (cm^2)$	44	
Section min RPA : Amin (cm²)	7,04	
$Max\ (Av, Amin)$	44	
Section adopté : $AV_{adp}\ (cm^2)$	46,2	
Choix des barres	$30HA14$	
Espacement (cm)	10	
	Ferraillage horizontale	
Section min BAEL : $Amin\ (cm^2)$	11,55	
Section min RPA : $Amin\ (cm^2)$	13,2	
Section adopté $AH_{adp}\ (cm^2)$	13,2	
Choix des barres	$20HA10$	
Espacement (cm)	20	
	Ferraillage transversale	
Section d'armature : $At\ (cm^2)$	épingles de HA8/ml	
	Vérification	
Effort tranchant : $Vu\ (kn)$	2345,817	
Effort normal : $Ns\ (kn)$	1685,44	
$\sigma_b < 15\ MPa$	2,96	**CV**
$\tau_u < 3{,}36\ MPa$	1,78	**CV**
$\tau_b < 5\ MPa$	4,14	**CV**

Tableau VI.22 : Ferraillage et vérification des contraintes du voile 4,4m

Voile 2		
Longueur du voile : $L\ (m)$	4	
Epaisseur du voile : $e\ (m)$	0,2	
Section du voile : $A\ (m^2)$	0,8	
Inertie du voile : $I\ (m4)$	1,06	
Bras de levier : $V\ (m)$	2	
	Résultats	
Effort normal : $N\ (kn)$	1698,319	
Moment de flexion : $M\ (kn.m)$	3013,435	
$\sigma_1 (kn/m^2)$	7808,6	
$\sigma_2 (kn/m^2)$	$-3562,83$	
Nature de section	SPC	
$Lt\ (m)$	2 , 74	
$Lc\ (m)$	0	
Effort de traction : $Nt\ (kn)$	2139,55	
	Ferraillage verticale	
Section d'armature : $Av\ (cm^2)$	53,48	
Section min BAEL : $Amin\ (cm^2)$	40	
Section min RPA : Amin (cm²)	10,96	
$Max\ (Av, Amin)$	53,48	
Section adopté : $AV_{adp}\ (cm^2)$	55,44	
Choix des barres	$36HA14$	
Espacement (cm)	10	
	Ferraillage horizontale	
Section min BAEL : $Amin\ (cm^2)$	13,86	
Section min RPA : $Amin\ (cm^2)$	12	
Section adopté $AH_{adp}\ (cm^2)$	13,86	
Choix des barres	$18HA10$	
Espacement (cm)	20	
	Ferraillage transversale	
Section d'armature : $At\ (cm^2)$	épingles de HA8/ml	
	Vérification	
Effort tranchant : $Vu\ (kn)$	889,900	
Effort normal : $Ns\ (kn)$	1540,635	
$\sigma_b < 15\ MPa$	1,74	**CV**
$\tau_u < 3{,}36\ MPa$	1,26	**CV**
$\tau_b < 5\ MPa$	1,73	**CV**

Tableau VI.23 : Ferraillage et vérification des contraintes du voile 4m

Voile 3		
Longueur du voile : $L\ (m)$		2,3
Epaisseur du voile : $e\ (m)$		0,2
Section du voile : $A\ (m^2)$		0,46
Inertie du voile : $I\ (m4)$		0,47
Bras de levier : $V\ (m)$		1,15
		Résultats
Effort normal : $N\ (kn)$		$-1230,636$
Moment de flexion : $M\ (kn.m)$		$-893,881$
$\sigma_1(kn/m^2)$		$-4909,98$
$\sigma_2(kn/m^2)$		$-488,14$
Nature de section		SET
$Lt\ (m)$		0
$Lc\ (m)$		2,09
Effort de traction : $Nt\ (kn)$		1128,21
		Ferraillage verticale
Section d'armature : $Av\ (cm^2)$		32,42
Section min BAEL : $Amin\ (cm^2)$		23
Section min RPA : Amin (cm²)		8,36
$Max\ (Av, Amin)$		32,42
Section adopté : $AV_{adp}\ (cm^2)$		33,88
Choix des barres		$22HA14$
Espacement (cm)		10
		Ferraillage horizontale
Section min BAEL : $Amin\ (cm^2)$		8,47
Section min RPA : $Amin\ (cm^2)$		6,9
Section adopté $AH_{adp}\ (cm^2)$	9,36	
Choix des barres		$12HA10$
Espacement (cm)		20
		Ferraillage transversale
Section d'armature : $At\ (cm^2)$		épingles de HA8/ml
		Vérification
Effort tranchant : $Vu\ (kn)$		787,731
Effort normal : $Ns\ (kn)$		1512,503
$\sigma_b < 15\ MPa$	1,56	**CV**
$\tau_u < 3{,}36\ MPa$	1,05	**CV**
$\tau_b < 5\ MPa$	1,46	**CV**

Tableau VI.24 : Ferraillage et vérification des contraintes du voile 2,3m

Voile 4		
Longueur du voile : $L\ (m)$		2
Epaisseur du voile : $e\ (m)$		0,2
Section du voile : $A\ (m^2)$		0,4
Inertie du voile : $I\ (m4)$		0,13
Bras de levier : $V\ (m)$		1
		Résultats
Effort normal : $N\ (kn)$		446,742
Moment de flexion : $M\ (kn.m)$		−807,448
$\sigma_1(kn/m^2)$		−5094,3
$\sigma_2(kn/m^2)$		7327,99
Nature de section		SPC
$Lt\ (m)$		0,82
$Lc\ (m)$		0
Effort de traction : $Nt\ (kn)$		417,73
		Ferraillage verticale
Section d'armature : $Av\ (cm^2)$		10,44
Section min BAEL : $Amin\ (cm^2)$		20
Section min RPA : Amin (cm²)		3,28
$Max\ (Av, Amin)$		10,44
Section adopté : $AV_{adp}\ (cm^2)$		12,32
Choix des barres		$8HA14$
Espacement (cm)		20
		Ferraillage horizontale
Section min BAEL : $Amin\ (cm^2)$		3,08
Section min RPA : $Amin\ (cm^2)$		6
Section adopté $AH_{adp}\ (cm^2)$		6
Choix des barres		$8HA10$
Espacement (cm)		20
		Ferraillage transversale
Section d'armature : $At\ (cm^2)$		épingles de HA8/ml
		Vérification
Effort tranchant : $Vu\ (kn)$		433,741
Effort normal : $Ns\ (kn)$		1041,678
$\sigma_b < 15\ MPa$	2,54	**CV**
$\tau_u < 3{,}36\ MPa$	1,2	**CV**
$\tau_b < 5\ MPa$	1,68	**CV**

Tableau VI.25 : Ferraillage et vérification des contraintes du voile 2m

Chapitre 7

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations d'une construction constituent une parties de l'ouvrage, elles sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque leurs bonnes conception et réalisation découle une bonne tenue de l'ensemble.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles:

- Reprendre les charges et surcharges supportés par la structure.
- Transmettre ces charges au sol dans les bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondations :

1. **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

2. **Fondations profondes :** Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

✓ **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

-La contrainte admissible du sol est σ_{sol} = 1,82 bars.

-Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

✓ **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- e tassement du sol.

Remarque :
Le bâtiment étudié est une structure mixte (portique+ voile), donc la solution de semelles isolées est à écarter.
On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

VII.2 Pré dimensionnement :

Semelles filantes :

VII.2.1 Pré dimensionnement des Semelles filantes:

La surface du la semelle (S_s) sera déterminer par la condition suivante :

$$\frac{N_u}{S_s} \leq \boldsymbol{\sigma_{adm}} \rightarrow S_{semmelle} \geq \frac{N_u}{\boldsymbol{\sigma_{adm}}}$$

$$N_u = 36327{,}90 \quad KN \quad ; \sigma_{adm} = 1{,}82\ bar = 0{,}182 MPa$$

$$S_{semmelle} \geq \frac{36327{,}90 \times 10^{-3}}{0{,}182} = 199{,}603 \quad m^2$$

Surface totale des semelles est : 199,603 m²

Surface totale du bâtiment (S_b)est : 367,36 m²

Donc :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{199{,}603}{367{,}36} = 0{,}54 \quad > 0{,}5$$

D'où :

$$54\% > 50\%$$

- **Conclusion :**

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage on est donc amené a opté le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VII.2.3 Pré-dimensionnement du radier :

- **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$\boldsymbol{L_{max}}$: Distance maximale entre deux voiles successifs est égale à : $4{,}40\ m$.

D'où : $0{,}55 \leq h_r \leq 0{,}9$

On adopte : $\boldsymbol{h_r = 0,9 \quad m}$

- **Condition de rigidité :**

$$L_e = \frac{2L_{max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4\ E.I}{k.b}}$$

Avec :

$$I = b.h^3/12$$

$\boldsymbol{L_{max}}$ **:** Plus grande distance en deux points d'appuis

$\boldsymbol{L_e}$: Longueur élastique.

$\boldsymbol{E}$ **:** Module d'élasticité du béton $E = 32164{,}2\ MPa$

$\boldsymbol{b}$: Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$\boldsymbol{k}$ **:** Coefficient de la raideur du sol rapporté à l'unité de la surface.

Pour un sol moyen$k = 40 MN/m^3$

$$h_r = \sqrt[3]{\frac{48 \times k \times L_{max}^{\ 4}}{E \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 4{,}40^4}{32164{,}2 \times 10^3 \times \pi^4}} = 0{,}612 \quad m$$

- **Condition de non poinçonnement :**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u = 0{,}045 \mu_c . h . f_{c28}/\gamma_b \qquad \text{(Art A.5.2.4) CBA93}$$

N_u: La charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité = 550,1 t

μ_c: Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

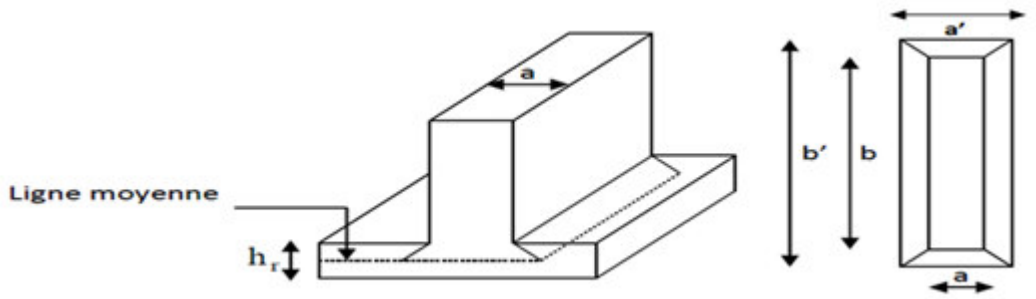


Figure VII.1 : Schéma de transmission des charges.

Pour les poteaux :

$$N_u = 1415{,}80\ KN$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2.h_r) = 2(0{,}5 + 0{,}5 + 2 \times 0{,}9) = 5{,}6\ m$$

$$N_u = 0{,}045 \mu_c . h . f_{c28}/\gamma_b$$

$$\boldsymbol{h} \geq \frac{N_u}{0{,}045 \mu_c . f_{c28}/\gamma_b} = \frac{1415{,}80}{0{,}045 \times 5{,}6 \times 25 \times 10^3/1{,}5} = 0{,}337\text{m}$$

Pour les voiles :

$$N_u = 1698{,}319\ \text{KN}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2.h_r) = 2(0{,}2 + 4 + 2 \times 0{,}9) = 12\ \text{m}$$

$$N_u = 0{,}045 \mu_c . h . f_{c28}/\gamma_b$$

$$h \geq \frac{N_u}{0{,}045 \mu_c . f_{c28}/\gamma_b} = \frac{1698{,}319}{0{,}045 \times 12 \times 25 \times 10^3/1{,}5} = 0{,}189\ \text{m}$$

- **Vérification du non cisaillement du béton :**

D'après le règlement (CBA93 Art A-5-1) on doit vérifier que :

$$\tau u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}166\ MPa$$

$$Vu = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{bat}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{36327,90 \times 1}{367,36} \times \frac{4,40}{2} = 217,556 \ KN$$

$$d = 0,9h = 0,81 \ m$$

$$b = 1 \ m$$

$$\tau u = \frac{217,556 \times 10^{-3}}{1 \times 0,81} = 0,269 \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1,166 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

On adopte $hr = 0,9 \ m$
Vu que la hauteur est très importante donc il y'a lieu de prévoir un radier nervuré.

