

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.
Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et Commercial
contreventé par Voiles et portiques
(Modélisé avec ETABS)*



Etudié par :

Mr. SEKKAI Ali

Mr. SEDDIKI Nadir

Dirigé par :

M^{me} : AKMOUSSI

Année 2019 /2020

Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos remerciements vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur **M^{me}AKMOUSSI** pour son aide et ses orientations ainsi que ses encouragements et conseils précieux de plus à sa disponibilité durant toute la période de notre projet.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicaces :

♣ *Pour que ma réussite soit complète je tiens à la partager avec les gens que j'aime, je dédie ce modeste travail qui est le fruit de nos efforts :*

** Mes chères parents, que dieu les protèges.*

** Mon frère : SAID .*

** Ma sœur : LYNDA et sa famille .*

** Toute ma famille .*

** Anais et la petite Mila .*

** A mes très chères amis : KARIM , SAMIR, Amar , Idir ,BILAL, Malik, Mourad , Brahim, Hassina , Wahiba ,Fatima , Meriem, Thanina, fahima, kenza ,yassine,lyes ,Mahdi , Mouhamed , himmani , Massi ,nedjma ,Ahcen sadi ,nymar , stikage*

** A mon binôme Seddikj Nadir et tout sa famille.*

** A toute la promotion 2019-2020.*

**SEKKAI
ALI**

Dédicaces :

♣ *Pour que ma réussite soit complète je tiens à la partager avec les gens que j'aime, je leur dédie ce modeste travail qui est le fruit de leur soutien infaillible :*

- * A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices et leurs prières tout au long de mes études, que dieu les protèges.*
- * A mes frères et sœurs : Mahrez, faiz, Yanis et Yasmina, pour leur appui et leur encouragement, je leur souhaite le plein succès.*
- * A mes chers amis : Billaal, Ali, Malek, Juba, Mourad, Brahim, Hafid, Adel, Yacine, Hassina, Wahiba, Mahdi, Rezki, anis, fahima, louisa, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral, je ne trouverais jamais assez de mots pour leurs exprimer mon amour, En leurs espérant le plein succès.*
- * A mon binôme SEKKAI Ali et toute sa famille.*
- * A toute la promotion 2019-2020.*

**NADIR
SEDDIKI**

Liste des figures

Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

Figure :I.1) Les éléments constituant un plancher (étage courant)	2
Figure :I.2) Dalle pleine	3
Figure :I.3) Composants d'un escalier	3
Figure :I.4) Les murs intérieurs et extérieurs	4
Figure :I.5) Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU	8
Figure :I.4) Treillis soudés	9
Figure : I.7) Diagramme contrainte déformation	10
Figure :I.9) diagramme (contrainte-déformation) de l'acier	11

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Figure :II.1) coupe transversale du plancher terrasse corps creux	13
Figure :II.2) coupe transversale du Plancher terrasse (dalle pleine)	14
Figure :II.3) coupe transversale du Plancher étages courants (corps creux)	15
Figure :II.4) coupe transversale du Plancher étages courants (Dalle pleine)	15
Figure :II.5) coupe transversale d'un Balcon	16
Figure II.6) plancher en corps creux (16+5)	20
Figure :II.7) Le poteau le plus sollicité	23

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III.1.1) Treillis soudé de 20x20 cm ²	29
Figure III.1.2) Coupe vertical d'une poutrelle	30
Figure III.1.3) Méthode des trois moments	32
Figure III.1.4) Schéma statique de la poutre continue reposant sur 6 appuis	33

Figure III.1.5) Diagramme des moments fléchissant (kN.m).....	35
Figure III.1.6) Diagramme des efforts tranchants (kN)	35
Figure III.1.7) Schéma statique de la poutre continue reposant sur 4 appuis	36
Figure III.1.8) Diagramme des moments fléchissants (kN.m)	38
Figure III.1.9) Diagramme des efforts tranchants (kN)	38
Figure III.1.10) Section de calcul de la poutre après coulage de la dalle de compression	39
Figure III.1.11) ferrailages des poutrelles	40
Figure III.1.12) Diagramme des moments fléchissants (kN.m)	43
Figure III.1.13) Diagramme des efforts tranchants (kN)	44
Figure III.1.14) Diagramme des moments fléchissants (kN.m)	44
Figure III.1.15) Diagramme des efforts tranchants (kN)	45
Figure III.1.16) plane de ferrailage du plancher.....	48
Figure III.2.1) Schéma général d'un escalier	49
Figure III.2.2) Schéma statique de l'escalier	50
Figure III.2.3) schéma statique d'escalier à ELU	53
Figure III.2.4) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU57	
Figure III.2.5) Section rectangulaire	58
Figure. III.2.6) Schéma statique de l'escalier de l'étage courant	62
Figure III.2.7) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.65	
Figure III.2.8) Section rectangulaire.....	68
Figure III.2.9) Schéma statique del'escalier	69
Figure III.2.10) Schéma statique de l'escalier de l'étage courant	71
Figure III.2.11) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant L'ELU	75

Figure. III.2.12) Schéma statique de l'escalier de l'étage courant	80
Figure III.2.13) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.....	83
Figure III.2.14) Section rectangulaire	86
Figure III.3.1) Schéma de la poutre	87
Figure III.3.2) Section de la poutre palière.....	87
Figure III.3.3) Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELU.	89
FigureIII.3.4) Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS...	93
Figure III.3.5) Ferrailage de la poutre palière	95
Figure III.4.1) Schéma statique de la poutre de chaînage.....	96
Figure III.4.2) Schéma de chargement à l'ELU	97
Figure III.4.3) Schéma de chargement à l'ELS.....	97
Figure III.4.4) Diagrammes des efforts internes à l'ELU	98
Figure III.4.5) Schéma de ferrailage de la poutre noyée.....	103
Figure III.5.1) coupe verticale de l'acrotère	104
Figure III.5.2) Diagramme des efforts	105
Figure III.5.3) Schéma de calcul de l'acrotère	106
Figure III.5.4) Section rectangulaire soumise à la flexion composée	107
Figure III.5.5) Schémas de ferrailage de l'acrotère	112
Figure III.6.1) Schéma ascenseur	114
Figure III.6.2) Diffusion de la charge dans le feuillet	115
Figure III.6.3) les moments dans les deux sens (L_x ; L_y)	118
Figure III.6.4) Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x	125

Figure III.6.5) Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y	126
Figure III.7.1)Schéma du balcon	127
Figure III.7.2 schéma statique du balcon.....	128
Figure III.7.3) Diagramme des efforts interne à l'ELU	129
Figure III.7.4) chargent de balcon à l'ELS.....	133
Figure III.7.5) Schéma de ferrailage des balcons.....	135
Figure III.7.6) Coupe transversale (A-A) des balcons	135

Chapitre IV : Modélisation et Présentation du logiciel ETABS

Figure IV.5) Version du logiciel ETABS utilisée.....	136
Figure IV.2) Choix des unités.....	138
Figure IV.3) Démarrer un nouveau model	138
Figure IV.6) La géométrie de base	139
Figure IV.7) Les lignes de construction	140
Figure IV.8) Définition des étages	141
Figure IV.9) Définition des matériaux	142
Figure IV.10) Les matériaux béton et bardage	142
Figure IV.11) Vérification des dimensions	143
Figure IV.12) Définition des éléments lignes	144
Figure IV.13) Spécification de l'enrobage	145
Figure IV.14) Définition des poutres de secondaires	146
Figure IV.15) Définition des poutres principales	146
Figure IV.16) Définition des éléments surfaciques	147

Figure IV.17) Définition des appuis	148
Figure IV.18) Vue en 3 D de la structure.....	149
Figure IV.19) Définition de la masse sismique	150
Figure IV.20) Définition des diaphragmes.....	150
Figure IV.21) Vue en plan après l'assignement des diaphragmes.....	151
Figure IV.22) Définition des cas de charges	152
Figure IV.23) Introduction des charges pour les dalles pleines.....	152
Figure IV.24) Introduction des charges pour les planchers des étages courants.....	159
Figure IV.25) Introduction des charges _ plancher étage de service.....	159
Figure IV.26) Introduction des charges _ plancher RDC	154
Figure IV.27) Introduction des charges pour la poutre palière.....	154
Figure IV.28) Introduction des charges pour la toiture	155
Figure IV.29) Définition du spectre du calcul	156
Figure IV.30) Introduction du spectre dans ETABS.....	157
Figure IV.31) Définition de la réponse sismique dans les deux directions	158
Figure IV.32) Les combinaisons de charges	159
Figure IV.33) Définition des options d'analyse	160
Figure IV.34) Lancement de l'analyse	161

Chapitre V: Vérifications des exigences du RPA99 version 2003

Figure V.35) Les options pour l'obtention du tableau des informations modales	163
Figure V.36) La période et les masses participantes.....	164
Figure V.3) Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R.	169

Figure V.4) L'effort de la charge E_x repris par l'ensemble.....	170
Figure V.5) L'effort de la charge E_x repris par portique	171
Figure V.6) L'effort de la charge E_x repris par le l'ensemble.....	172
Figure V.7) L'effort de la charge E_x repris par portique	172
Figure V.8) L'effort de la charge E_x repris par le l'ensemble.....	173
Figure V.9) L'effort de la charge E_x repris par le portique	174
Figure V.110) Déplacements absolu sous l'action E_x et E_y	183

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1)Logiciel « SOCOTEC »	190
Figure VI.2)Logiciel « SOCOTEC »	201
Figure VI.3.1)Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	213

Chapitre VII :étude de l'infrastructure

Figure VII.1) Schéma statique de calcul du débord du radier	241
Figure VII.2) Cas des charges trapézoïdales	243
Figure VII.3) Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées)	248
Figure VII.4) Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées)...	249
Figure VII.5) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées	253
Figure VII.6) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sensdes grandes portées)	253

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

Tableau : I.1) Caractéristiques des aciers utilisés.....	9
--	---

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau: II-1) : Coefficients de dégression des surcharges.....	25
Tableau : II-2) : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (E- 5	25
Tableau : II.3) vérification les sections transversale des poteaux	26
Tableau : II.4) Vérification des poteaux au flambement.....	27

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.1.1) Vérification des contraintes à l'ELS	46
Tableau III.2.1) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant	55
Tableau III.2.2) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant	64
Tableau III.6.1) ferrailage sur appuis et en travée	119

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA99 version 2003

Tableau V.1) Période choisie en fonction de la condition sur T	168
Tableau V.2) Valeurs du coefficient de comportement R	175
Tableau V.3) Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X.....	177
Tableau V.4) Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y.....	183
Tableau V.5) Déplacements relatifs d'étages.....	184
Tableau V.6) L'effet P-Delta selon le sens X-X	186
Tableau V.7) L'effet P-Delta selon le sens Y-Y	186

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1.2) Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	187
Tableau VI.1.3) Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003.....	188
Tableau VI.1.4) Détermination des armatures longitudinales des poteaux	191

Tableau VI.1.5) Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux	192
Tableau VI.1.6) Détermination des armatures transversales	193
Tableau VI.1.7) Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux	196
Tableau VI.1.8) Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux	198
Tableau VI.2.1) Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres	200
Tableau VI.2.2) Détermination des armatures longitudinales des poutres principales	202
Tableau VI.2.3) Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires	202
Tableau VI.2.4) Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.....	208
Tableau VI.2.5) Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.....	208
Tableau VI.3.1) ferraillages des voiles	216
Tableau VI.3.2) ferraillages des voiles	217
Tableau VI.3.3) ferraillages des voiles	218
Tableau VI.3.4) ferraillages des voiles	219

Chapitre VII :étude de l'infrastructure

Tableau VII.1) semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	222
Tableau VII.2) semelles filantes sous voiles (sens transversal)	222
Tableau VII.3) Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.....	223
Tableau VII.4) Détermination du poids propre du radier	229
Tableau VII.5) Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier	238

Tableau VII.6) Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier	241
Tableau VII.7) Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.....	244
Tableau VII.8) Détermination des charges sens des grandes portées [suite.....	245
Tableau VII.9) Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées	246
Tableau VII.10) Ferrailage des nervures à L'ELU	250
Tableau VII.11) Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures	254

Liste des notations

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\varnothing : Diamètre des armatures.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s^{ad} : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc}^{ad} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

Liste des notations

F : Force concentrée.

f : Flèche. Liste des notations

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

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_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

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 d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

SOMMAIRE

❖ Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I-1) Introduction	1
I-2) Description de l'ouvrage	1
I-3) Caractéristiques géométriques.....	1
I-4) Eléments de l'ouvrage	1
I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II-1) Introduction.....	13
II-2) Charges et surcharges	13
II-3) Pré dimensionnement des poteaux	16
II-4) Pré dimensionnement des poutres.....	17
II-5) Pré dimensionnement des planchers	19
II-6) Pré dimensionnement des voiles	22
II-7)Descente de charges	23

Chapitre III : Calcul des éléments.

III-1) Étude de plancher	28
III-2) Calcul de l'escalier	49
III-3) Calcul de la poutre palière	87
III-4) Etude de la poutre noyée	96
III-5) L'acrotère.....	104
III-6) Étude de la salle machine	113
III-7) Calcul des balcons	127

Chapitre IV : Modélisation et Présentation du logiciel ETABS

IV.1) Définition d'un logiciel de calcul	136
IV.2) Description de logiciel ETABS	136
IV.3) Manuel d'utilisation du logiciel ETABS	137
IV.3.1) Première étape : spécifier la géométrie de la structure à modéliser	137
IV.3.2) Deuxième étape : Définition des caractéristiques géométriques des éléments ...	143

IV.3.3) Troisième étape : les conditions aux limites pour les structures à modéliser.....	147
IV.3.4) Quatrième étape : introduire les charges des différents éléments de la structure ...	151
IV.3.5) Cinquième étape : les combinaisons des charges	158
IV.3.6) Sixième étape : l'analyse dynamique	159

Chapitre V : Modélisation et Vérification des conditions du RPA.

V.1) Présentation de l'ouvrage.....	162
V.2) Étude dynamique	162
V.2.1) Participation de la masse modale de la structure	162
V.2.2) Nombre de modes propres (Art 4.3, 4 du RPA99 /version 2003	164
V.2.3) Vérification de l'effort tranchant à la base.....	165
V.2.4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3, 1 du RPA 2003)	166
V.2.5) Vérification de la période fondamentale	167
V.2.6) Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R.....	168
V.2.7) Calcul du facteur d'amplification dynamique D.....	176
V.2.8) Calcul du facteur de qualité Q.....	176
V.2.9) Détermination du poids de la structure W	178
V.2.10) Calcul de l'effort tranchant à la base	179
V.2.11) Vérification des déplacements relatifs.....	181
V.2.12) Vérifications De l'effet P-Delta	184

Chapitre VI : Ferrailage des éléments.

VI.1) Ferrailage des poteaux	187
VI.2) Ferrailage des poutres	199
VI.3) Ferrailage des voiles	210

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

VII.1) Introduction	220
---------------------------	-----

VII.2) Choix du type de fondations.....	220
VII.2.1) Semelles isolées.....	220
VII.2.2) Semelles filantes.....	221
VII.2.3) Radier général.....	225
VII.2.4) Détermination des sollicitations.....	227
VII.2.5) Détermination de la surface nécessaire du radier.....	227
VII.2.6) Détermination des sollicitations à la base du radier	228
VII.3) Ferrailage du radier	235
VII.3.1) Ferrailage de la dalle du radier.....	235
VII.3.2) Vérification à l'ELU.....	239
VII.3.3) Vérification des contraintes à l'ELS	240
VII.3.4) Ferrailage du débord.....	241
VII.3.5) Ferrailage des nervures.....	242
VII.4) Le ferrailage	249
VII.4.1) Vérification à l'ELU.....	251
VII.4.2) Vérification des contraintes à l'ELS	253

❖ Conclusion générale

❖ Références bibliographiques

INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent.

Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus importants) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente, bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemple :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie)
- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes et règlementations en vigueur.

I-1) Introduction :

Ce premier chapitre a pour but la présentation globale de notre ouvrage avec ses caractéristiques et ses éléments constitutifs ainsi que leurs caractéristiques mécaniques.

I-2) Description de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour en (R+8) à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1^{er} au 8^{ème} étage à usage d'habitation.

Cet ouvrage, sera implanté à Tizi-ouzou classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

I-3) Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

Hauteur de RDC4,08 m.

Hauteur d'étage courant :.....3,06 m.

Hauteur du bâtiment :.....28,56 m.

Hauteur salle machine.....2,89 m.

Dimensions en plan

Le bâtiment à une forme rectangulaire de dimensions :

Longueur totale38,40 m.

Largeur totale..... 20,65 m.

I-4) Eléments de l'ouvrage :

La structure est composée des éléments ci-dessous :

I.4.1 Ossature du bâtiment :

Les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version2003 » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en voiles et portiques.

➤ Les portiques :

Ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

➤ Les voiles :

Sont des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal ; ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement)

I.4.2) Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment, capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent répondre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaines et conduites (eau, chauffage, électricité,...).

Dans notre bâtiment nous distinguons deux types de planchers :

A) Plancher en corps creux :

Porté par des poutrelles disposées parallèlement à la petite portée des travées (espacées de 65 cm) sur lesquelles on pose les corps creux (Hourdis).

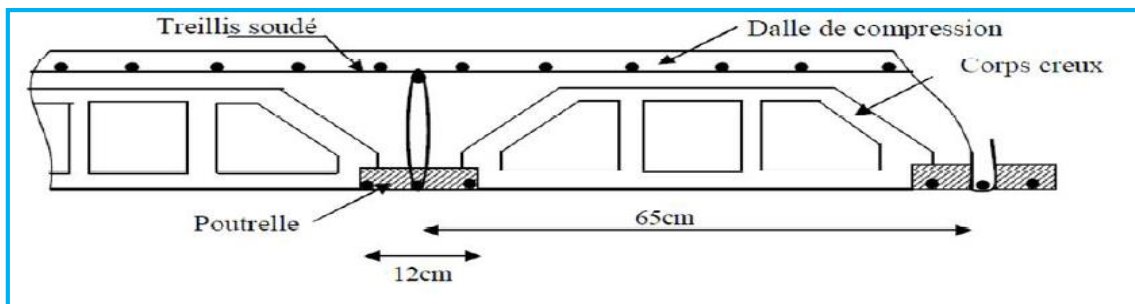


Figure : I.1) Les éléments constituant un plancher (étage courant).

B) Plancher en dalle pleine :

Réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Les balcons de notre structure sont réalisés en dalle pleine.

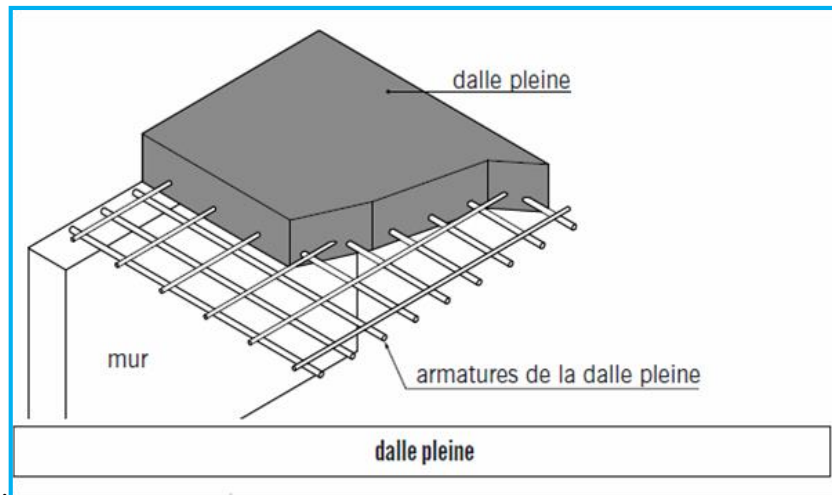


Figure :I.2) Dalle pleine.