- **Condition de coffrage :**
  - **Pour les nervures :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4,40}{10} = 0,44 \ m$$

Soit

$$h_p = 0,9 \ m$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{0,9}{2} = 0,45 \ m$$

Soit :

$$b_p = 0,6 \ m$$

- **Pour la dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4,40}{20} = 0,22 \ m$$

Soit :

$$h_d = 0,40 \ m$$

Détermination du débord :

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30m\right) = \max\left(\frac{0,9}{2}; 30m\right) = (0,45m; 0,30m) = 0,40 \ m$$

Soit :

$$D = 0,6 \ m$$

VII.2.4 Caractéristiques géométriques du radier :

- **La surface :**

$$S_{radier} = S_{\text{bâtiment}} + S_{débord}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 16{,}4 \times 22{,}4 = 367{,}36 \quad m^2$$

$$S_{débord} = 0{,}6(16{,}4 \times 2 + 22{,}4 \times 2 + 0{,}6 \times 4) = 48 \quad m^2$$

$$S_{radier} = 415{,}36 \ m^2$$

- **Calcul des Moments d'inerties:**

$$L_X = 22{,}40 \ \text{m}$$

$$L_Y = 16{,}40 \ \text{m}$$

$$I_X = \frac{L_X \times L_Y^3}{12} = \frac{22{,}40 \times (16{,}40)^3}{12} = 8233{,}762 \ \text{m}^4$$

$$I_Y = \frac{L_Y \times L_X^3}{12} = \frac{16{,}40 \times (22{,}40)^3}{12} = 15360{,}546 \ \text{m}^4$$

- **Centre de masse du radier :**

$$X_{GR} = 11{,}20 \ \text{m}$$

$$Y_{GR} = 8{,}20 \ \text{m}$$

- **Centre de masse de la structure :**

$$X_{G.STR} = 10{,}59 + 0{,}6 = 11{,}19 \ \text{m}$$

$$Y_{G.STR} = 7{,}75 + 0{,}6 = 8{,}35 \ \text{m}$$

- **Excentricité du radier (par rapport à la structure) :**

$$e_X = |X_{G.STR} + X_{GR}| = |11{,}19 - 11{,}20| = 0{,}01 \ \text{m}$$

$$e_Y = Y_{G.STR} + Y_{GR} = |8{,}35 - 8{,}20| = 0{,}15 \ \text{m}$$

VII.2.5 Détermination des charges et surcharges :

La structure :

$$G = 19102{,}683 \ KN \quad ; \quad Q = 7026{,}189 \ KN$$

Le radier :

$$G_r = \rho \times h_r \times S_r = 25 \times 0{,}9 \times 415{,}36 = 9345{,}6 \ \text{KN}$$

Donc :

$$G_{tot} = G + G_r = 28448{,}283 \ \text{KN}$$

$$Q_{tot} = Q = 7026{,}189 \ \text{KN}$$

VII.2.6 Détermination des efforts :

Sollicitations :

$$ELU : Nu = 1{,}35Gtot + 1{,}5Qtot = 48944{,}465\ KN$$

$$ELS : Ns = Gtot + Qtot = 35474{,}472\ KN$$

VII.3 Vérifications :

- **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq Fs.\gamma.Z.S$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$W = Wradier + Wbâtiment$

$W = 19102{,}683 + 9345{,}6 = 28448{,}283\ KN$

Fs : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $Fs = 1{,}5$

γ : Poids volumique de l'eau$(\gamma = 10KN/m^3)$.

Z : Profondeur de l'infrastructure $(h = 0{,}9\ m)$.

S : Surface du radier$(S = 415{,}36\ m^2)$.

$$28448{,}283 > 1{,}5 \times 10 \times 0{,}9 \times 415{,}36 = 5607{,}36\ KN$$

La condition est satisfaite.

- **Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :**

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol.

Etant donné que la résultante des charges verticales est centrée sur le radier, le diagramme de réaction du sol est uniforme :

$$\sigma = \frac{N}{S}$$

Vis-à-vis des charges horizontales le diagramme devient trapézoïdal ou triangulaire :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I}$$

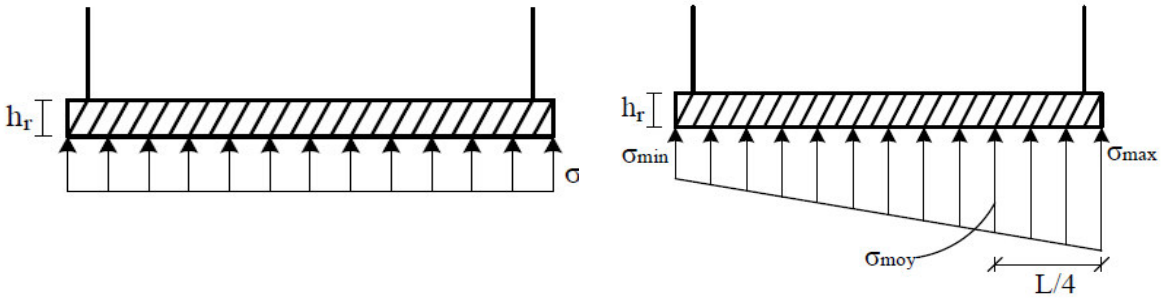


Figure VII.2: diagramme des contraintes

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal de calcul

M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales $\mathbf{M} = \mathbf{N} \times \mathbf{e}$

Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à

$$\sigma \times \frac{L}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{adm}$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	ELS		ELU	
	Longitudinal	**transversale**	**Longitudinal**	**Transversale**
N(KN)	35474,472	35474,472	48944,465	48944,465
e (m)	0,01	0,15	0,01	0,15
M $(KN.m)$	354,745	5321,171	489,445	7341,670
V (m)	11,20	8,20	11,20	8,20
I $(\boldsymbol{m^4})$	8233,762	15360,546	8233,762	15360,546
$\boldsymbol{\sigma_{max}(MPa)}$	0,085	0,088	0,118	0,122
$\boldsymbol{\sigma_{min}(MPa)}$	0,084	0,083	0,117	0,114
$\boldsymbol{\sigma_{moy}(MPa)}$	0,085	0,087	0,118	0,120
$\boldsymbol{\sigma_{adm}(MPa)}$	0,182	0,182	0,182	0,182
observation	Cv	Cv	Cv	Cv

Tableau VII.1: Vérification des contraintes

- **Vérification de la stabilité :**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment Reversant :

$$M = M0 + T0 \times h$$

$M0$: Moment sismique à la base de la structure.

$T0$: Effort tranchant à la base de la structure.
h : Profondeur de l'infrastructure.
A cet effet, le radier doit être vérifié :
Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **0,8G ±E**
Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison **G + Q + E**

	$0,8G \pm E$		$G + Q + E$	
	Longitudinal	**transversale**	**Longitudinal**	**transversale**
N(KN)	15294,807	15294,807	15269,544	15269,544
$M_0(KN.m)$	118788,283	282390,258	118788,283	282390,258
$T_0(KN)$	1153,20	4128,423	1153,20	4128,423
$h(KN.m)$	0,9	0,9	0,9	0,9
$M\ (KN.m)$	119826,163	286105,838	119826,163	286105,838
V (m)	11,20	8,20	11,20	8,20
I (m^4)	8233,762	15360,546	8233,762	15360,546
σ_{max}(MPa)	0,199	0,187	0,199	0,189
σ_{min}(MPa)	0,126	0,116	0,126	0,115
σ_{moy}(MPa)	0,180	0,169	0,180	0,170
σ_{adm}(MPa)	0,182	0,182	0,182	0,182
observation	**Cv**	**Cv**	**Cv**	**Cv**

Tableau VII.2 : Vérification de soulèvement

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après le **RPA2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales
M : Moment dû au séisme
N : Charge verticale permanente

$$\mathrm{N} = 0{,}8\,\mathrm{NG} = 39155{,}572\mathrm{KN}$$

$$\text{Sens X} - \text{X} : \quad \mathrm{e} = \frac{132517{,}037}{39155{,}57} = 3{,}38\ \mathrm{m} < \frac{\mathrm{a}}{4} = 5{,}6\ \ \mathrm{m}\ (\text{Vérifie})$$

$$\text{Sens Y} - \text{Y} : \quad \mathrm{e} = \frac{149873{,}252}{39155{,}57} = 3{,}83\ \mathrm{m} < \frac{\mathrm{b}}{4} = 4{,}1\ \ \mathrm{m}\ (\text{Vérifie})$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

VII.4 Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferraillage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

VII.6.1 Ferraillage du panneau :

Le calcul se fait pour le panneau le plus défavorable :

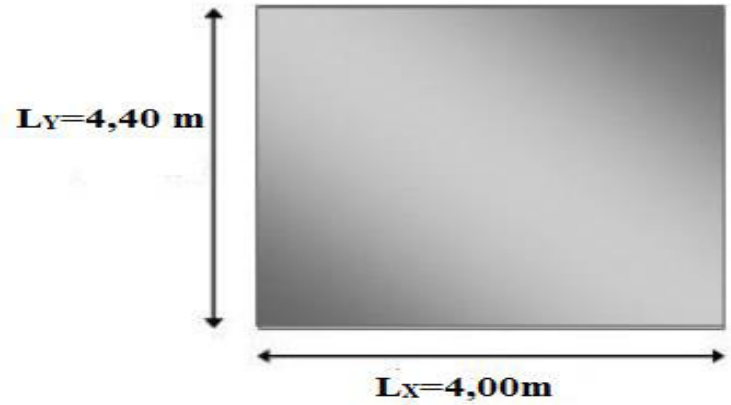


Figure VII.3: Schéma du panneau le plus défavorable

- **Evaluation des charges et des surcharges :**

$$\text{ELU} \quad q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{48944{,}465}{415{,}36} = 117{,}836 \qquad \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS} \; q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{35474{,}472}{415{,}36} = 85{,}406 \qquad \text{KN/m}^2$$

- **Moment isostatique :**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyées sur leur contour nous distinguons deux cas :

$1^{er}\ cas\ :\ 0 < \alpha < 0{,}4$(Le panneau travaille dans un seul sens).

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{OX} = q \times \frac{L_X^2}{8}$$

$$M_{OY} = 0$$

$2^{eme}\ cas\ :\ 0{,}4 \leq \alpha \leq 1$ (Le panneau travaille dans les deux sens).

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- ✓ dans le sens de la petite portée : $Mox = \mu x.q.Lx^2$
- ✓ dans le sens de la grande portée : $Moy = \mu y.Mox$

- **Moment en appuis et en travée :**

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

- ✓ Moment en travée : $(Mtx = 0{,}75Mox\ , Mty = 0{,}75Moy)$
- ✓ Moment sur appuis : $(Max = 0{,}5Mox\ , May = 0{,}5Moy)$

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

- ✓ Moment en travée : $(Mtx = 0{,}85Mox\ , Mty = 0{,}85Moy)$
- ✓ Moment sur appuis $(Max = 0{,}3Mox\ , May = 0{,}3Moy)$

- **Calcul des sollicitations:**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4{,}00}{4{,}40} = 0{,}909 \quad \rightarrow \quad \mathbf{0{,}4 \leq \alpha \leq 1}$$

Le panneau travaille dans les deux sens

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant:

	ELU		ELS	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
$M(KN.m)$	117,836		85,406	
ρ	0,045	0,794	0,050	0,822
$M_{0x}(KN.m)$	84,842		68,325	
$M_{0y}\ (KN.m)$	67,364		56,163	

Tableau VII-3 : Calcul des sollicitations

- **Calcul des armatures :**

$$b = 100\ cm\ ; h = 40\ cm; d = 36\ cm$$

- **Pourcentage minimal :**

Suivant le petit côté : $Aminx \geq 8 \times h = 3{,}2\ cm^2$

Suivant le grand côté : $Aminy \geq 8 \times h \times \frac{3-\alpha}{2} = 8{,}16\ cm^2$

Condition de non fragilité :

$$\text{Amin} = 0{,}23.\,\text{b.d}\,\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 36 \times \frac{2{,}1}{400} = 4{,}35\text{cm}^2$$

- **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min(33\ \text{cm}, 3\text{hr}) \rightarrow S_{tx} = 15\ \text{cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45\ \text{cm};\ 4\text{hr}) \rightarrow S_{ty} = 15\ \text{cm}$$

	Sens x-x		Sens y-y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_u(KN.m)$	42,421	63,632	33,682	50,523
$A_s\ (cm^2)$	3 ,43	5,71	2,72	4,10
$A_{smin}(cm^2)$	4,35	4,35	4,35	4,35
choix	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
$A_{adpt}\ (cm^2)$	9,23	9,23	9,23	9,23
$S_t(cm)$	15	15	15	15