I.4.3) Balcons :

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

I.4.4) Les escaliers :

Ce sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers réalisée en béton armé, coulé sur place. Notre bâtiment contient deux types d'escaliers

- Escalier RDC avec 3 volées
- Escalier d'étages courants avec 2 volées

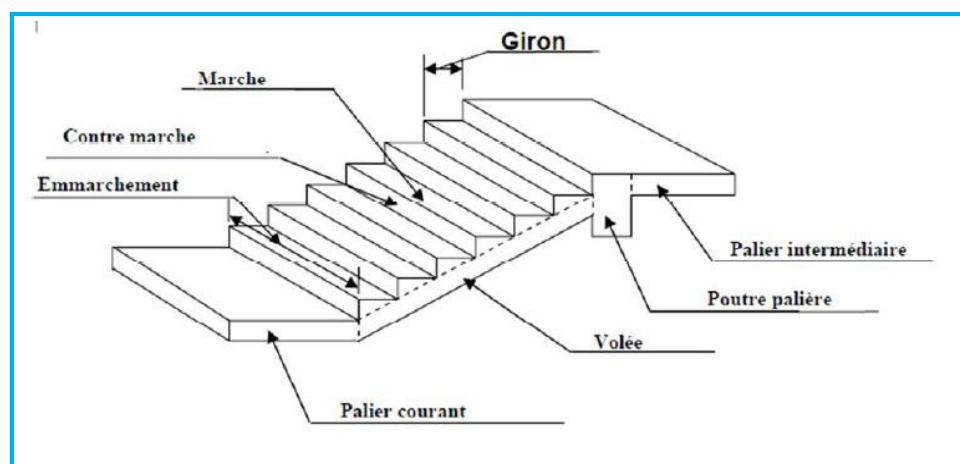


Figure :I.3) Composants d'un escalier.

I.4.5) Les revêtements :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.

- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.4.6) La maçonnerie en brique :

A) Murs extérieurs :

Les façades extérieures sont réalisées en double cloisons de deux briques creuses, 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et 10cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.

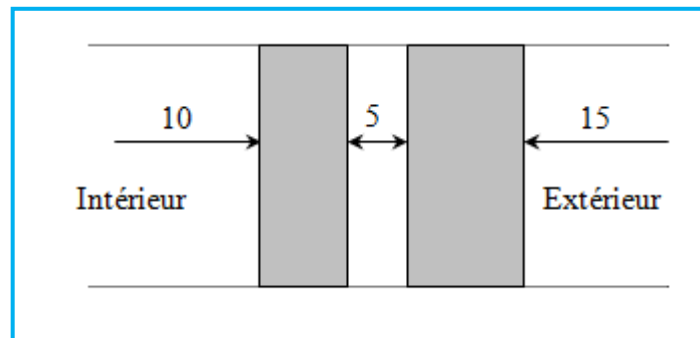


Figure : I.4) Les murs intérieurs et extérieurs.

B) Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.7) 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. Ils sont caractérisés par une forme géométrique spécifique qui leur offre une importante inertie, grâce à laquelle ils soulagent considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques - voiles).

I.4.8) Les fondations :

Ce sont des ouvrages en béton armé qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.). Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Il existe trois types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (RPA99/ version 2003) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (BAEL 91/ modifié 99).

I-5-1) Le béton :

5-1-1) Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,46 + 0.83j)} \quad \text{MPa} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

5-1-2) Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91) :

Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

5-1-3) Contraintes limites :**a) Contrainte limite à la compression** (Art 4 – 3 .41 BAEL91) :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa}$$

Avec :

 γ_b : coefficient de sécurité $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\rightarrow f_{bc} = 14,20$ MPa $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\rightarrow f_{bc} = 18,48$ MPa θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.**b) Contrainte limite de cisaillement** (Art A – 5.1.21 BAEL91) : $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible. $\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.**c) Contraintes de service à la compression** (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

5-1-4) Module d'élasticité :

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

a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91) :

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

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :

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

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

c) Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

d) Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service
- $\nu = 0$ l'état limite ultime

5-1-5) Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **L'état limite ultime :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

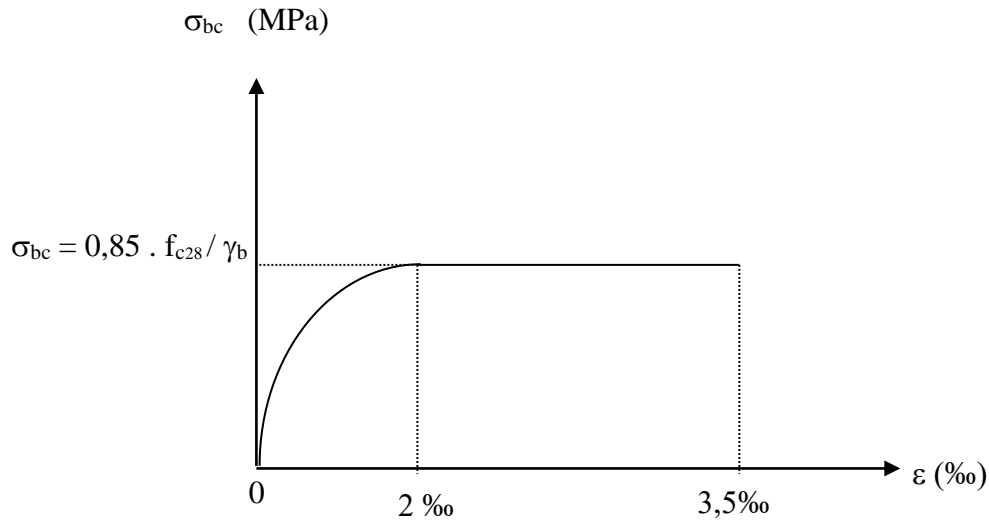


Figure :I.5) Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU.

I-5-2) Les aciers

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général, les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL) :** feE215 et fe E 235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPA respectivement.
- **Les aciers à hautes adhérences (HA) :** fe E400 et fe E 500 correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPA et 500MPA respectivement.
- **Treillis soudés :** Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement. Les espacements entre axes

sont égaux.

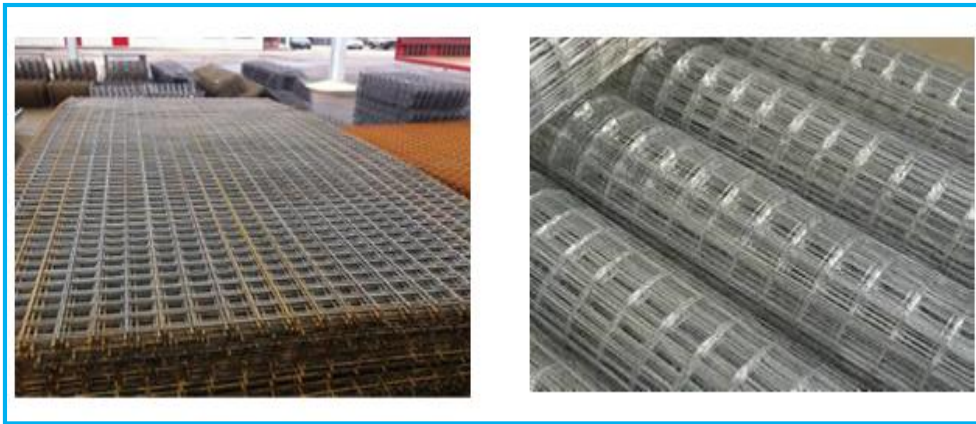


Figure :I.6) Treillis soudés.

5.2.1) Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier :

Tableau I.1) Caractéristiques des aciers utilisés

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	10	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	550	8	1,3	1

5-2-2) module d'élasticité longitudinal :

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91/ modifié99, A.2.2 ,1})$$

5-2-3) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

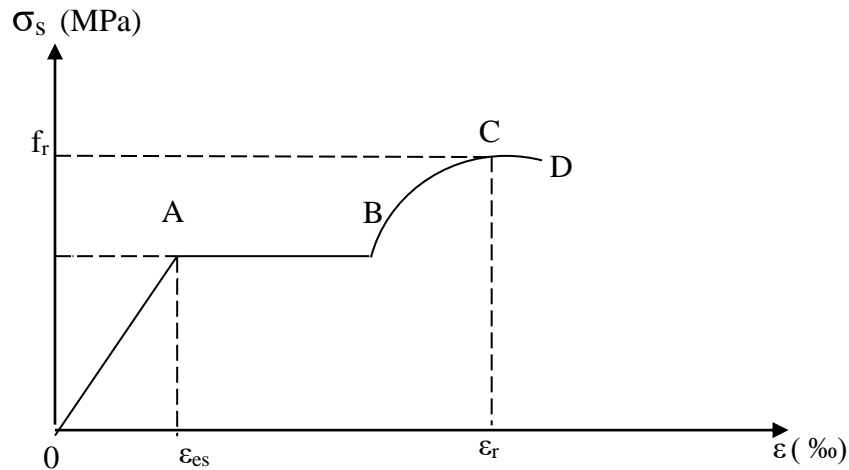


Figure : I.7) Diagramme contrainte déformation

Avec : f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ε_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

5-2-4) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

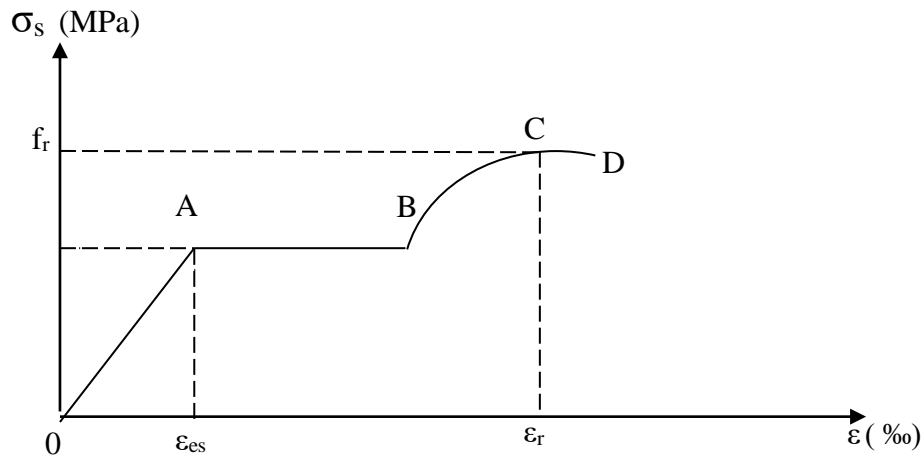


Figure :I.8) Diagramme contrainte déformation de calcul

Avec : f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

5-2-5) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

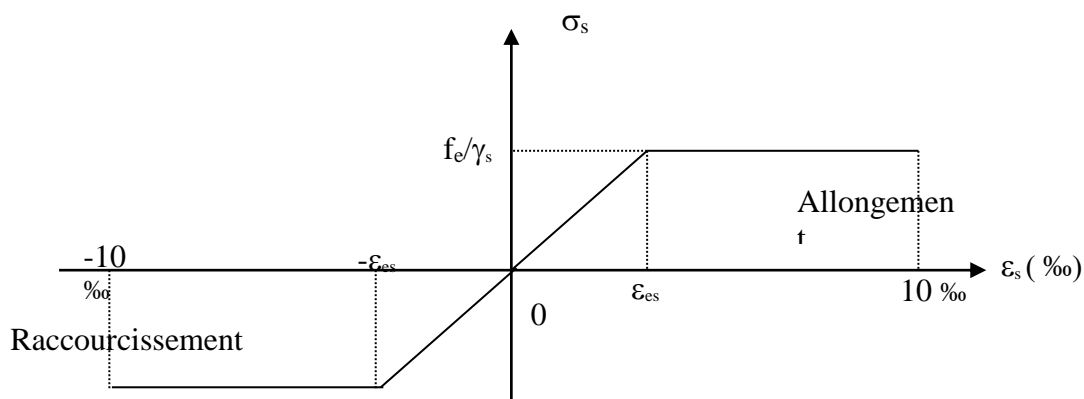


Figure :I.9) diagramme (contrainte-déformation) de l'acier.

5-2-6) Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

5-2-7) La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad \text{MPa}$$

c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en } \quad \text{MPa}$$

5-2-8) Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II-1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99 (version 2003) et BAEL91 (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II-2) Charges et surcharges

II-2-1) Charges permanentes

a) Plancher terrasse corps creux) :

- 1- Protection lourde ($e_p = 5\text{cm}$)..... 1,00 KN /m²
- 2- Etanchéité multiple ($e_p = 2\text{cm}$).....0,12 KN /m²
- 3- Forme de pente ($e_p = 7\text{cm}$)..... 1,54 KN /m²
- 4- Para vapeur (Feuille polyane)..... 0,01 KN/m²
- 5- Isolation thermique en liège ($e_p = 5\text{cm}$) 0,16 KN /m²
- 6- Plancher corps creux (16 + 5cm)..... 2,94 KN /m²
- 7- Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$) 0,20 KN /m²

$$G = 5,97 \text{ KN /m}^2$$

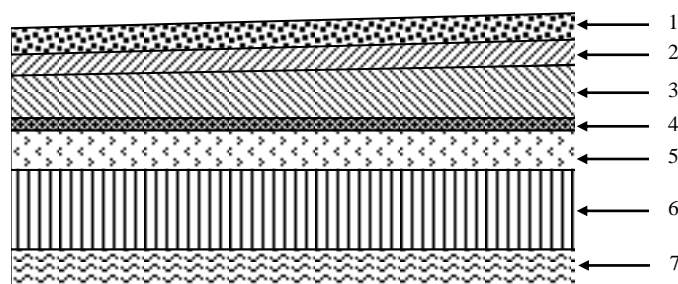


Figure :II.1) coupe transversale du plancher terrasse corps creux.

b) Plancher terrasse (dalle pleine) :

1- Protection lourde	($e_p = 5 \text{ cm}$).....	1,00 KN /m ²
2- Etanchéité multiple	($e_p = 2 \text{ cm}$).....	0,12 KN /m ²
3- Forme de pente	($e_p = 7 \text{ cm}$).....	1,54 KN /m ²
4- Para vapeur	(Feuille polyane).....	0.01 KN/m ²
5- Isolation thermique en liège ($e_p = 5 \text{ cm}$) ...		0,16 KN /m ²
6- Dalle pleine en béton armé ($e_p = 15 \text{ cm}$)...		3,75 KN /m ²
7- Enduit de plâtre	($e_p = 2 \text{ cm}$)	0,20 KN /m ²

$$G = 6,62 \text{ KN /m}^2$$

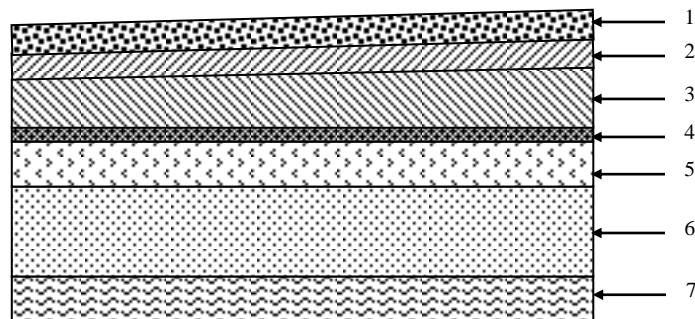


Figure :II.2) coupe transversale du Plancher terrasse (dalle pleine).

c) Plancher étages courants (corps creux) :

1-Revêtement en carrelage	($e_p = 2 \text{ cm}$).....	0,40 KN /m ²
2-Mortier de pose	($e_p = 3 \text{ cm}$).....	0,60 KN /m ²
3-Couche de sable	($e_p = 3 \text{ cm}$).....	0,66 KN /m ²
4-Plancher corps creux	(16 +5 cm).....	2 ,94 KN /m ²
5-Enduit de plâtre	($e_p = 2 \text{ cm}$).....	0,20 KN /m ²
6-Maçonnerie en brique creuse ($e_p = 10 \text{ cm}$).....		0,90 KN /m ²

$$G = 5,70 \text{ KN/m}^2$$

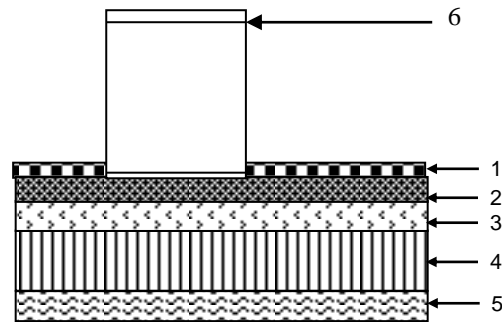


Figure :II.3) coupe transversale du Plancher étages courants (corps creux) .

d) Plancher étages courants (Dalle pleine) :

1-Revêtement en carrelage	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
2-Mortier de pose	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,60 KN /m ²
3-Couche de sable	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,66 KN /m ²
4-Dalle pleine en béton armé	($e_p = 15\text{cm}$).....	3,75 KN /m ²
5-Enduit de plâtre	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,20 KN /m ²
6-Maçonnerie en brique creuse	($e_p = 10\text{cm}$).....	0,90 KN /m ²

$$G = 6,51 \text{ KN /m}^2$$

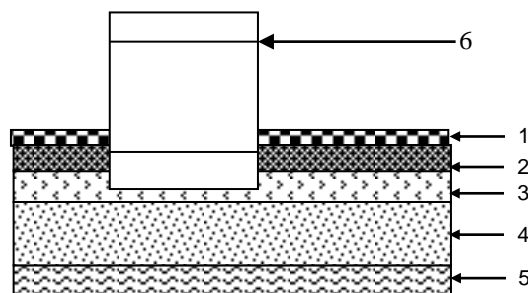


Figure :II.4) coupe transversale du Plancher étages courants (Dalle pleine) .

e) Balcons :

1- Revêtement en carrelage	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,54 KN /m ²
2- Mortier de pose	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,60 KN /m ²
3- Couche de sable	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,66 KN /m ²
4- Dalle pleine en béton armé	($e_p = 15\text{cm}$).....	3,75 KN /m ²
5- Enduit de ciment	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
6- Cloison de séparation interne	($e_p = 10\text{cm}$)...	1.30 KN/m ²

$$G = 6,92 \text{ KN /m}^2$$

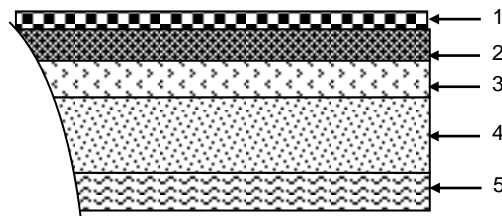


Figure :II.5) coupe transversale d'un Balcon.

II-2-2) Surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse.....	1,00 KN /m ²
Plancher étages courants	1,50 KN /m ²
Balcones.....	3,50 KN /m ²
Plancher du RDC.....	1,50 KN /m ²
Escalier	2,50 KN /m ²

II-3) Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :

σ_b : contrainte de compression du béton.