Tableau VII.4: Ferraillage à l'ELU

	Sens x-x		Sens y-y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser}(KN.m)$	51,243	34,162	28,081	42,122
$A_s\ (cm^2)$	4,16	2,75	2,26	3,09
$A_{smin}(cm^2)$	4,35	4,35	4,35	4,35
choix	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
$A_{adpt}\ (cm^2)$	9,23	9,23	9,23	9,23
$S_t(cm)$	15	15	15	15

Tableau VII.5 : Ferraillage à l'ELS

- **Vérifications des contraintes :**

Dans le béton : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6$$

$$f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

$$\begin{cases} y = \dfrac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0 \\ I = \dfrac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A_s'(y'-d)^2] \end{cases} \begin{matrix} y: \text{positiondel'axeneutre} \\ \text{momentd'inertie} \end{matrix}$$

$$\sigma_{bc} = k.y$$

Dans l'acier **:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = n.k(d-y) < \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{n.}f_{t28}\right)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens XX :

Position	M_{ser} $(KN.m)$	$A_{S\,adpt}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	observation
Appuis	51,243	9,23	3,56	167,66	15	202	cv
Travée	34,162	9,23	2 ,37	111,83	15	202	cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELU sens XX

Sens YY :

Position	M_S $(KN.m)$	$A_{S\,adpt}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Observation
Appuis	28,081	9,23	1,95	91,92	15	202	Cv
Travée	42,122	9,23	2,92	142,18	15	202	Cv

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS sens YY

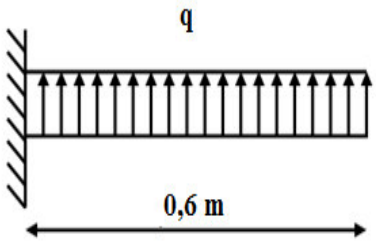
VII.5 Ferraillage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur l=60cm ; le calcul de ferraillage se fera pour une bande de largeur b=1m.

$$b = 1m; h = 0{,}9; l = 0{,}6m$$

- **Calcul à L'ELU :**

$$M_u = \frac{qu.l^2}{2} = \frac{(117{,}836).(0{,}6)^2}{2} = 21{,}20\ KN.m$$



- **Calcul à L'ELS :**

Figure VII.4 : Poussée de terres sur le débord

$$M_s = \frac{qser.l^2}{2} = \frac{(85{,}406).(0{,}6)^2}{2} = 15{,}373\ KN.m$$

Nous remarquons que le moment M_U calculé est très petit par rapport a celui calculé au panneau du radier M_T, donc on adopte le même ferraillage que la dalle de radier.

$$A_{ADPT} = 6HA14 = 9{,}23cm^2$$

VII.6 Ferraillage de la nervure :

➢ Dimensionnent des nervures :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivante :

La section de la nervure est considéré comme une section en T avec :

$b1$: Largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure et ne doit pas dépassé le $1/6$ de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le $1/10$ de la portée.

La moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives$8h0$.

b : Largeur de la dalle de compression

$$b1 < min\begin{cases}\frac{Lx}{2} = 200cm \\ \frac{Ly}{10} = 44\ cm\end{cases} \rightarrow b_1 = 40\ cm$$

$$b = 2b_1 + b0 = 130cm$$

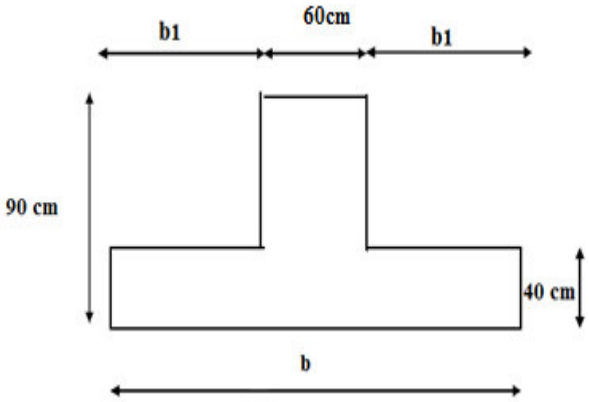
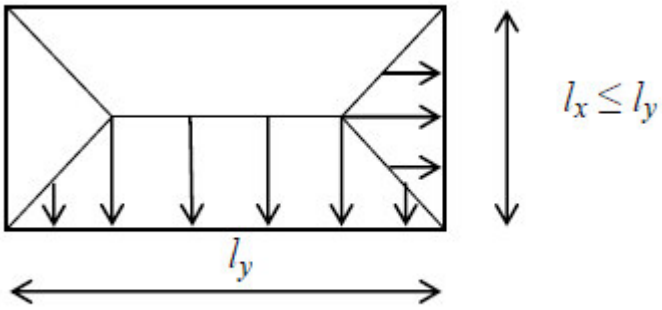


Figure VII.5 : dimensionnement des nervures

➢ Evaluation des charges :

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :



	Triangulaires	Trapézoïdal
q_M	$q_{eq} = q.\frac{l_x}{3}$	$q_{eq} = q.\frac{l_y}{2}(1-\frac{\alpha^2}{3})$
q_T	$q_{eq} = q.\frac{l_x}{4}$	$q_{eq} = q.\frac{l_y}{2}(1-\frac{\alpha}{2})$

Tableau VII.8: Evaluation des charges

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Sens x-x		Sens y-y	
Combinaison	q (KN/m^2)	q $_M$(KN/m^2)	q $_T$(KN/m^2)	q $_M$(KN/m^2)	q $_T$(KN/m^2)
ELU	117,836	314,229	235,672	375,675	282,829
ELS	85,406	227,749	170,812	272,286	204,991

Tableau VII.9 : Détermination des charges.

➢ **Détermination des efforts :**

Le calcul de ferraillage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées. Ou les efforts sont calculés par la méthode de Caquot :

- **Calcul des moments :**

En appuis:

$$M_i = \frac{p_w \times l'^3_w + p_e \times l'^2_e}{8{,}5(l'_w + l'_e)}$$

En travée :

$$M_i = -\frac{\sum k_w\, p_w \times l'^2_w + \sum k_e\, p_e \times l'^2_e}{(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

$$l' = 0{,}8l \rightarrow \quad \text{travée intermédiaire } l' = l \text{ travée de rive}$$

$$k_w = \frac{l}{l'_w} \qquad k_e = \frac{l}{l'_e}$$

Pw : Charge du côté West de la travée considérée.

Pe : Charge du côté Est de la travée considérée.

lw : Longueur de la travée West.

le : Longueur de la travée Est.

I : Inertie de la nervure.

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_{wi} = V_{0w} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_{wi}}$$

$$V_{wi} = V_{0e} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_{ei}}$$

Avec :

Vow , Voe : Efforts tranchants sur appuis des travées de référence en valeur algébrique.

Mi , $Mi-1$: Moments sur appuis avec leurs signes
Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

	Sens x-x			Sens y-y		
		Moment		La	Moment	
Combinaison	La charge (KN/m)	Sur appuis $(KN.m)$	En travée $(KN.m)$	charge (KN/m)	Sur appuis $(KN.m)$	En travée $(KN.m)$
ELU	314,229	968,65	647,33	375,675	970,99	726,49
ELS	227,749	704,29	470,13	272,286	712,85	521,19

Tableau VII.10: Détermination des moments maximaux à l'ELU et à l'ELS

	Sens x-x		Sens y-y	
Combinaison	La charge (KN/ml)	$Vmax(KN)$	La charge (KN/ml)	$Vmax(KN)$
ELU	235 ,672	460,80	282,829	570,19

Tableau VII.11: Détermination des efforts tranchants maximaux à l'ELU

- **Calcul des armatures :**

Armatures longitudinales :
Condition de non fragilité **:**

$$A_{min} = 0{,}23 b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

sens	Longitudinale (x-x)		Transversale (y-y)	
localisation	**Sur appuis**	**En travée**	**Sur appuis**	**En travée**
$M(KN.m)$	968,65	647,33	970,99	726,49
section	Rectangulaire $(b \times h)$	Rectangulaire $(b \times h)$	Rectangulaire $(b \times h)$	Rectangulaire $(b \times h)$
$A(cm^2)$	32,95	21,8	33,03	24,54
$A_{min}(cm^2)$	13,69	13,69	13,69	13,69
Choix	2×4T20+4T16	2×4T20	2×4T20+4T16	2×4T20
$A_{adpt}(cm^2)$	33 ,16	25 ,12	33 ,16	25 ,12

Tableau VII.12 : ferraillage des nervures A l'ELU

sens	Longitudinale (x-x)		Transversale (y-y)	
localisation	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
$M(KN.m)$	704,29	470,13	712,85	521,19
section	Rectangulaire $(b \times h)$	Rectangulaire $(b \times h)$	Rectangulaire $(b \times h)$	Rectangulaire $(b \times h)$
$A(cm^2)$	23,77	15,72	24,06	17,46
$A_{min}(cm^2)$	13,69	13,69	13,69	13,69
Choix	4T20+2×4T16	4T20+4T16	4T20+2×4T16	4T20+4T16
$A_{adpt}(cm^2)$	28 ,64	20,6	28 ,64	20,6

Tableau VII-13 : ferraillage des nervures A l'ELS

VII.6.1 Vérification :

A ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Sens longitudinale :

$$V_u = 460{,}80\text{KN}$$

$$\tau u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0{,}44\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{su}} = min\left(\frac{0{,}15 f c28}{\gamma b}, 4\text{MPa}\right) = 2{,}5\text{MPa}$$

$$\tau_{su} \leq \overline{\tau_{su}} \rightarrow condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

Sens transversal :

$$V_u = 570{,}19 \text{ KN}$$

$$\tau u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0{,}54\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{su}} = min\left(\frac{0{,}15 f c28}{\gamma b}, 4\text{MPa}\right) = 2{,}5\text{MPa}$$

$$\tau_{su} \leq \overline{\tau_{su}} \rightarrow condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

A ELS:

- **Vérifications des contraintes :**

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.Y$$

$$\begin{cases} y = \dfrac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0 \text{ y: positiondel'axeneutre} \\ I = \dfrac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A_s'(y'-d)^2] \text{momentd'inertie} \end{cases}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Dans l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = n.k(d-y) < \overline{\sigma_{st}} = \min(\tfrac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n.f_{t28}})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant : $A_{S\ adpt}(cm^2)$

Sens XX :

Position	M_S $(KN.m)$	$A_{S\ adpt}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	observation
Appuis	704 ,29	28,64	4,13	162,8	15	202	cv
Travée	470,13	20,6	3,84	152,2	15	202	cv

Tableau VII.14 : Vérification des contraintes à l'ELS sens XX

Sens YY :

Position	M_S $(KN.m)$	$A_{S\,adpt}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Observation
Appuis	712,85	28,64	4,66	170,01	15	202	Cv
Travée	521,19	20,6	3,90	160,20	15	202	Cv

Tableau VII.15: Vérification des contraintes à l'ELS sens YY

➢ **Armatures transversales :**

- **Calcul des armatures de cisaillement:**

Le règlement impose la condition suivante :

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{lmin}\right\}$$

$$\emptyset_t \leq min\{25{,}71; 13; 14\}$$

$$\text{on prend: } \emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement St :**

D'après(RPAV2003) :

Zone nodale : $S_{tmax} \leq \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right) = 30cm$

Zone courante : $S_{tmax} \leq \frac{h}{2} = 45cm$

D'après BAEL91 :

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

- **Choix des cadres :**

On adopte des cadres transversaux **8T10.** Avec un espacement de :

$$\begin{cases} S_t = 10\ cm\ en\ zone\ nodale \\ S_t = 20cm\ en\ zone\ courante \end{cases}$$

Conclusion générale

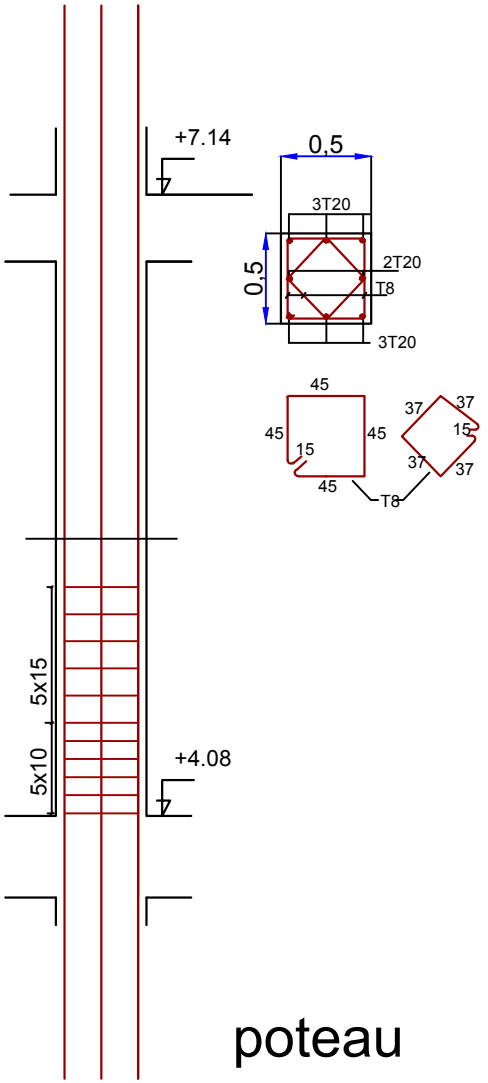
L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique logiciels comme **ROBOT** ; **AUTOCAD**….qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