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

Remarque

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (R P A 99) pour un poteau en Zone IIa qui est de 25 x 25 cm²

II- 4) pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

4-1) Poutres principales

a) La hauteur h_t : la hauteur h_t est donnée par :

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

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis

h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 495 - 25 = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10}$$

$$31,33 \leq h_t \leq 47 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

b) La largeur b

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

$$16 \leq b \leq 28$$

Nous prenons : $b = 30 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4$$

→ Conditions vérifiées

4-2) Poutres secondaires**a) La hauteur h_t**

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

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis ;

h_t : hauteur totale de la poutre ;

$$\frac{465}{15} \leq h_t \leq \frac{465}{10}$$

$$31 \leq h_t \leq 46,5 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_t = 35 \text{ cm}$

b) La largeur b

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

$$14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Nous prenons : $b = 30 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4$$

→ Conditions vérifiées

Conclusion

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales : $h_t = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $h_t = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

II-5) Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II-5-1) Plancher en corps creux

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

On a :

$$L = 4,85 - 0,25 = 4,60 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{460}{22.5}$$

$$h_t = 20,44 \text{ cm}$$

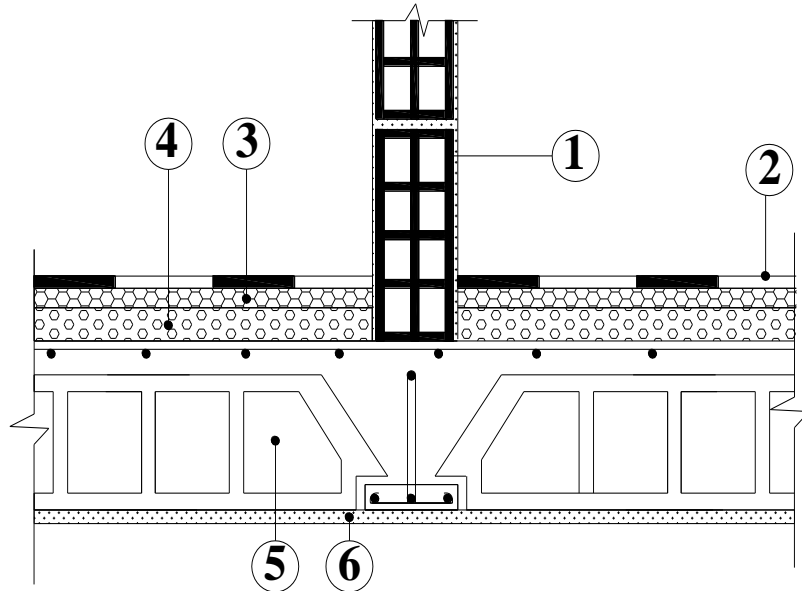


Figure II.6) plancher en corps creux (16+5)

Conclusion

On adoptera un plancher de 21 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

II- 5- 2) Plancher dalle pleine

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

5-2-1) Condition de résistance à la flexion

a) Épaisseur minimale requise h_0 :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} \quad \text{Si} \quad \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{45} \quad \text{Si} \quad \alpha > 0.4$$

$$\text{Avec :} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

l_x : Petit coté du panneau de dalle

l_y : Grand coté du panneau de dalle

5-2-2) Résistance au feu

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 15\text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$ pour un coup de feu de quatre heures

5-2-3) Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si} \quad M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si} \quad M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

II-6) Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)

6-1) L'épaisseur (e)

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_{e \max} = 4,08 - 0,2 = 3,88 \text{ m}$$

$$e = \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$$

Avec : $h_{e(\max)}$: Hauteur libre du RDC

6-2) Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 1,5 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

Condition vérifiée

L_{\min} : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15cm.

$$e = 19,4 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Conclusion

On adoptera une épaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$.

II- 7) Descente de charges

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

II-7-1) Calcul de l'effort normal sous poteau (E-5)

1) Surface d'influence revenant au poteau

$$S1=(15 \times 14,25) = 213,75 \text{ cm}^2$$

$$S2=(23,25 \times 15) = 348,75 \text{ cm}^2$$

$$S3=(23,25 \times 22,75) = 528,93 \text{ cm}^2$$

$$S4=(14,25 \times 22,75) = 324,18 \text{ cm}^2$$

$$ST=S1+S2+S3+S4= 1415,61 \text{ cm}^2$$

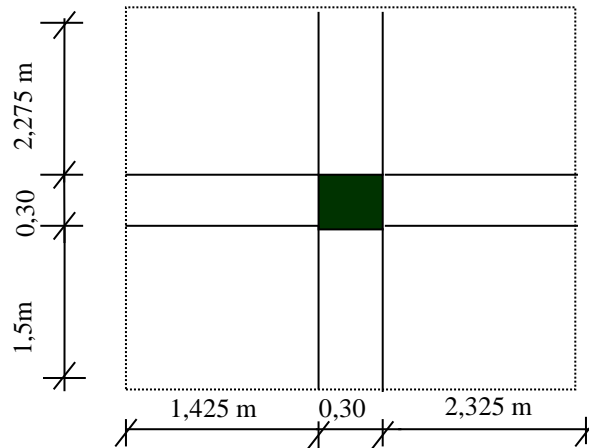


Figure :II.7) Le poteau le plus sollicité.

2) Poids propre des poutres

Poutres principales : $G_{pp} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times (4,95 - 0,30) = 13,95 \text{ KN}$

Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times (4,85 - 0,30) = 11,943 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres : $G_p = 13,95 + 11,943 = 25,89 \text{ KN}$

3) Poids des planchers

Plancher terrasse : $G = G_c \times S = 5,97 \times 14,156 = 84,51 \text{ KN}$

Plancher étage courant : $G = G_t \times S = 5,70 \times 14,156 = 80,69 \text{ KN}$

4) Surcharge d'exploitation

$Q_{0pt} = 1 \times 14,156 = 14,156 \text{ KN}$

surcharge du plancher terrasse

$Q_{1pc} = 1,5 \times 14,156 = 21,234 \text{ KN}$

surcharge du plancher courant (habitation)

5) Poids propre des poteaux

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fonction de la mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

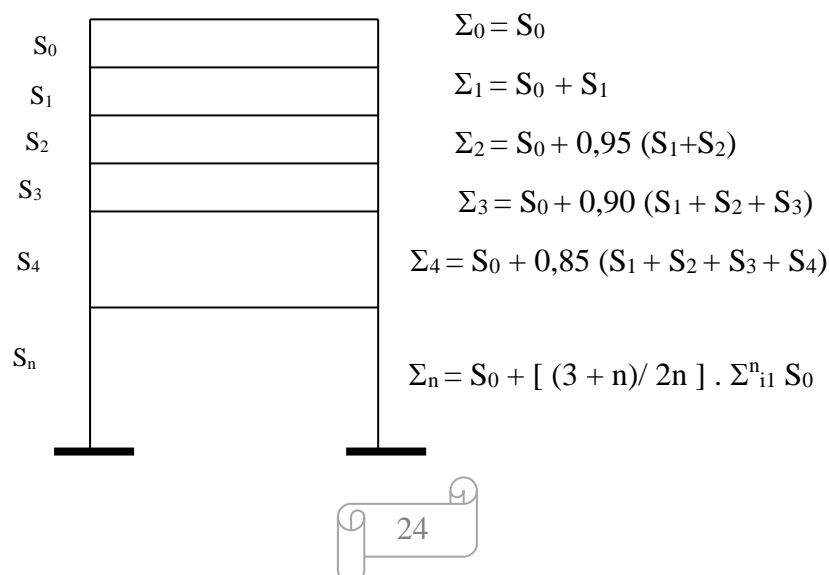
II-7-2) Surcharges d'exploitation

7-2-1) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Coefficients de dégression des charges



Pour $n \geq 5$ **Tableaux : II-1) : Coefficients de degression des surcharges.**

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.74	0.69	0.66

7-2-2) Les surcharges Cumulées

$$Q_8 = 14,156 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 14,156 + (21,234 \times 1) = 35,390 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 14,156 + 0,95 (21,234 \times 2) = 54,500 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 14,156 + 0,90 (21,234 \times 3) = 71,487 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 14,156 + 0,85 (21,234 \times 4) = 86,351 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 14,156 + 0,80 (21,234 \times 5) = 93,783 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 14,156 + 0,75 (21,234 \times 6) = 109,709 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 14,156 + 0,714 (21,234 \times 7) = 120,283 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rdc}} = 14,156 + 0,687 (21,234 \times 8) = 130,858 \text{ KN}$$

Tableaux : II-2) : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (E- 5).

Niveaux	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	Q	Q Cumul	$N = G_c + Q_c$	$S \geq N / \sigma_{bc}$	Section adoptée
8	84,51	25,893	0	110,40	110,40	14,156	14,156	124,55	83,037	30*30
7	80,69	25,893	6,885	113,46	223,86	21,234	35,390	259,25	172,833	30*30
6	80,69	25,893	6,885	113,46	337,32	21,234	54,500	391,82	261,213	30*30
5	80,69	25,893	6,885	113,46	450,78	21,234	71,487	522,26	348,178	35*35
4	80,69	25,893	6,885	113,46	564,24	21,234	86,351	650,59	433,727	35*35
3	80,69	25,893	6,885	113,46	677,7	21,234	93,783	771,48	514,322	35*35
2	80,69	25,893	6,885	113,46	791,16	21,234	109,70	900,86	600,573	35*35
1	80,69	25,893	6,885	113,46	904,62	21,234	120,28	1024,9	683,266	40*40
RDC	80,69	25,893	9,18	115,76	1020,38	21,234	130,85	1151,23	767,486	40*40

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

$$\text{Min (bxh)} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (bxh)} \geq h_e/20 \quad 1/4 < b/h < 4 \quad \text{Zone IIa}$$

$$1/4 < b/h < 4$$

Tableaux : II.3) vérification les sections transversales des poteaux.

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
40*40	Min (b,h)≥25	Min (40x40)=40	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥(h _e /20)	(408/20)=20,4	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥(h _e /20)	(306/20)=15,3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b1/h1)=1	Condition vérifiée
35*35	Min (b,h)≥25	Min (35x35)=35	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥(h _e /20)	(306/20)=15,3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b1/h1)=1	Condition vérifiée
30*30	Min (b,h)≥25	Min(30x30)=30	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥(h _e /20)	(306/20)=15,3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b1/h1)=1	Condition vérifiée

Conclusion :

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}
Poteaux	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²	(30*30) cm ²

II-7-3) Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

(BAEL 91 modifié 99)

Avec :

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

i : Rayon de giration ($i = [I/B]^{1/2}$)

b_v I: moment d'inertie du poteau : $I = bh^3/12$

B : section transversale du poteau ($B = hb$)

L_0 : longueur d'un poteau entre faces supérieures de des planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7l_0}{h} \longrightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

Tableaux :II.4)Vérification des poteaux au flambement.

Niveau	La section	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	40*40	23,46	Vérifiée
1 ^{ème}	40*40	17,27	Vérifiée
2 ^{ème} et3 ^{ème} et4 ^{ème} et5 ^{ème}	35*35	18,74	Vérifiée
6 ^{ème} et7 ^{ème} et8 ^{ème}	30*30	23,03	Vérifiée

Conclusion :

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 50, donc pas de risque flambement.

III-1) Étude de plancher

1-1) Introduction

Les planchers de (16+5) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

1-2) Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

1-2-1) Calcul des armatures

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L: Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T4 \quad , \quad A = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

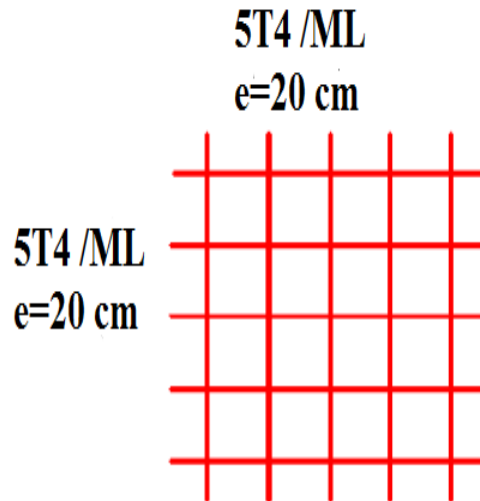
$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 5T4 \quad , \quad A = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Conclusion

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE 520**) de dimension (5T4 200x200) mm².

Figure III.1.1) Treillis soudé de 20x20 cm².**1-2-2) Calcul de la poutrelle**

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation.

a) Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L / 2 , L_1 / 10 , 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65 -12), (L = 53 cm)

L₁ : longueur de la plus grande travée. (L₁ = 485-25=460 cm)

b₀ : largeur de la nervure. (b₀ = 12 cm)

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (h₀ = 5cm).

b) Application

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 46 ; 40)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

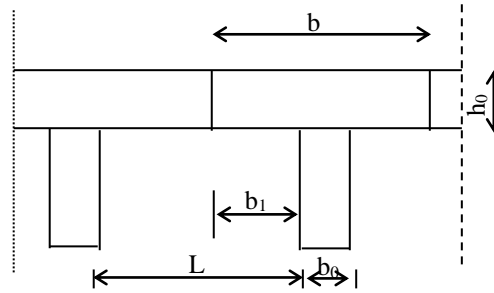


Figure III.1.2) Coupe vertical d'une poutrelle

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes

1^{re} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses (02) extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

1) Chargements

Poids propre de la poutrelle..... $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux..... $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de l'ouvrier.... $Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

La hauteur de la poutrelle est de $h = 16 + 5 = 21 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression... $h_0 = 5 \text{ cm}$

La largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

Enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile $d = 19 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression ... $b = 65 \text{ cm}$

2) Ferrailage à L'ELU

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

$$L_1 = 485 - 25 = 460 \text{ cm}$$

La combinaison de charges à considérer :

$$q = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,98 \text{ KN/ml}$$

le moment en travée :

$$M_t = q L^2 / 8 = 1,98 \times (4,85)^2 / 8 = 5,821 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T = q.L / 2 = 1,98 \times 4,85 / 2 = 4,801 \text{ KN}$$

3) Calcul des armatures

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,821 \times 10^3}{12 \times 4 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 8,54 > \mu_R = 0,394 \quad (\text{Section doublement armée})$$

Conclusion

Les armatures comprimées sont nécessaires, mais vu la faible section du béton il est impossible de les placer. Il faut donc prévoir un étayage pour soutenir les poutrelles lors de la pose des corps creux et de coulage du béton

2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher :

$$G = 5,7 \times 0,65 = 3,705 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

La combinaison de charge :

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 4,68 \text{ KN/ml}$$

1) Vérification des conditions d'application de la Méthode forfaitaire

$$Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN})$$

$$Q = 0,975 \text{ KN} < \max (2G, 5 \text{ KN})$$

- La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.
- Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées :

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

- la fissuration et considérée comme non préjudiciable.
- Les condition ne sont pas toutes vérifier, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable

Conclusion

Les conditions ne sont pas toutes vérifier, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.
On applique la méthode des trois moments

a) Exposé de la méthode des 3 moments :

➤ Exposition de la méthode :

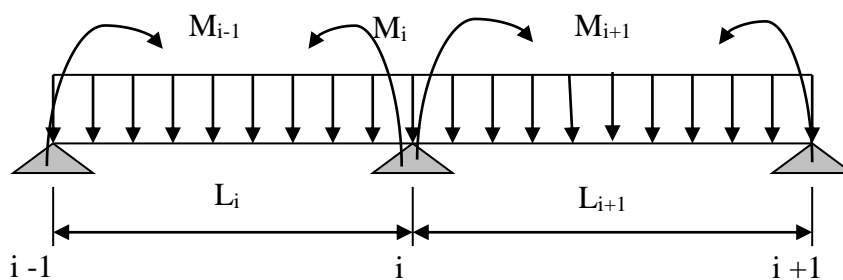


Figure III.1.3) Méthode des trois moments

1- Rappel :

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

➤ Aux appuis :

$$M_{i-1}.L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) = - \left(\frac{q_i.l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}.l_{i+1}^3}{4} \right)$$

Avec M_{i-1} , M_i , M_{i+1} : sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i », et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i »

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i »

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i »

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i »

Dans notre structure ont à 2 cas à étudier :

1^{er} cas :

Cas à étudier : une poutre repose sur 06 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :

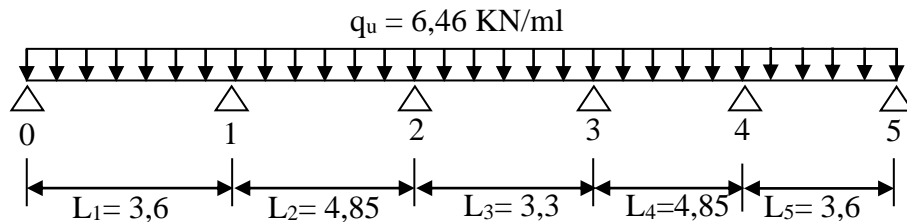


Figure III.1.4) Schéma statique de la poutre continue reposant sur 6 appuis

Application de la méthode des trois moments

Calcul des moments aux appuis :

$$L'_{\text{appui 0}} : 7,2M_0 + 3,6M_1 = -75,349 \text{ -----(1)}$$

$$L'_{\text{appui 1}} : 3,6M_0 + 16,9M_1 + 4,85M_2 = -259,585 \text{ -----(2)}$$

$$L'_{\text{appui 2}} : 4,85M_1 + 16,3M_2 + 3,3M_3 = -242,27 \text{ -----(3)}$$

$$L'_{\text{appui 3}} : 3,3M_2 + 16,3M_3 + 4,85M_4 = -242,27 \text{ -----(4)}$$

$$L'_{\text{appui 4}} : 4,85M_3 + 16,9M_4 + 3,6M_5 = -259,585 \text{ -----(5)}$$

$$L'_{\text{appui 5}} : 3,6M_4 + 7,2M_5 = -75,349 \text{ -----(6)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

a-1-1) Aux appuis :

$$M_0 = M_5 = -4,187 \text{ KN.ml}$$

$$M_1 = M_4 = -11,760 \text{ KN.ml}$$

$$M_2 = M_3 = -9,455 \text{ KN.ml}$$

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de sa faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée
- ❖ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis

a-1-2) Moments corrigés aux appuis :

$$M_0=M_5= -2,792 \text{ KN.ml}$$

$$M_1=M_4= -7,84 \text{ KN.ml}$$

$$M_2=M_3= -6,305 \text{ KN.ml}$$

a-1-3) En travées :

$$\text{Travées (0-1)} ; x_1 = 1,474 \text{ m} ; M_{\max}=2,837 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travées (1-2)} ; x_2 = 2,499 \text{ m} ; M_{\max}= 8,410 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travées (2-3)} ; x_3 = 1,650 \text{ m} ; M_{\max}= - 0,659 \text{ KN.m.}$$

a-1-4) Moments corrigés en travées :

$$\text{Travées (0-1)} ; x_1 = 1,474 \text{ m} ; M_{\max}=3,782 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travées (1-2)} ; x_2 = 2,499 \text{ m} ; M_{\max}= 11,213 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travées (2-3)} ; x_3 = 1,650 \text{ m} ; M_{\max}= - 0,440 \text{ KN.m.}$$

a-1) les efforts tranchants :**a) Calcul des efforts tranchants**

$$V_x = \theta_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \theta = \frac{q L}{2}$$

$$\text{Travée 0-1 : } \begin{cases} T_w = 9,528 \text{ KN} \\ T_e = -13,735 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travées 1-2 : } \begin{cases} T_w = 16,146 \text{ KN} \\ T_e = -15,195 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travées 2-3: } \begin{cases} T_w = 10,662 \text{ KN} \\ T_e = -10,662 \text{ KN} \end{cases}$$

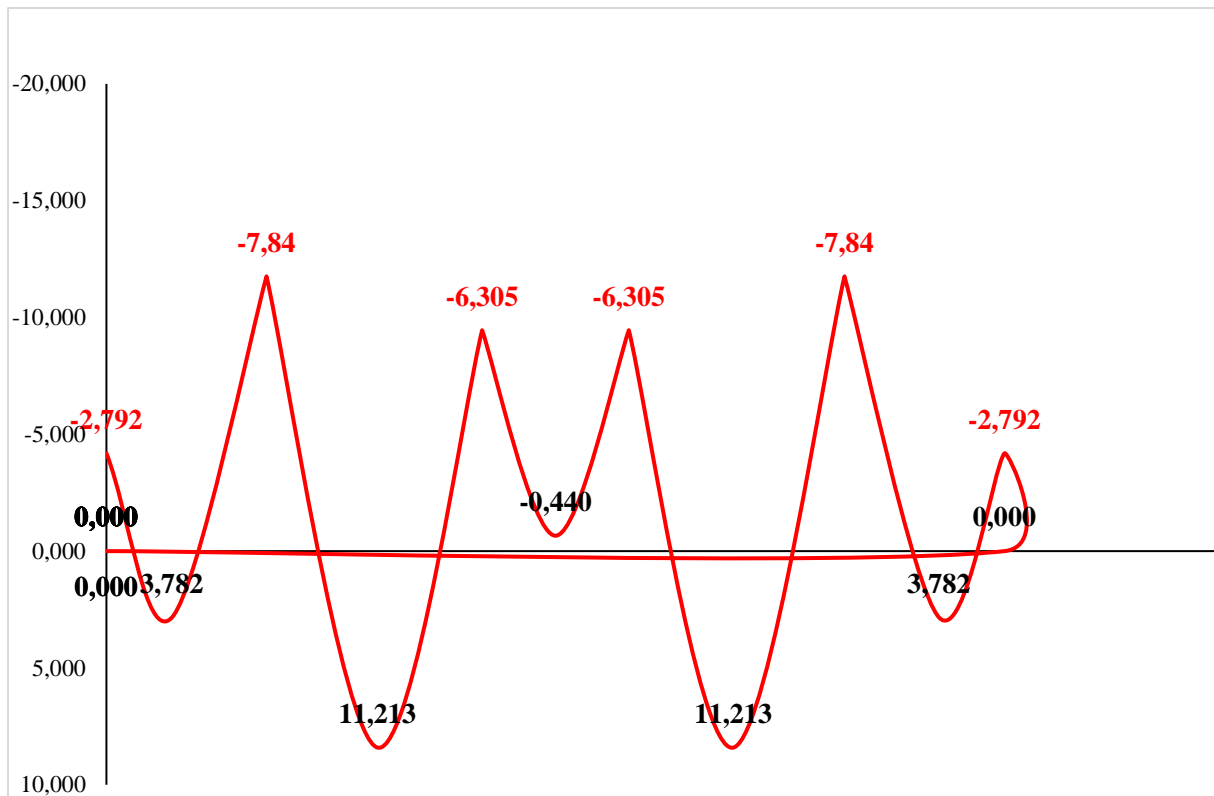


Figure III.1.5) Diagramme des moments fléchissant (kN.m)

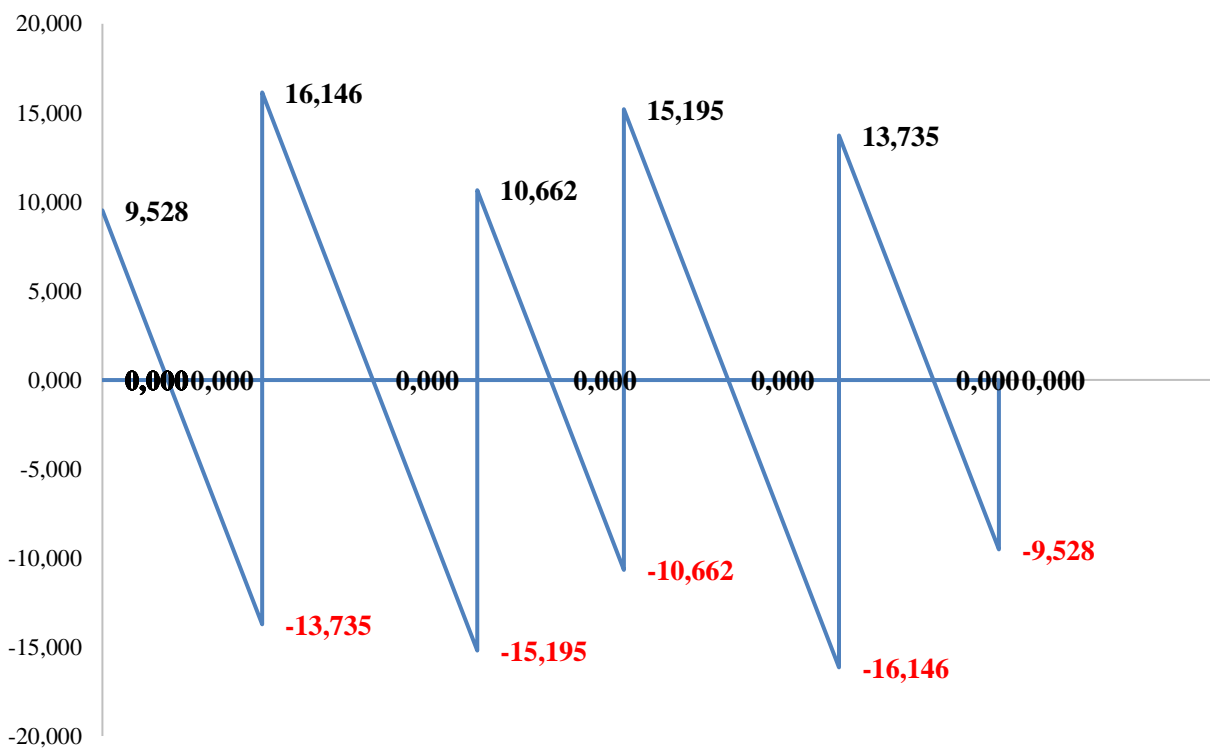


Figure III.1.6) Diagramme des efforts tranchants (kN)

2^{ème} cas :

Cas à étudier : une poutre repose sur 4 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :

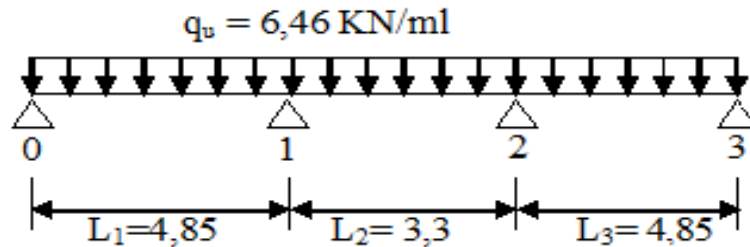


Figure III.1.7) Schéma statique de la poutre continue reposant sur 4 appuis

Application de la méthode des trois moments**Calcul des moments aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'appuis 0 : } 9,7M_0 + 4,85M_1 = -184,245 \text{ -----(1)} \\ \text{L'appuis 1 : } 4,85M_0 + 16,3M_1 + 3,3M_2 = -242,359 \text{ -----(2)} \\ \text{L'appuis 2 : } 3,3M_1 + 16,3M_2 + 4,85M_3 = -242,359 \text{ -----(3)} \end{array} \right.$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

a-1-1) Aux appuis :

$$M_0 = M_3 = -7,6 \text{ KN.ml}$$

$$M_1 = M_2 = -10,485 \text{ KN.ml}$$

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de sa faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée
- ❖ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis

a-1-2) Moments corrigés aux appuis :

$$M_0 = M_3 = -5,066 \text{ KN.ml}$$

$$M_1 = M_2 = -6,99 \text{ KN.ml}$$

a-1-3) En travées :

Travées (0-1) ; $x_1 = 2,33 \text{ m}$; $M_{\max} = 9,985 \text{ KN.m}$.

Travées (1-2) ; $x_2 = 1,65 \text{ m}$; $M_{\max} = -1,688 \text{ KN.m}$.

a-1-4) Moments corrigés en travées :

Travées (0-1) ; $x_1 = 2,33 \text{ m}$; $M_{\max} = 13,313 \text{ KN.m}$.

Travées (1-2) ; $x_2 = 1,65 \text{ m}$; $M_{\max} = -1,125 \text{ KN.m}$.

a-2) les efforts tranchants :**b) Calcul des efforts tranchants**

$$V_x = \theta_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\theta = \frac{q L}{2}$$

$$\text{Travée 0-1 : } \begin{cases} T_w = 15,076 \text{ KN} \\ T_e = -16,265 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travées 1-2 : } \begin{cases} T_w = 10,662 \text{ KN} \\ T_e = -10,662 \text{ KN} \end{cases}$$

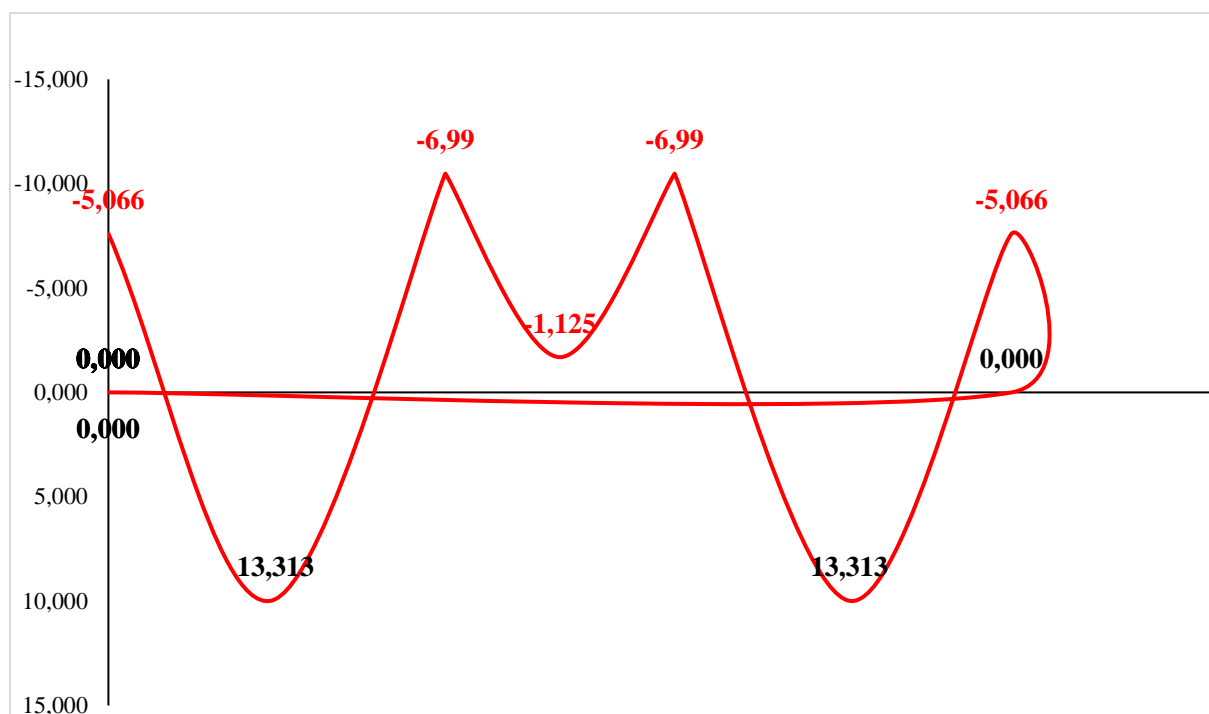


Figure III.1.8) Diagramme des moments fléchissants (kN.m)

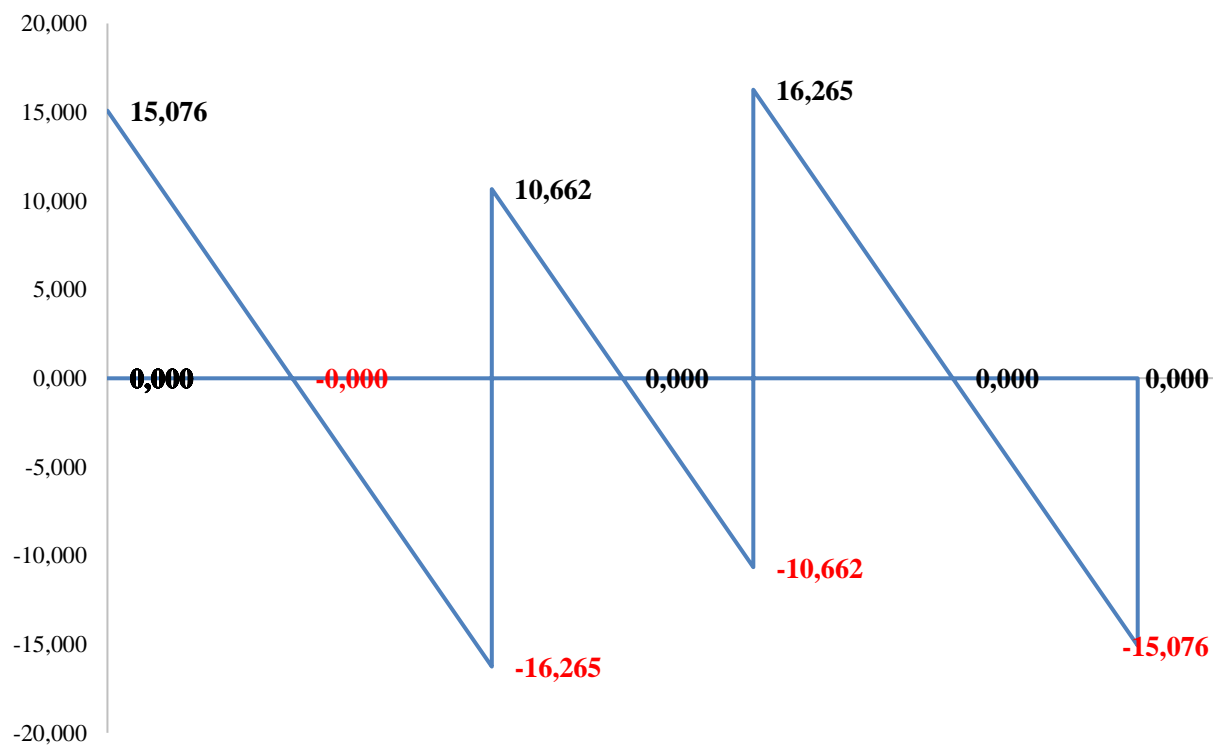


Figure III.1.9) Diagramme des efforts tranchants (kN)

3) Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

En travée :

$$M_u = 13,313 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,05 (0,19 - 0,025)$$

$$M_0 = 76,147 \text{ KN.m} > M_u = 13,313 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 13,313 \cdot 10^3 / 65 \cdot 19^2 \cdot 14,2$$

$$\mu_b = 0,040 < \mu_R = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = M_t / \beta d f_e / \gamma_s$$

$$A_t = 13,313 \cdot 10^3 / 0,980 \cdot 19 \cdot 348 = 2,054 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

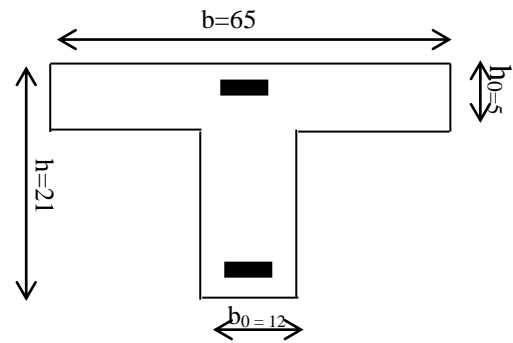


Figure III.1.10) Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

Sur appuis :

$$M_a = 7,84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = M_a / b_0 d^2 f_{bc} = 7,84 \cdot 10^3 / 12 \cdot 19^2 \cdot 14,2$$

$$\mu_b = 0,128 \Rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_a = M_a / \beta d f_e / \gamma_s = 7,84 \cdot 10^3 / 0,931 \cdot 19 \cdot 348 = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous optons : } A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

a) Armatures transversales : (art.A.7.2.2 / BAEL91)

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_1)$$

$$\Phi_t = \min (21/35, 12/10, 1) = 0,6 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 6$

b) Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

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

$$S_t \leq \min (17,1 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 17,1 \text{ cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm}$$

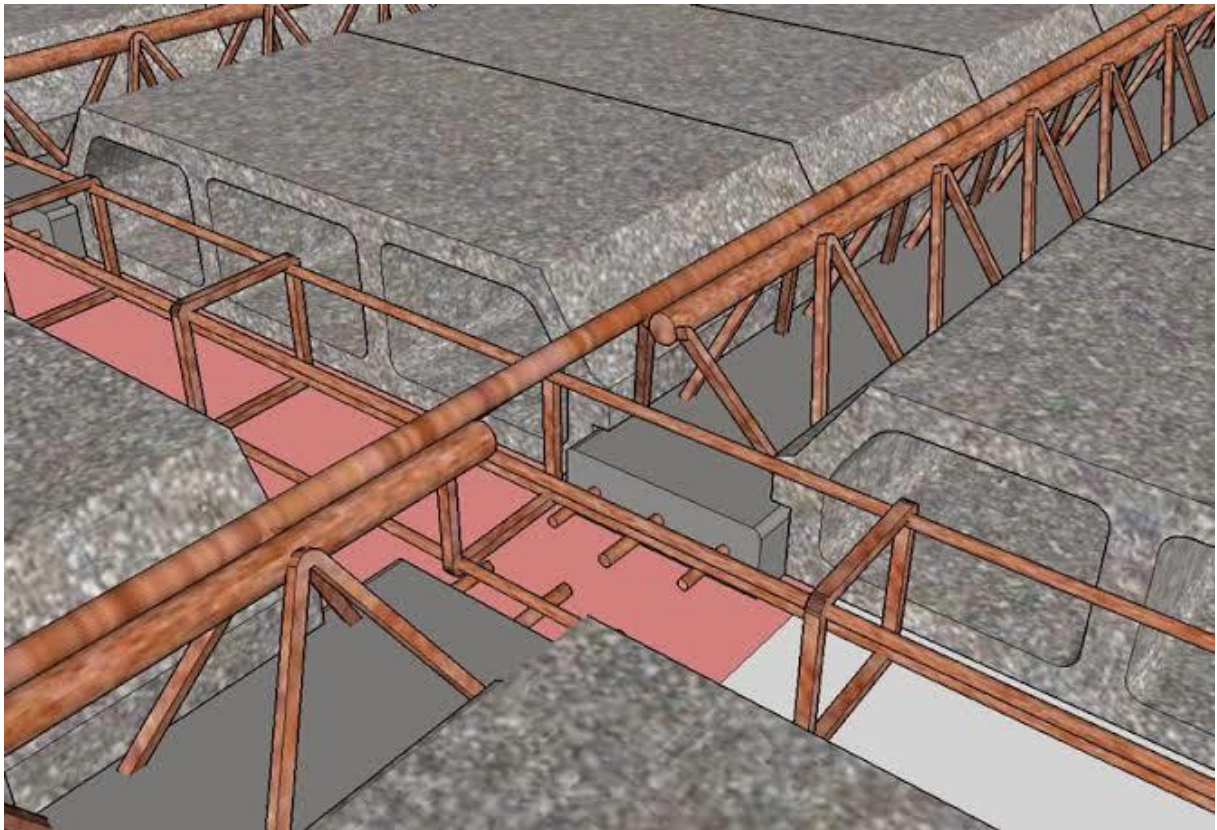


Figure III.1.11) ferrailages des poutrelles

4) Vérifications à l'ELU :**a) Condition de non fragilité****En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 65 \cdot 19 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2$$

————→ Condition vérifiée

Sur appuis :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 12 \cdot 19 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2$$

————→ Condition vérifiée

b) vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$V_u^{\max} = 16,265 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 16,265 \cdot 10^3 / 120 \cdot 190$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

————→ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

la valeur limite de contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_{u\max} / 0,9 d \sum u_i$$

$$\sum u_i = 62,8 \text{ cm} : \text{somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 2 \cdot \pi \cdot 10 = 62,8 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,265 \times 10}{0,9 \times 19 \times 62,8} = 0,151 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,151 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .313)

Sur le béton :

$$V_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 19 \times 12 = 136,8 \text{ KN}$$

$$V_u = 16,265 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(16,265 + \frac{-7,84}{0,9 \times 0,19} \right) < 0$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

e) Ancrage des barres

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s = 1 \cdot 400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : } L_c = 0,4 \cdot L_s = 14,108 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ mm ; } L_s = 15$$

Les règles de BAEL 91 (article A.6.1), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers à HA.

$$L_a = 0,4L_s = 14,108 \text{ cm}$$

L_a = Longueur hors crochets normaux adoptés

5) Vérifications à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELS par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G + Q = 4,68 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,46 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,68}{6,46} = 0,724$$

a) Calcul des efforts

$$q_s = 4,68 \text{ KN/ml}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs alors le calcul se fera avec la méthode des trois moments, on obtient les valeurs des moments données ci-dessous sous forme de diagrammes [KN.m].