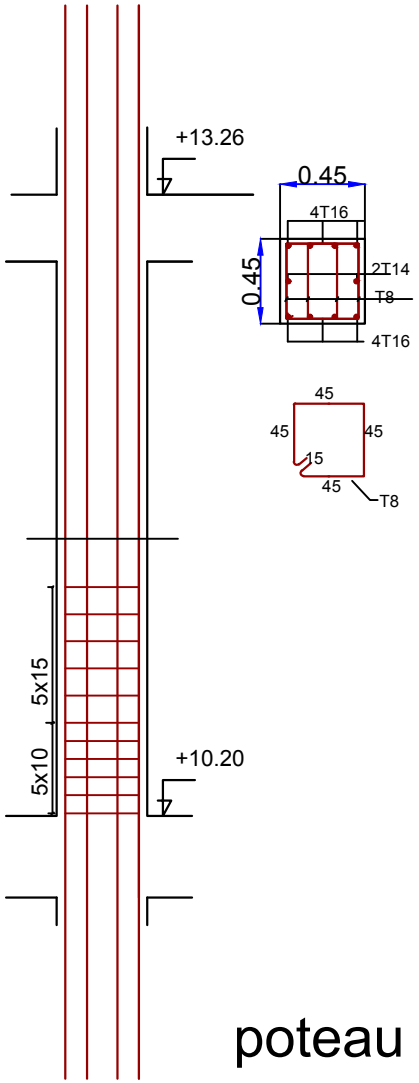
Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maitrise de leur phénomène imposent des mises à jours régulières des règlements parasismique afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le coté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

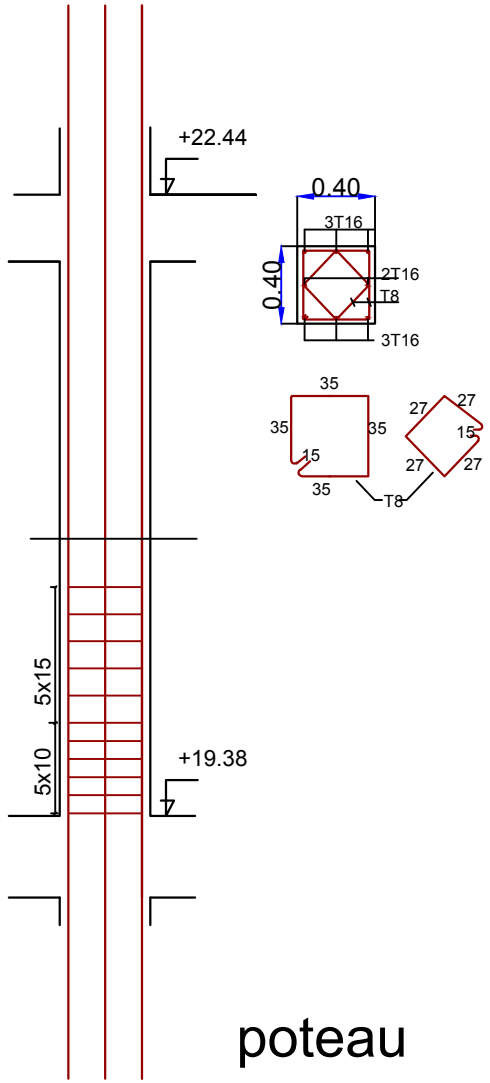
Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.