1^{er} cas

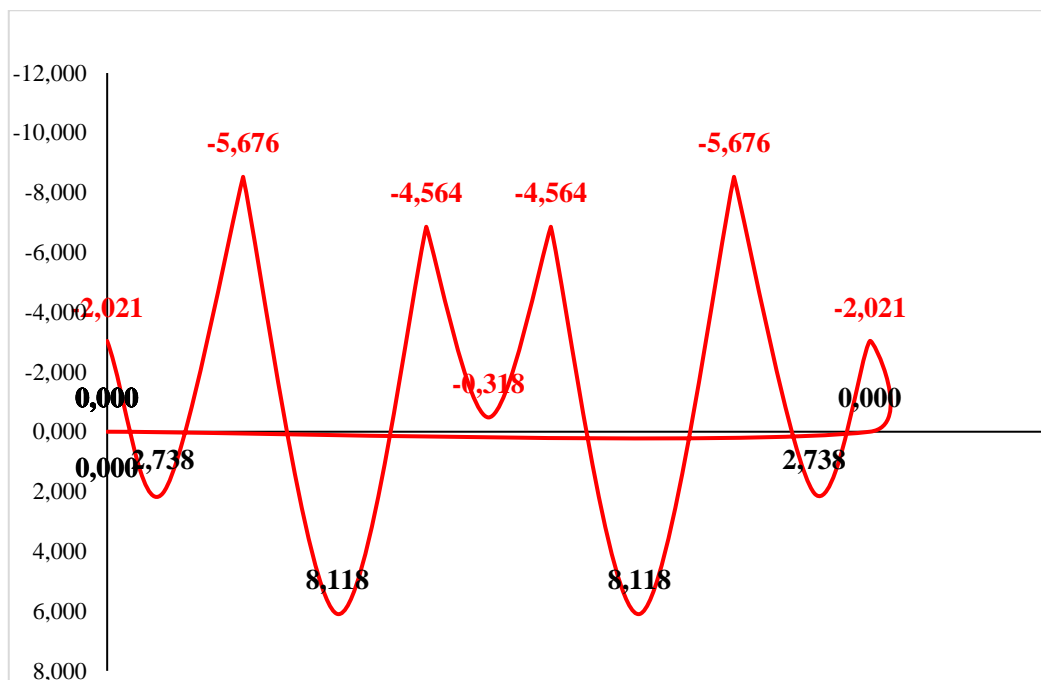


Figure III.1.12) Diagramme des moments fléchissants (kN.m)

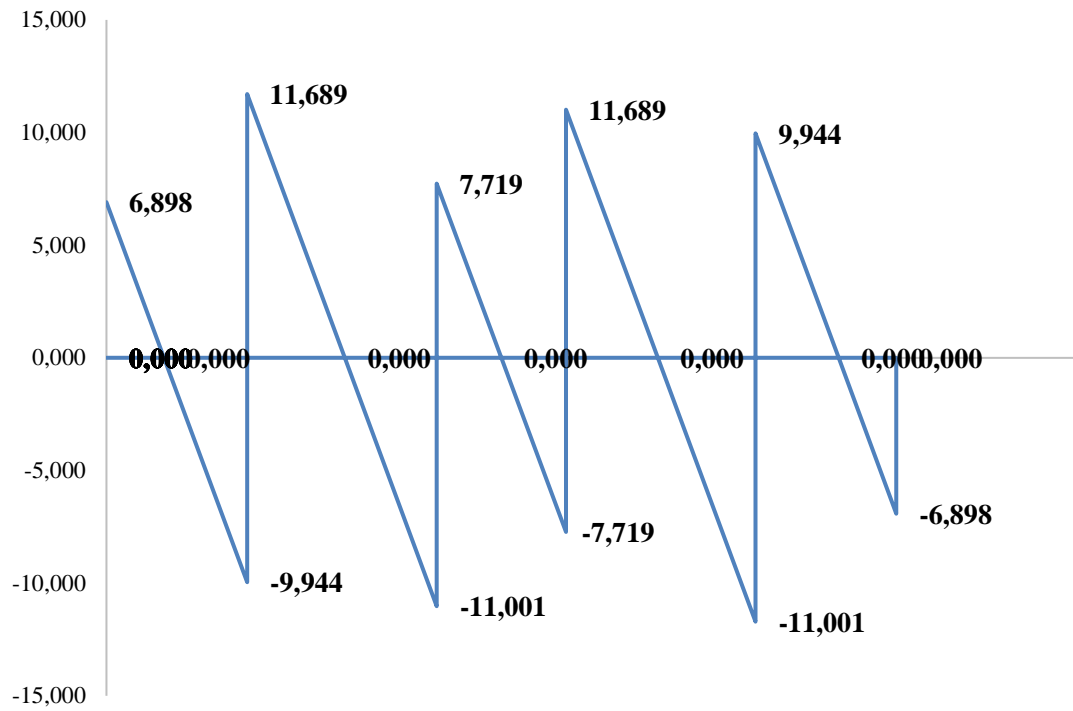


Figure III.1.13) Diagramme des efforts tranchants (kN)

2^{ème} cas

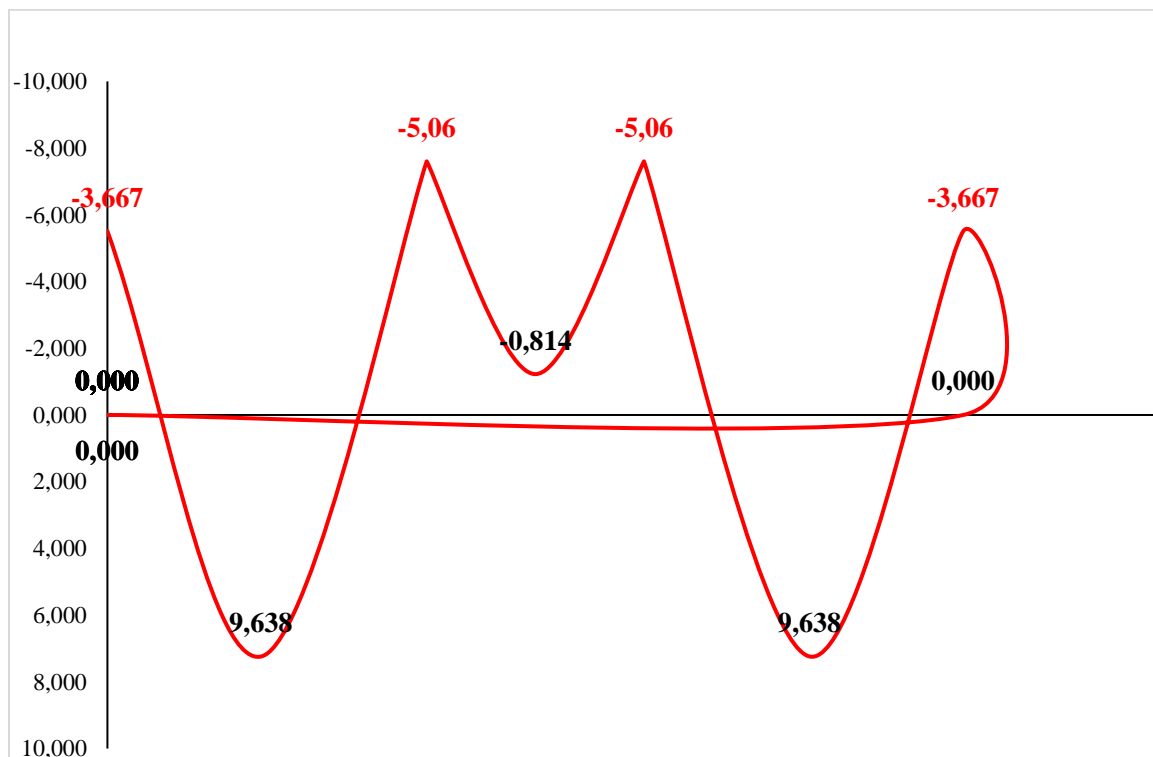


Figure III.1.14) Diagramme des moments fléchissants (kN.m)

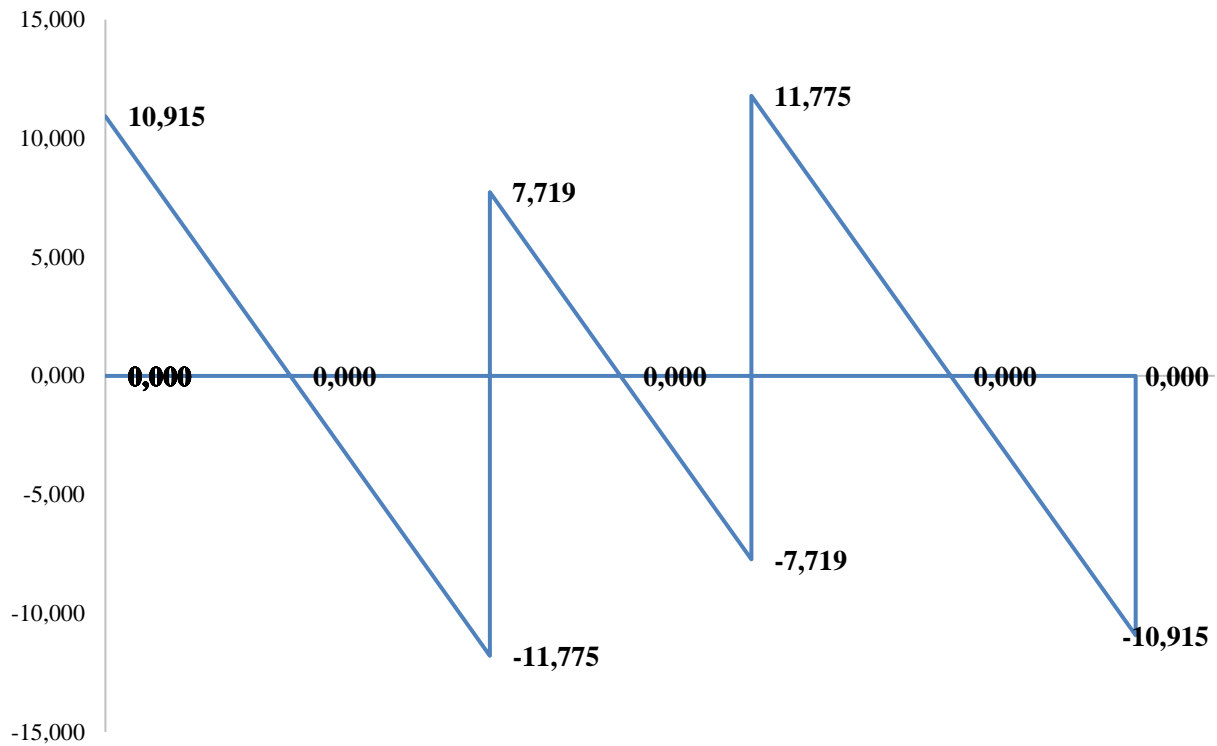


Figure III.1.15) Diagramme des efforts tranchants (kN)

b) Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad M_s = 9,638 \text{ KN.m} \quad A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 2,35}{65,19} = 0,190$$

Sur appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} \quad M_s = 5,676 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 1,57}{12,19} = 0,688$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.1.1) Vérification des contraintes à l'ELS

	Ms [KN.m]	As [cm²]	ρ_1	β_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]
Appuis	5,676	1,57	0,688	0,879	26,32	174,56	8,22	15
Travée	9,638	2,35	0,190	0,929	55,42	514,96	4,19	15

Des deux vérifications ci dessus on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

c) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

d) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 4,60$ cm (longueur entre nus d'appuis)

$h = 21$ cm (hauteur totale de la poutrelle).

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_{st}}{b \cdot 0, d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{21}{460} = 0,0456 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{21}{460} = 0,0456 > \frac{M_{st}}{15 M_{0s}} = \frac{9,638}{15 \times 5,676} = 0,113 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot 0, d} = \frac{2,35}{12 \times 19} = 0,01 = \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche est nécessaire.

e) Vérification de la flèche

$$f_i = \frac{M_s . l^2}{10 . E_v I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec:

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 2,35$$

$$B_0 = 552,25 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (X.X)

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A . d$$

$$S_{/xx} = 3978,25 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3978,25}{552,25} = 7,20 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 7,20 = 13,8 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 22767,34 \text{ cm}^4$$

M_s : moment fléchissant max à l'ELS

E_v : module de déformation différée du béton

I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

B_0 : section homogène

ρ : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 19} = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,982$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{9,638 \times 10^3}{0,982 \times 19 \times 2,35} = 219,813 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,010 (2 + 3 \frac{12}{65})} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,644$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 219,813 + 2,1} = 0,337$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 22767,34}{1 + 1,644 \times 0,337} = 16115,58$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 22767,34}{1 + 4,11 \times 0,337} = 10500,35$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$f_i = \frac{9,638 \times 10^3 \times (460)^2}{10 \times 32164,2 \times 10500,35}$$

$$f_i = 0,60 \text{ cm} < \bar{f}_i = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

→ La flèche est vérifiée

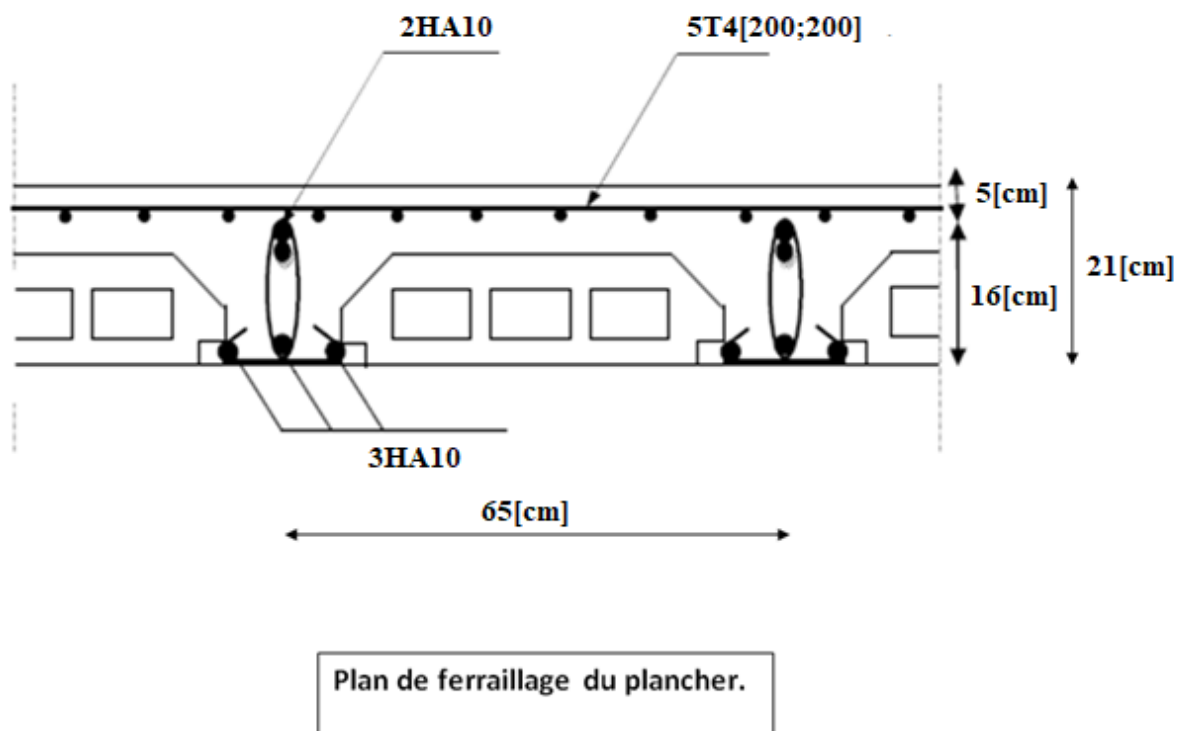


Figure III.1.16) plane de ferrailage du plancher.

III-2) Calcul de l'escalier

2-1) Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple et aussi munis des gardes corps qui assurent la sécurité des personnes.

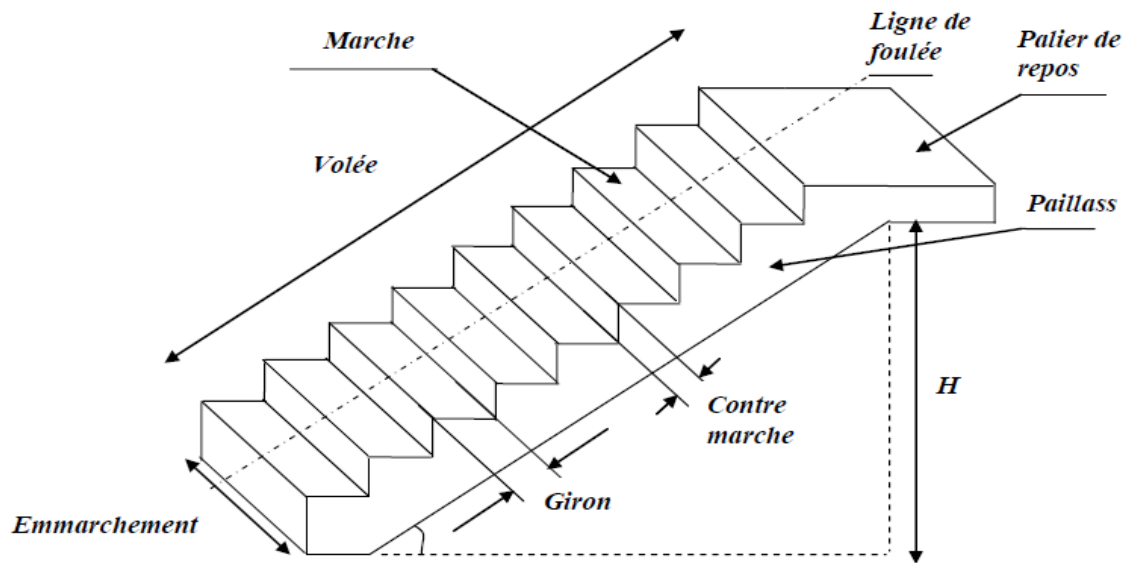


Figure III.2.1) Schéma général d'un escalier

Caractéristiques dimensionnelles :

- Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, ...etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

- Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches ; l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$, avec :

« H » : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

« h »:hauteur de la contre marche.

H : le plus courant varie de 14 à 20cm (17cm en moyenne).

Giron « g » : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

- La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux

Paliers consécutifs.

- Le palier : est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées

Intermédiaires et/ou à chaque étage.

- L'emmarchement : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$ Ou $L \geq 3g$.

- Le rapport La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

- La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches est appelé raideur de l'escalier.

2-2) Type I

III.2.1. Escalier RDC:

2-1-1) Pré dimensionnement

Il comporte 02 volées identiques et pas de paliers intermédiaires.

Calcul du nombre de marches (n-1) pour chaque volée :

$$n \cdot h = H$$

$$(n - 1) G = L$$

$$2h + G = 64$$

$$-64 h^2 + (2h + L + 64).n + 2H = 0$$

Avec :

$$H = 2,04 \text{ m}$$

$$L = 3,3 \text{ m}$$

Après résolution de l'équation du deuxième ordre, on obtient $n = 12$

D'où le nombre de marches $(n-1) = 11$ marches.

-Calcul de la hauteur du contre marche et le giron

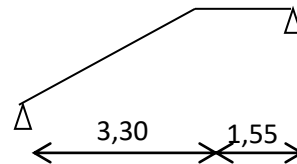


Figure III.2.2) Schéma statique de l'escalier

$$h = H / n = 204 / 12 = 17 \text{ cm}$$

$$G = L / (n-1) = 330 / 11 = 30 \text{ cm}$$

-Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

→ La relation est vérifiée.

2-1-2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : Longueur d palier et de la paillasse *

- Angle d'inclinaison :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{l} = \frac{2,04}{3,3} = 0.618$$

$$\alpha = 31,72^\circ, \quad \longrightarrow \quad \text{Cos}\alpha = L / L_1$$

- Longueur réelle de la paillasse:

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{3,3}{0.85} = 3,88\text{m}$$

$$L_0 = 1,55 + 3,88 = 5,43 \text{ m} \quad L_0 = 5,43\text{cm}$$

$$\frac{5,43}{30} \leq e_p \leq \frac{5,43}{20}$$

$$18.10 \text{ cm} \leq e_p \leq 27,15 \text{ cm}$$

Nous prenons:

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

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

Conclusion : Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

2-1-3) Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontal considèrent la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers vus que les contraintes développée par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faible.

a) Charges et surcharges

a)- La volée :

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.20 / \cos 31,72 = 5,88 \text{ KN/m}^2$
 - Poids de la marche : $25 \times 0.17/2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$
 - Poids des carrelages scellés: $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
 - couche de sable (2 cm) : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
 - enduit ciment : $18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/m}^2$
 - mortier de pose = $0,4 \text{ KN/m}^2$
 - Poids du garde-corps = 0.2 KN/m^2
- $G_1 = 9,675 \text{ KN/m}^2$

b)- Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2$
 - Poids de revêtement = 1.47 KN/m^2
- $G_2 = 6,47 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

d) Combinaisons des charges

$$E L U : \quad q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1$$

$$\text{La volée : } q_u = (1,35 \times 9,675 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,811 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le palier : } q_u = (1,35 \times 6,47 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,484 \text{ KN/m}$$

$$E L S : \quad q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{La volée : } q_s = (9,675 + 2,5) \times 1 = 12,175 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le palier : } q_s = (6,47 + 2,5) \times 1 = 8,97 \text{ KN/m}$$

2-1-4) Ferrailage

A L'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée

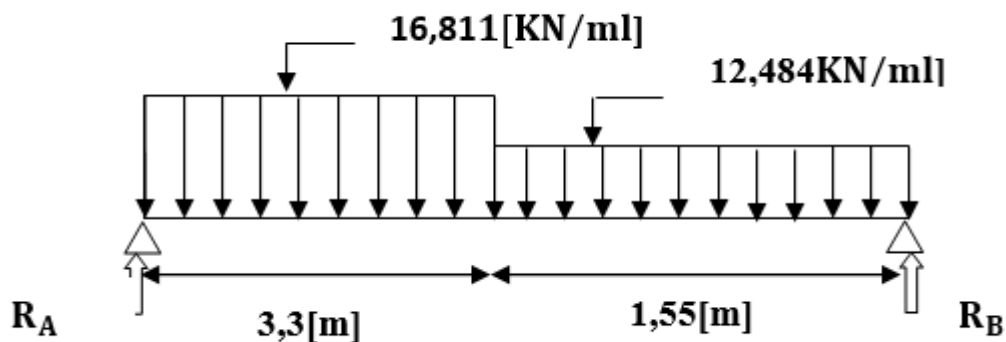


Figure III.2.3: schéma statique d'escalier à ELU.

a) Calcul de la réaction d'appuis

Les réactions aux appuis

$$\triangleright \sum F = 0 \quad R_A + R_B = 3,3 \times q_{s1} + 1,55 \times q_{s2}$$

$$R_A + R_B = 3,3 \times 16,811 + 1,55 \times 12,484$$

$$R_A + R_B = 74,82 \text{ [KN]}$$

$$\triangleright \sum M/A = 0$$

$$R_B \times (4,85) - \frac{16,811}{2} (3,3)^2 - 12,484 \times 1,55 \times \left(\frac{1,55}{2} + 3,3 \right) = 0$$

$$4,85R_B - 170,38 = 0$$

$$R_B = \frac{170,38}{4,85}$$

$$\longrightarrow R_B = 35,12 \text{ [KN]}$$

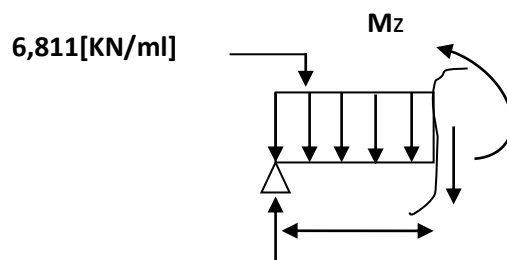
$$R_A + R_B = 74,82 \text{ [KN]} \quad R_A = 74,82 - 35,12 = 39,70 \text{ [KN]}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} R_B = 35,12 \text{ KN} \\ R_A = 39,70 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 3,3 \text{ [m]}$:**



$$\begin{cases} T_y(x) + 16,811x - 39,70 = 0 \\ T_y(x) = 39,70 - 16,811x \end{cases}$$

Pour $x=0 \text{ [m]} \longrightarrow T_y(0)=39,70 \text{ [KN]}$

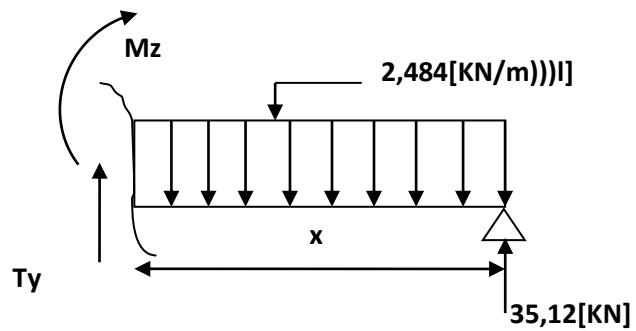
Pour $x=3,3 \text{ [m]} \longrightarrow T_y(3,3)=-15,77 \text{ [KN]}$

$$\diamond M_z(x) + 16,811 \frac{x^2}{2} - 39,70x = 0$$

$$M_z(x) = 39,70x - 16,811 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow M_z(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=3,3 \text{ [m]} \longrightarrow M_z(3,3) = 39,47 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

➤ 2^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,55$ [m] :



$$T_y(x) - 12,484x + 35,12 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} & \longrightarrow T_y(0) = -35,12 \text{ [kN]} \\ \text{Pour } x=1,55 \text{ [m]} & \longrightarrow T_y(1,55) = -15,77 \text{ [kN]} \end{array} \right.$$

$$\diamond M_z(x) - 26,23x + \frac{8,94}{2}x^2 = 0$$

$$M_z(x) = 35,12x - \frac{12,484}{2}x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} & \longrightarrow M(0) = 0 \text{ [kN.m]} \\ \text{Pour } x=1,55 \text{ [m]} & \longrightarrow M(1,55) = 39,47 \text{ [kN.m]} \end{array} \right.$$

Tableaux III.2.1) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

Tronçon (m)	X(m)	T_y (kN)	M_z (kN.m)
$0 \leq X \leq 3,3$	0	39,7	0
	3,3	-15,77	39,47
$0 \leq X \leq 1,55$	0	-35,12	0
	1,55	-15,77	39,47

La section dangereuse est dans la travée 1 ($0 < T_y = 0 < 3,3$)

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour $T_y(x) = 0$

$$T_y(x) = 39,7 - 16,811x \longrightarrow X = \frac{39,7}{16,811} = 2,36 \text{ [m]}$$

$$M_z(x) = -16,811 \times \frac{x^2}{2} + 39,7x$$

$$M_z(x) = -16,811 \times \frac{(2,36)^2}{2} + 39,7 \times 2,36$$

$$M_z^{\max} = 46,88[\text{KN.m}]$$

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera le moment max calculé par un coefficient minoritaire de valeur égale à 0,85 en travée et de -0,3 sur appuis, on obtiendra ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 46,88 = -14,06[\text{KN.m}]$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 46,88 = 39,85[\text{KN.m}]$$

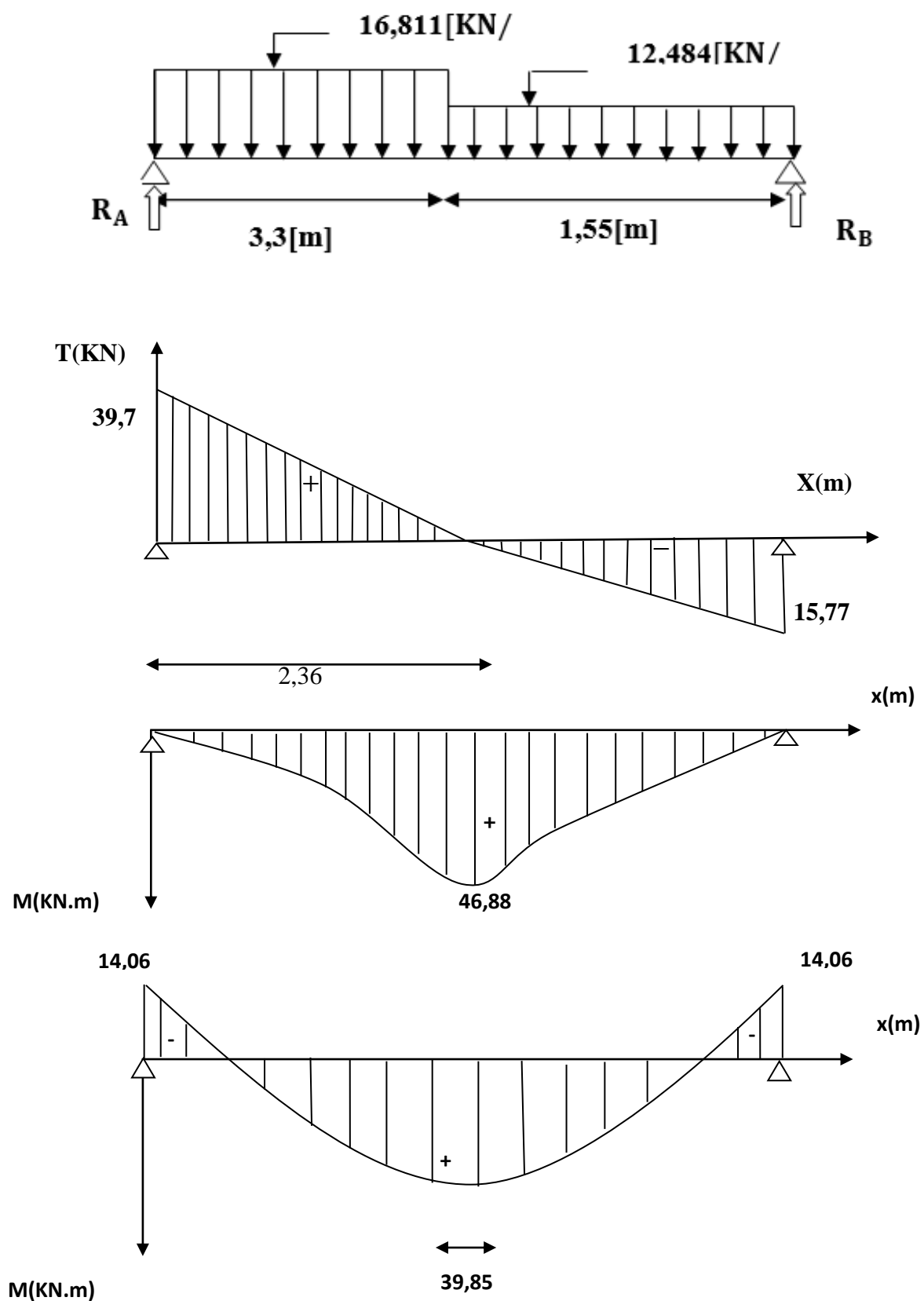


Figure III.2.4 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

- Moment max en travée : $M_t = 39,85[\text{KN.m}]$
- Moment max sur appuis : $M_a = 14,06[\text{KN.m}]$
- Effort tranchant max : $T_{\max} = 39,7[\text{KN}]$

b) Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

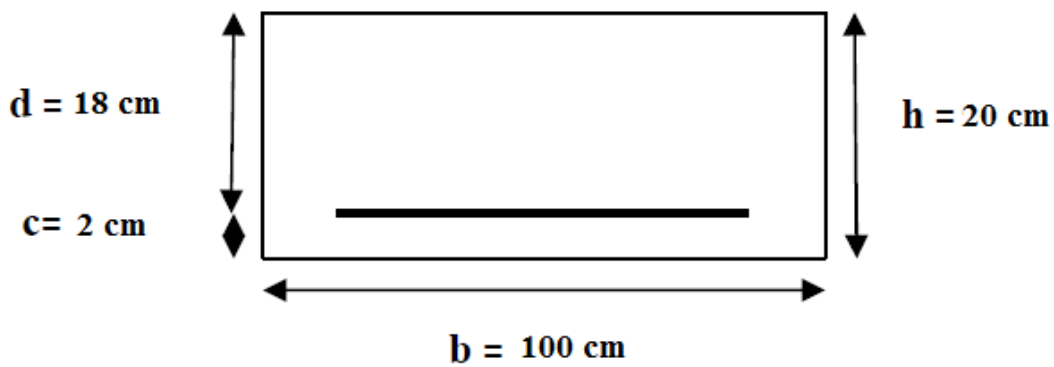


Figure III.2.5) Section rectangulaire

a) En travée :

b) Armature principale

$M_t = 39,85 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{39,85 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,086 \leq 0,392 \quad \text{SSA} \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,086 \longrightarrow \beta = 0,955$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{39850}{0,955 \times 18 \times 348} = 6,66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :

$$A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

c) Aux appuis :

Armature de répartition

$$M_a = -14,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{14,06 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.03$$

$$0,03 \leq 0,392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,03 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{14060}{0,985 \times 18 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Soit:

$$A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2.$$

Soit:

$$A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

2-1-5) Vérification à l'E L U

A) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres

$$\text{-armatures principales} \quad S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{-armatures de répartition : } S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \varphi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,70 \times 10}{0,9 \times 18 \times 12,56} = 1,95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{39700}{1000 \times 180}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min < (0.13f_{c28}, 5MPa) = 3.25MPa$$

$$\tau_u = 0.22 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = 35.27.$$

$$\longrightarrow L_s = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$$L_a = 0.4 L_s.$$

$$\text{Appui A : } L_a = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend : } L_a = 15 \text{ cm.}$$

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

$$V_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0.4 \times 25 \times 10 \times 0.9 \times 18 \times 100}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 39.70 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1080 \text{ KN.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales *

$$A_a = 3.14 \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] = 0.11 \text{ cm}$$

$$3.14 \geq 0.11 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-1-6) Vérifications à l'ELS

Calcul des efforts à l'ELS

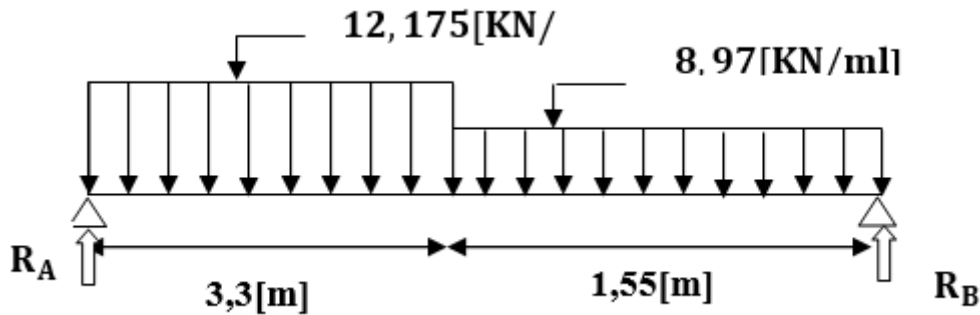


Figure. III.2.6) Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

- Calculs les réactions d'appuis :

$$\triangleright \sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 3,3 \times q_{s1} + 1,55 \times q_{s2}$$

$$R_A + R_B = 3,3 \times 12,175 + 1,55 \times 8,97$$

$$R_A + R_B = 54,08 [\text{KN}]$$

$$\triangleright \sum M/A = 0$$

$$R_B \times (4,85) - \frac{12,175}{2} (3,3)^2 - 8,97 \times 1,55 \times \left(\frac{1,55}{2} + 3,3 \right) = 0$$

$$4,85R_B - 122,95 = 0 \longrightarrow R_B = \frac{122,95}{4,85} R_B = 25,35 [\text{KN}]$$

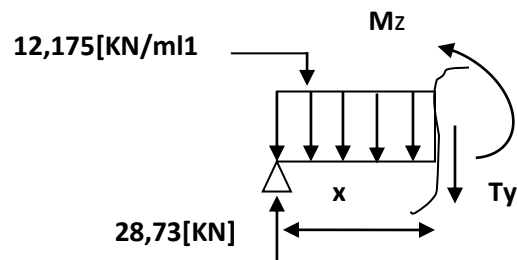
$$R_A + R_B = 54,08 [\text{KN}] \longrightarrow R_A = 54,08 - 25,35 = 28,73 [\text{KN}]$$

Donc on a :

$$\begin{cases} R_B = 25,35 [\text{KN}] \\ R_A = 28,73 [\text{KN}] \end{cases}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 3,3$ [m] :



$$T_y(x) + 12,175x - 28,73 = 0$$

$$T_y(x) = 28,73 - 12,175x$$

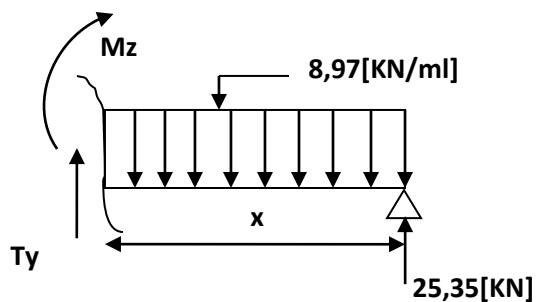
$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow & T_y(0) = 28,73 \text{ [kN]} \\ \text{Pour } x=3,3 \text{ [m]} \longrightarrow & T_y(3,3) = -11,44 \text{ [kN]} \end{array} \right.$$

$$\diamond M_z(x) + 12,175 \frac{x^2}{2} - 28,73x = 0$$

$$M_z(x) = 28,73x - 12,175 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow & M_z(0) = 0 \text{ [kN.m]} \\ \text{Pour } x=3,3 \text{ [m]} \longrightarrow & M_z(3,3) = 28,51 \text{ [kN.m]} \end{array} \right.$$