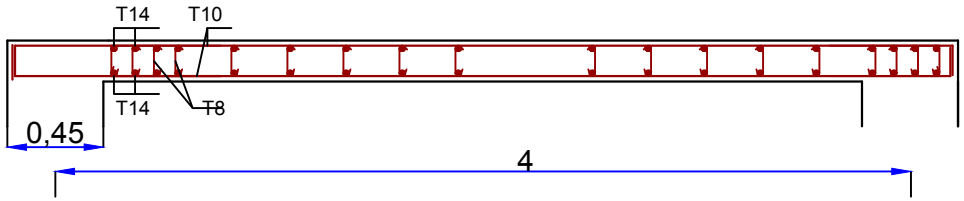
poteau
50x50



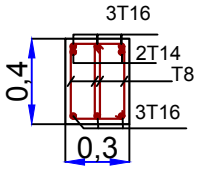
poteau
45x45



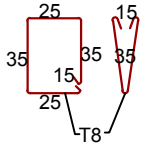
poteau
40x40

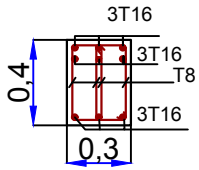


voile

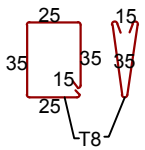


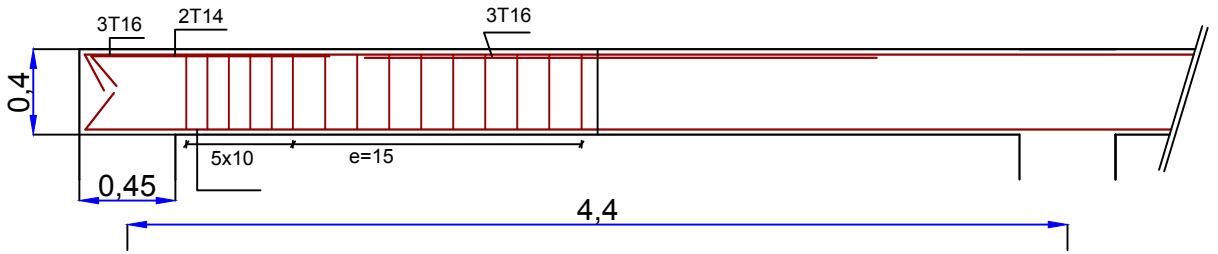
appuis



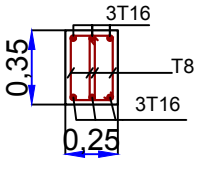


travée

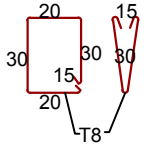


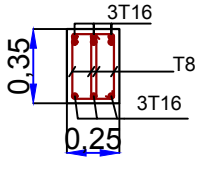


poutre 40x30

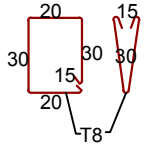


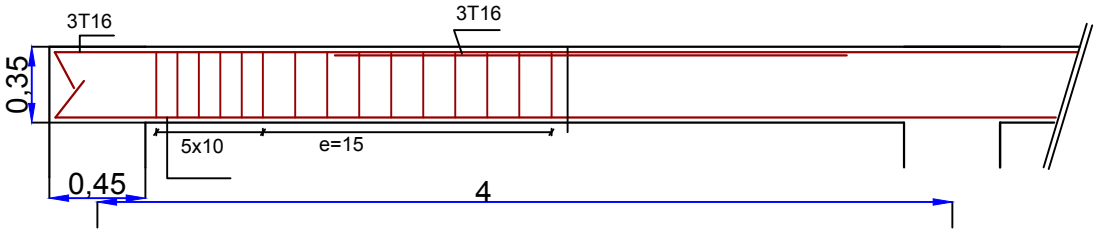
appuis





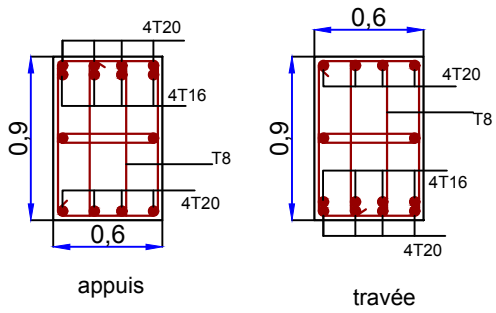
travée



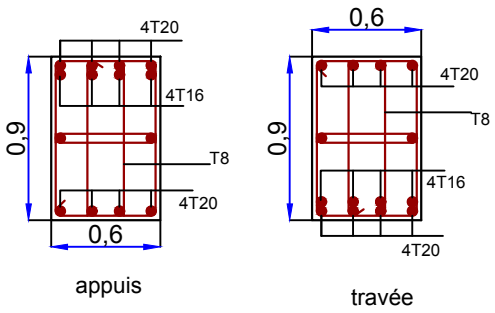


poutre 30x25

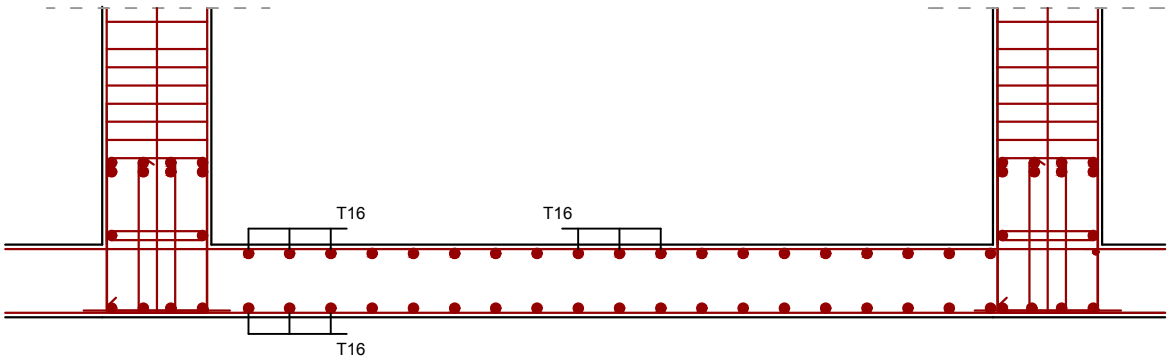
RADIER
+
NERVEUR



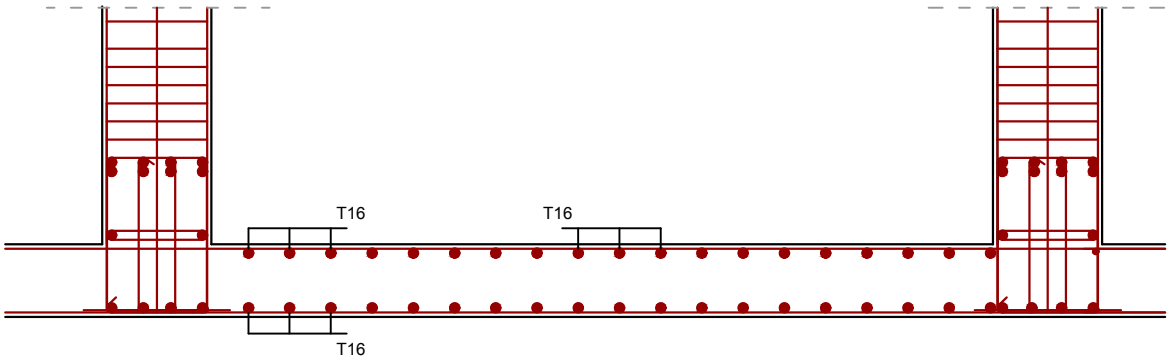
Nerveur sens x-x



Nerveur sens y-y



sens X-X



sens Y-Y

BIBLIOGRAPHIE

- **Règlements**
  - **RPA99V2003 :** règlement parasismique algérienne.
  - **CBA93 :** règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
  - **BAEL91 :** béton armé aux états limites.
  - **DTR B.C.2.2 :** Document technique réglementaire (charges et surcharges).

- **Cours et mémoires**
  - Cours de Béton armé 3ème année.
  - Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
  - Cours de « Résistance des matériaux » 3ème année.
  - Cours de «conception technique de construction » master 1.
  - Mémoires et thèses des promotions précédentes.

- **Logiciels**
  - **ROBOT2018**……Analyse des structures
  - **AUTOCAD 2015**……Dessin
  - **EXCEL 2007**……...Calcul.
  - **WORD 2010**……Traitement du texte.
  - **SOCOTEC** …… ferraillage.

.

.