➤ 2^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,55$ [m] :



$$T_y(x) - 8,97x + 25,35 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(0) = -25,35[\text{KN}] \\ \text{Pour } x=1,55 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(1,55) = -11,44[\text{KN}] \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mz(x) - 25,35x + \frac{8,97}{2}x^2 = 0 \\ Mz(x) = 25,35x - \frac{8,97}{2}x^2 \end{array} \right.$$

Pour $x=0$ [m] $\longrightarrow M(0) = 0[\text{KN.m}]$

Pour $x=1,55$ [m] $\longrightarrow M(155) = 28,51[\text{KN.m}]$

Tableaux III.2.2) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

Tronçon (m)	X(m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ X ≤ 3,3	0	28,73	0
	3,3	-11,44	28,51
0 ≤ X ≤ 1,55	0	-25,35	0
	1,55	-11,44	28,51

Le moment $Mz(x)$ est maximal pour $Ty(x) = 0$

$$Ty(x) = 28,73 - 12,175x \longrightarrow X = \frac{28,73}{12,175} = 2,36[\text{m}]$$

$$Mz(x) = 28,73x - 12,175 \frac{x^2}{2}$$

$$Mz(x) = 28,73 \times 2,36 - 12,175 \frac{2,36^2}{2}$$

$$M_z^{\max} = 33,89[\text{KN.m}]$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera le moment max calculé par un coefficient minoritaire de valeur égale à 0,85 en travée et de -0,3 sur appuis, on obtiendra ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$Ma = -0,3 \times 33,89 = -10,16[\text{KN.m}]$$

En travée :

$$Mt = 0,85 \times 33,89 = 28,80[\text{KN.m}]$$

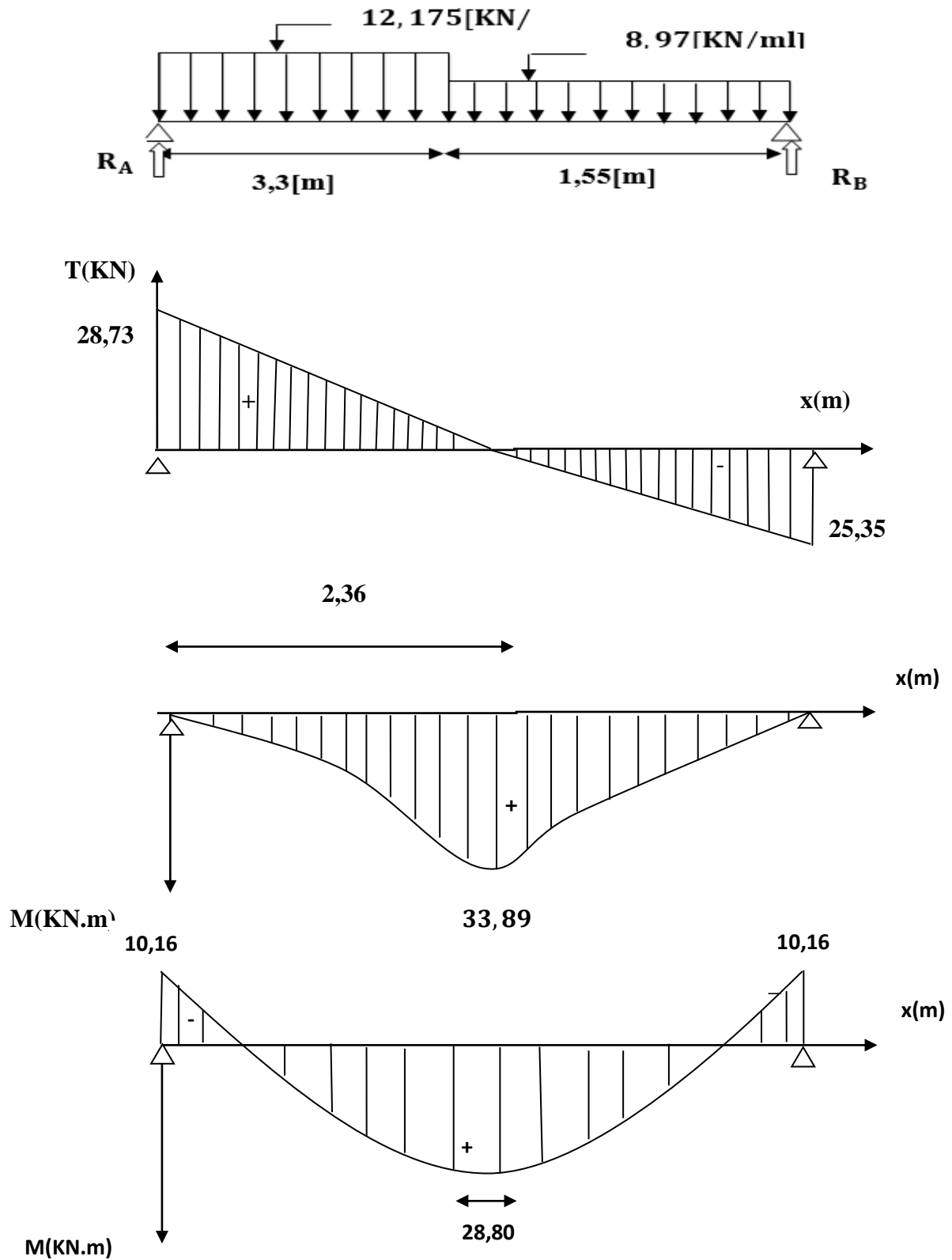


Figure III.2.7 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

Conclusion :

- Moment max en travée : $M_t = 28,80[\text{KN.m}]$
- Moment max sur appuis : $M_a = 10,16[\text{KN.m}]$
- Effort tranchant max : $T_{\max} = 28,73[\text{KN}]$

III.2.6 Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite de fissuration :

La fissuration étant non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

➤ **Contrainte de compression du béton :**

En travée : $M_t = 28,80 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905, K_1 = 37,63$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{28,8 \times 10^3}{6,78 \times 0,905 \times 18} = 260,75 \text{ MPa. } \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 348 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 6,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

Appuis : $M_a = 10,16 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\beta_1 = 0,932 \quad K_1 = 58,53$$

$$\sigma_s = \frac{10,16 \times 10^3}{3,14 \times 0,932 \times 18} = 192,874 \text{ MPa} \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 348 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 3,295 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{485} = 0,041 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{485} = 0,041 \leq \frac{28,80}{10 \times 33,89} = 0,082 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0038 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique de la section, } S_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d$$

B_0 : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6,78} = 10,38 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38 = 9,62 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,38^3 + 9,62^3) + 15 \times 6,78 (9,62 - 2)^2$$

$$I_0 = 72860,61 [\text{cm}^4]$$

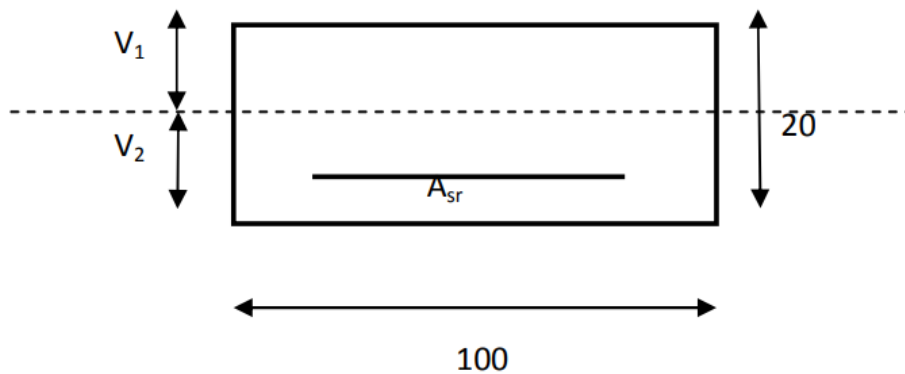


Figure III.2.8) Section rectangulaire

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 67,87 [\text{MPa}]$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0038$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 2101,7}{100}\right) \times 0,0038} = 0,17 \quad \text{Avec :} \quad B_0 = bh + 15A_t$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0038 \times 67,87 + 2,1} = 1,17$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 72860,61}{1 + 1,17 \times 0,17} = 66850,17 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{28,80 \times 10^6 \times 4850^2}{10 \times 10818,86 \times 66850,17 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4850}{500}$$

$$f_v = 9,36 [\text{mm}] < \bar{f} = 9,7 [\text{mm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2-2) Type II

2-2-1) Pré dimensionnement

Il comporte 03 volées identiques et 02 paliers intermédiaires.

Calcul du nombre de marches (n-1) pour chaque volée :

$$n \cdot h = H$$

$$(n-1) G = L$$

$$2h + G = 64$$

$$-64 h^2 + (2h + L + 64).n + 2H = 0$$

Avec :

$$H = 1,53 \text{ m}$$

$$L = 2,4 \text{ m}$$

Après résolution de l'équation du deuxième ordre, on obtient $n = 9$

D'où le nombre de marches $(n-1) = 8$ marches.

-Calcul de la hauteur de la contre marche et le giron

$$h = H / n = 153 / 9 = 17 \text{ cm}$$

$$G = L / (n-1) = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$$

-Vérification de la relation de **BLONDEL**

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

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

→ La relation est vérifiée.

2-2-2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

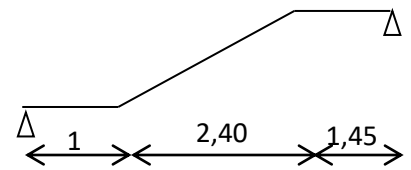


Figure III.2.9) Schéma statique de l'escalier

L_0 : Longueur d palier et de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637$$

$$\alpha = 32,51^\circ, \cos \alpha = L / L_1$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{0.84} = 2.84 \text{ m}$$

$$L_0 = 2,84 + 1,45 = 4,30 \text{ m}$$

$$\frac{430}{30} \leq e_p \leq \frac{430}{20}$$

$$14,33 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,5 \text{ cm}$$

Nous prenons : $e_p = 20 \text{ cm}$

Conclusion

Nous prenons

a)- La volée :

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.20 / \cos 32,51 = 5,92 \text{ KN/m}$
- Poids de la marche : $25 \times 0.17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$
- Poids des carrelages scellés : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
- couche de sable (2 cm) : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN /m}^2$
- enduit ciment : $18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/m}^2$
- mortier de pose = $0,4 \text{ KN/m}^2$
- Poids du garde corps = 0.2 KN/m^2

$$G_1 = 9,715 \text{ KN/m}^2$$

b)- Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0,20 = 5 \text{ KN/m}^2$

- Poids de revêtement : $1,47 \text{ KN/m}^2$

$$G_2 = 6,47 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

c) Combinaisons des charges

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \\ \text{La volée : } q_u = (1,35 \times 9,715 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,865 \text{ KN/ml} \\ \text{Le palier : } q_u = (1,35 \times 6,47 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,484 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} \\ \text{La volée : } q_s = (9,715 + 2,5) \times 1 = 12,215 \text{ KN/ml} \\ \text{Le palier : } q_s = (6,47 + 2,5) \times 1 = 8,97 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III.2.2 Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU :**1) détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELU :**

Pour la détermination des efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

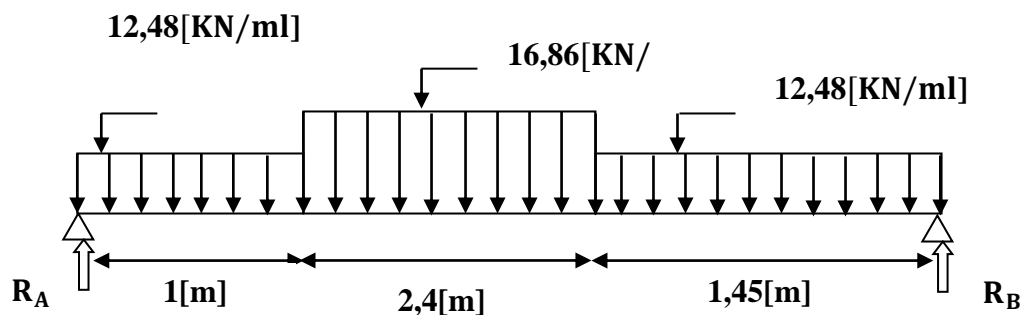


Figure III.2.10) Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

- **Calculs les réactions d'appuis :**

$$\text{➤ } \sum F = 0 \quad R_A + R_B = 1 \times q_{u1} + 2,4 \times q_{u2} + 1,45 \times q_{u3}$$

$$R_A + R_B = 1 \times 12,48 + 2,4 \times 16,86 + 1,45 \times 12,48$$

$$R_A + R_B = 71,04[\text{KN}]$$

$$\text{➤ } \sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4,85 - \frac{12,48}{2}(1)^2 - 16,86 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1\right) - 12,48 \times 1,45 \times \left(\frac{1,45}{2} + 2,4 + 1\right) = 0$$

$$4,85R_B - 169,90 = 0 \quad R_B = \frac{169,9}{4,85} R_B = 35,03 [\text{KN}]$$

$$R_A + R_B = 71,04[\text{KN}] \quad R_A = 71,04 - 35,03 = 36,00[\text{KN}]$$

Donc on a :

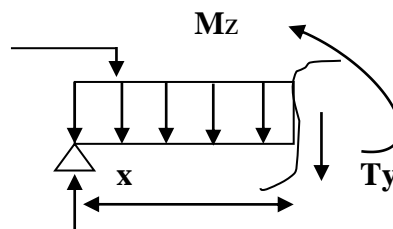
$$\left\{ \begin{array}{l} R_B = 35,03 [\text{KN}] \\ R_A = 36,00 [\text{KN}] \end{array} \right.$$

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1[\text{m}]$:**

12,48[KN/ml]

36,00[KN]



$$\text{❖ } T_y(x) + 12,48x - 36,00 = 0$$

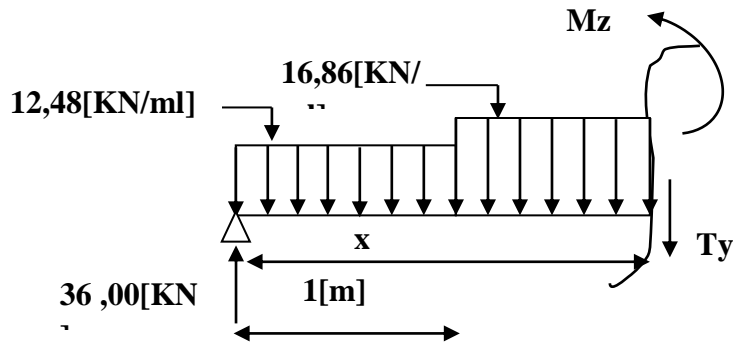
$$T_y(x) = 36,00 - 12,48x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0[\text{m}] \quad T_y(0)=36,00[\text{KN}] \\ \text{Pour } x=1[\text{m}] \quad T_y(1)=23,52[\text{KN}] \end{array} \right.$$

$$\diamond M_z(x) + 12,48 \frac{x^2}{2} - 36,00x = 0 \quad M_z(x) = 36,00x - 12,48$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \quad M_z(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1 \text{ [m]} \quad M_z(1) = 29,76 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

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



$$T_y(x) + 12,48 \times 1 + 16,86 \times (x - 1) - 36,00 = 0$$

$$T_y(x) = 40,38 - 16,86x$$

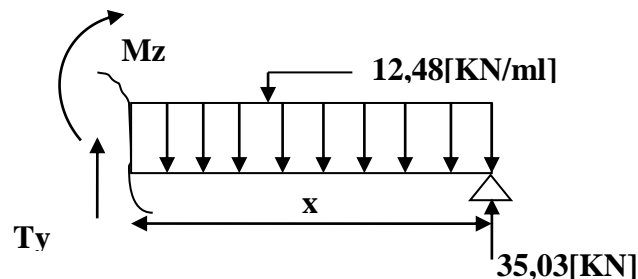
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \quad T_y(1) = 23,52 \text{ [KN]} \\ \text{Pour } x=2,85 \text{ [m]} \quad T_y(3,4) = -16,94 \text{ [KN]} \end{array} \right.$$

$$\diamond M_z(x) + 12,48 \times (1) \times \left(x - \frac{1}{2}\right) + 16,86 \times (x - 1) \times \left(\frac{x-1}{2}\right) - 36,00x = 0$$

$$\text{Pour } x=1 \text{ [m]} \quad M_z(1) = 42,24 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{Pour } x=3,4 \text{ [m]} \quad M_z(3,4) = 37,66 \text{ [KN.m]}$$

➤ 3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,45 \text{ [m]}$:



$$\diamond T_y(x) - 12,48x + 35,03 = 0$$

$$T_y(x) = 12,48x - 35,03$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \quad T_y(0) = -35,03 \text{ [KN]} \\ \text{Pour } x=1,45 \text{ [m]} \quad T_y(1,45) = -16,94 \text{ [KN]} \end{array} \right.$$

$$M_z(x) - 35,03x + \frac{12,48}{2}x^2 = 0$$

$$M_z(x) = 35,03x - \frac{12,48}{2}x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \quad M(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1,45 \text{ [m]} \quad M(1,45) = 37,66 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

Le moment **M_z(x)** est maximal pour $T_y(x) = 0$

$$T_y(x) = 40,38 - 16,86x \quad x = \frac{40,38}{16,86} = 2,39 \text{ [m]}$$

$$M_z(x) + 12,48 \times (1) \times \left(x - \frac{1}{2}\right) + 16,86 \times (x - 1) \times \left(\frac{x-1}{2}\right) - 36,00x = 0$$

$$M_z(x) = -12,48 \times (1) \times \left(x - \frac{1}{2}\right) - 16,86 \times (x - 1) \times \left(\frac{x-1}{2}\right) + 36,00x = 46,17$$

$$M_z^{\max} = 46,17 \text{ [KN.m]}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera le moment max calculé par un coefficient minoritaire de valeur égale à 0,85 en travée et de -0,3 sur appuis, on obtiendra ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 46,17 = -13,85 \text{ [KN.m]}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 46,17 = 39,24 \text{ [KN.m]}$$

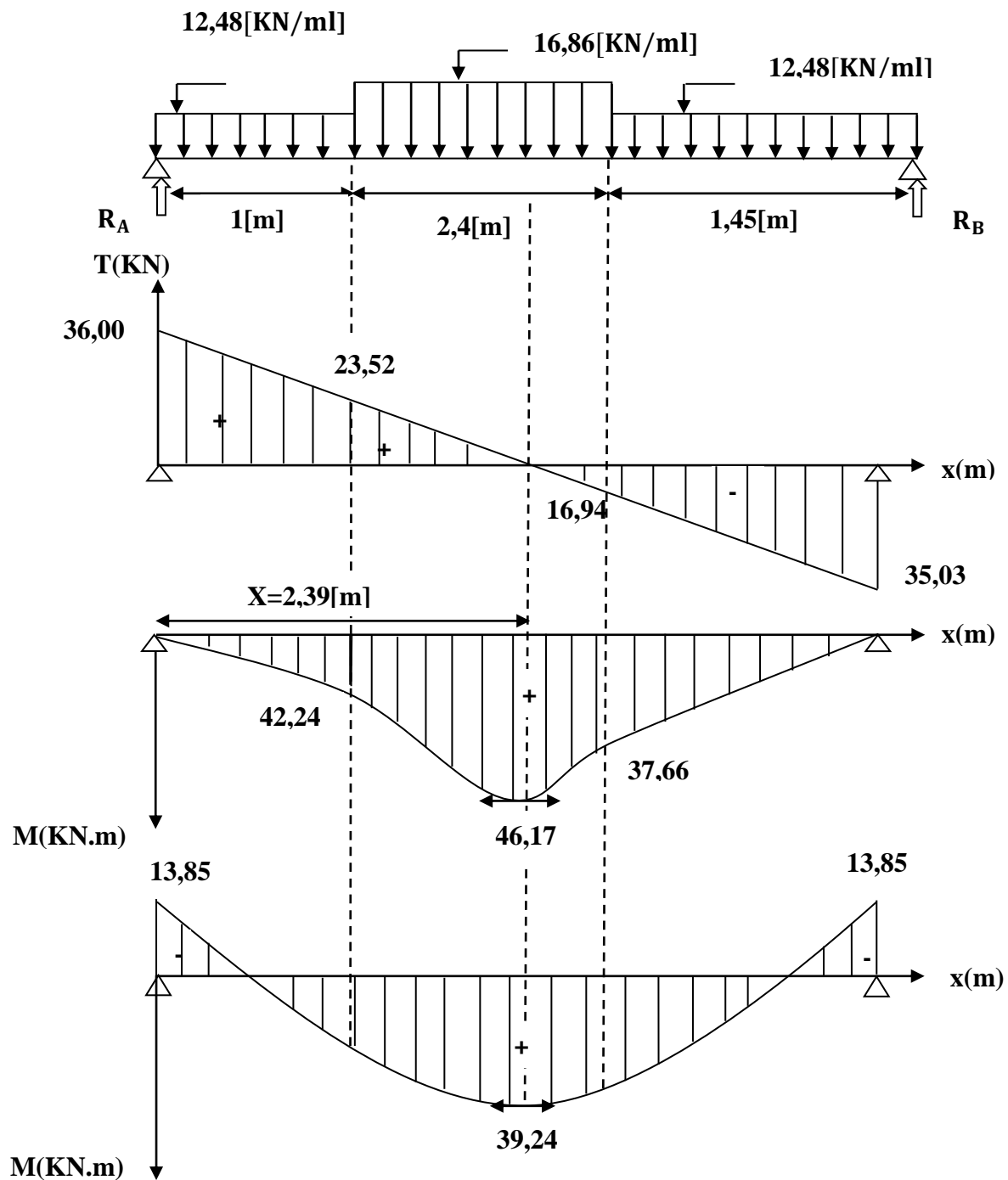


Figure III.2.11) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

Pour le calcul du ferrailage on utilise les efforts internes suivants :

- Moment max en travée : $M_t = 39,24[\text{KN.m}]$
- Moment max sur appuis : $M_a = 13,85[\text{KN.m}]$
- Effort tranchant max : $T_{\text{max}} = 36,00[\text{KN}]$

2) Ferrailage des paillasse :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts tranchants calculés précédemment pour une bande de ($b = 1[m]$) de largeur et de 20[cm] de hauteur.

➤ Les armatures principales :

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,85 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,030$$

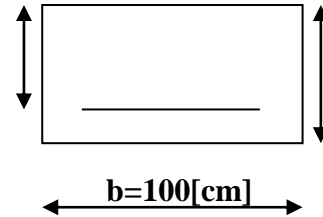
$$\mu = 0,030 \leq \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA } d=18[\text{cm}] \quad h=20[\text{cm}]$$

$$\mu = 0,030 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,85 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348}$$

$$A_a = 2,24[\text{cm}^2]$$

Soit une section de **5HA10** ($A_a = 3,93[\text{cm}^2]$) avec un espacement de **20[cm]**



• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39,24 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,086$$

$$\mu = 0,086 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,086 \quad \beta = 0,955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39,24 \times 10^3}{0,955 \times 18 \times 348}$$

$$A_t = 6,56[\text{cm}^2]$$

Soit une section de **(6HA12)** = **6,78[cm²]** avec un espacement de **20[cm]**

➤ Les armatures de répartitions :

• Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 [\text{cm}^2]$$

Soit une section de **4HA8** ($A_a = 2,01[\text{cm}^2]$) avec un espacement de **25[cm]**.

• En travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69[\text{cm}^2]$$

Soit une section de **5HA8** ($A_a = 2,51[\text{cm}^2]$) avec un espacement de **20[cm]**.

III.2.3 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 [\text{cm}^2]$$

• **En travée :**

$$A_t = 6,78 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,17 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

On a :

$$A_a = 3,93 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,17 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **écartement des armatures (Article A.8.2, 42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- direction la plus sollicitée : **min {2h ; 25[cm]}**.

- direction perpendiculaire à la plus sollicitée : **min {3h ; 33[cm]}**

Avec **h** : l'épaisseur de la dalle.

• **Armatures principales :**

$$S_t < \min(2h; 25[\text{cm}])$$

• **Aux appuis :**

$$S_t = 20[\text{cm}] < \min(2 \times 20; 25[\text{cm}])$$

$$S_t = 20[\text{cm}] < \min(40; 25[\text{cm}]) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$S_t = 20[\text{cm}] < \min(2 \times 20; 25[\text{cm}])$$

$$S_t = 20[\text{cm}] < \min(40; 25[\text{cm}]) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armature de répartition :**

$$S_t < \min(3h; 33[\text{cm}])$$

• **Aux appuis :**

$$S_t = 25[\text{cm}] < \min(60; 33[\text{cm}]) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$S_t = 20[\text{cm}] < \min(60; 33[\text{cm}]) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (article A.6.1,3/BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 36,00[\text{KN}]$$

Avec $\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 6 \times 1,2$$

$$\sum U_i = 60,288[\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{37,97 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 602,88} = 0,389 [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers **HA**).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$\tau_{se} = 0,389[\text{MPa}] < \overline{\tau_{se}} = 3,15[\text{MPa}] \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification au cisaillement :**

D'après l'article [A.5.1, 1 du BAEL91] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \overline{\tau_u}$$

On a $V_u = 36,00[\text{KN}]$

$$\tau_u = \frac{36,00 \times 10}{100 \times 18} = 0,20[\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5[\text{MPa}] \right)$$

$$\longrightarrow \overline{\tau_u} = \min(3,33; 5 [\text{MPa}])$$

Comme la fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable, il est nécessaire de vérifier

La condition suivante [article A.5.3, 21 du BAEL] :

$$\overline{\tau_u} = 3,33[\text{MPa}]$$

$\tau_u = 0,20[\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3,33[\text{MPa}] \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **ancrage des barres (Art.6.1 ; 23 BAEL) :**

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6(\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84[\text{MPa}]$

D'où :

$$\phi = 1,2 \quad L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 [\text{cm}]$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est $L_{sc} = 0,4L_s$

$$L_{sc} = 0,4L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90[\text{cm}]$$

On prend $L_{sc} = 20 [\text{cm}]$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080[\text{KN}]$$

On a :

$V_u^{\max} = 36,00 [\text{KN}] < 1080[\text{KN}] \longrightarrow$ Condition vérifiée

III.2.4 Détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELS :

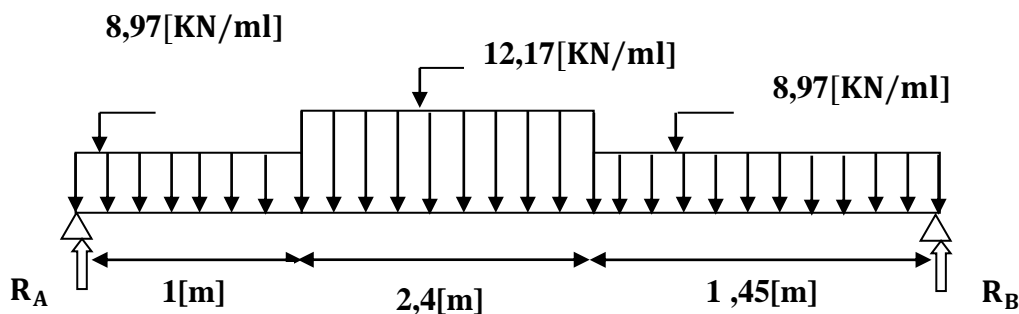


Figure. III.2.12) Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

- **Calculs les réactions d'appuis :**

$$\triangleright \sum F = 0 \quad R_A + R_B = 1 \times q_{s1} + 2,4 \times q_{s2} + 1,45 q_{s3}$$

$$R_A + R_B = 1 \times 8,97 + 2,4 \times 12,17 + 1,45 \times 8,97$$

$$R_A + R_B = 51,18[\text{KN}]$$

$$\triangleright \sum M/A = 0$$

$$R_B \times (1 + 2,4 + 1,45) - \frac{8,97}{2} (1)^2 - 12,17 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1\right) - 8,97 \times 1,45 \times \left(\frac{1,45}{2} + 2,4 + 1\right) = 0$$

$$4,85 R_B - 122,39 = 0 \longrightarrow R_B = \frac{122,39}{4,85} \longrightarrow R_B = 25,23[\text{KN}]$$

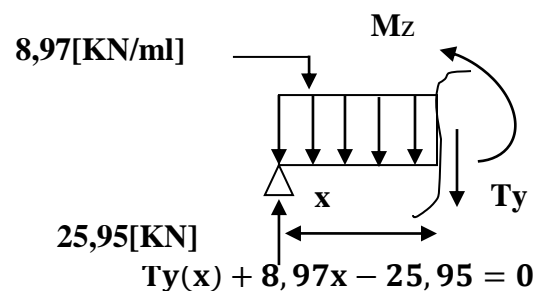
$$R_A + R_B = 51,18 [\text{KN}] \quad R_A = 51,18 - 25,23 = 25,95[\text{KN}]$$

Donc on a :

$$\begin{cases} R_B = 25,23[\text{KN}] \\ R_A = 25,95 [\text{KN}] \end{cases}$$

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

- \triangleright **1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1[\text{m}]$:**



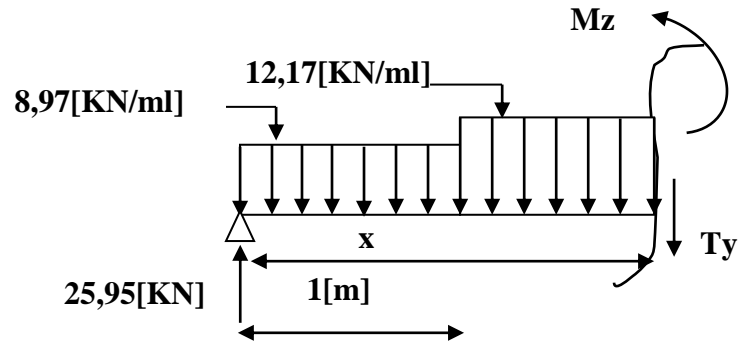
$$Ty(x) = 25,95 - 8,97x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 [\text{m}] \longrightarrow Ty(0)=25,95[\text{KN}] \\ \text{Pour } x=1[\text{m}] \longrightarrow Ty(1)=16,98[\text{KN}] \end{cases}$$

$$\diamond Mz(x) + 8,97 \frac{x^2}{2} - 25,95x = 0$$

$$Mz(x) = 25,95x - 8,97 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 [\text{m}] \longrightarrow Mz(0) = 0 [\text{KN.m}] \\ \text{Pour } x=1 [\text{m}] \longrightarrow Mz(1) = 21,46[\text{KN.m}] \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon $1[m] \leq x \leq 3,4[m]$:

$$\diamond Ty(x) + 8,97 \times 1 + 12,17 \times (x - 1) - 25,95 = 0$$

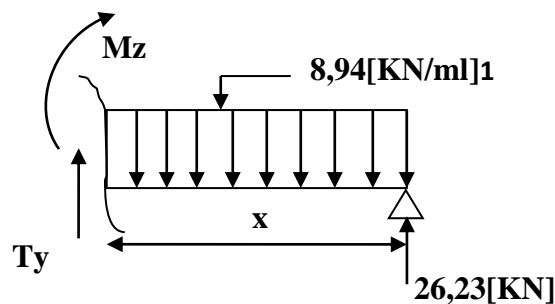
$$Ty(x) = 29,15 - 12,17x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=1 [m] \longrightarrow Ty(1)=16,98[KN] \\ \text{Pour } x=3,4 [m] \longrightarrow Ty(3,4)= -12,23[KN] \end{array} \right.$$

$$\diamond Mz(x) + 8,97 \times (1) \times \left(x - \frac{1}{2}\right) + 12,17 \times (x - 1) \times \left(\frac{x-1}{2}\right) - 25,95x = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=1 [m] \longrightarrow Mz(1) = 21,46 [KN.m] \\ \text{Pour } x=3,4 [m] \longrightarrow Mz(3,4)= 27,17[KN.m] \end{array} \right.$$

➤ 3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 2,58[m]$:



$$Ty(x) - 8,97x + 25,23 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 [m] \longrightarrow Ty(0)= -25,23[KN] \\ \text{Pour } x=1,45 [m] \longrightarrow Ty(1,45)= -12,23[KN] \end{array} \right.$$

$$\diamond M_z(x) - 25,23x + \frac{8,97}{2}x^2 = 0$$

$$M_z(x) = 25,23x - \frac{8,97}{2}x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow M(0) = 0[\text{KN.m}] \\ \text{Pour } x=1,45 \text{ [m]} \longrightarrow M(1,45) = 27,17[\text{KN.m}] \end{array} \right.$$

Le moment **M_z(x)** est maximal pour $T_y(x) = 0$

$$T_y(x) = 29,15 - 12,17x \quad X = \frac{29,15}{12,17} = 2,39[\text{m}]$$

$$\diamond M_z(x) + 8,97 \times (1) \times \left(x - \frac{1}{2}\right) + 12,17 \times (x - 1) \times \left(\frac{x-1}{2}\right) - 25,95x = 0$$

$$M_z^{\max} = 33,32[\text{KN.m}]$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera le moment max calculé par un coefficient minoritaire de valeur égale à 0,85 en travée et de 0,3 sur appuis, on obtiendra ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 33,32 = 9,99[\text{KN.m}]$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 33,32 = 28,32[\text{KN.m}]$$

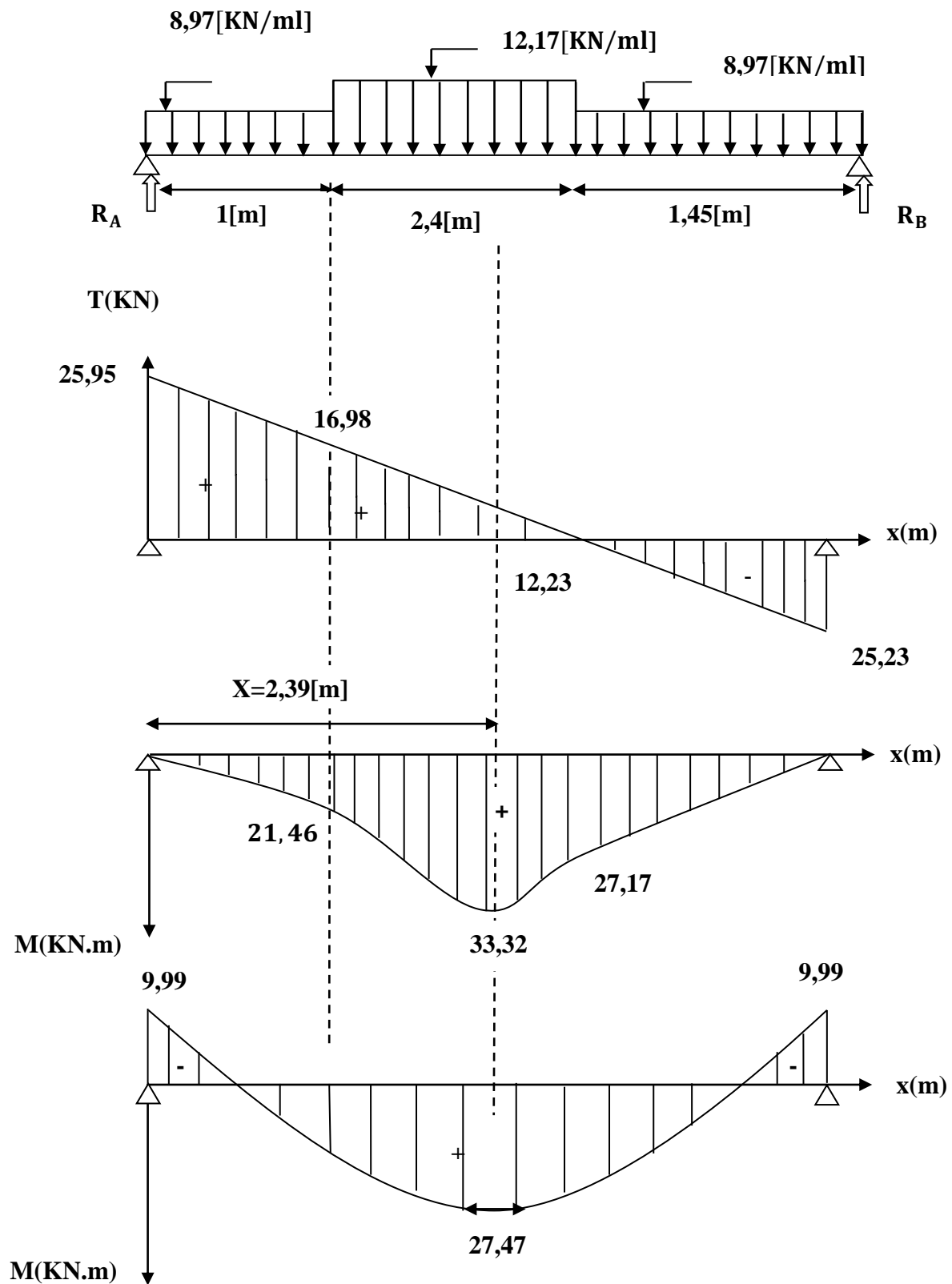


Figure III.2.13) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

Conclusion :

- Moment max en travée : $M_t = 27,47[\text{KN.m}]$
- Moment max sur appuis : $M_a = 9,99[\text{KN.m}]$
- Effort tranchant max : $T_{\max} = 25,95[\text{KN}]$

III.2.5 Vérification à l'ELS :**➤ Etat limite de fissuration :**

La fissuration étant non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ Contrainte de compression du béton :**• Aux appuis :**

$$M_a = 9,99[\text{KN.m}]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218 \quad \beta_1 = 0,925K_1 = 51,67$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{st} = \frac{9,99 \times 10^3}{0,925 \times 18 \times 3,93} = 152,67[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 152,67[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{51,67} = 0,019$$

$$\sigma_{bc} = 152,67 \times 0,019 = 2,95[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$M_t = 27,47[\text{KN.m}]$$

$$\rho = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,38 \quad , \quad \beta_1 = 0,966 \quad , \quad K_1 = 132,1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{27,47 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 6,78} = 233,01[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 233,01[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{132,1} = 0,0075$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,0075 \times 233,01 = 1,76[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 4) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{485} = 0,041 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow$ Condition vérifiée.
- 5) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{485} = 0,041 \leq \frac{27,47}{10 \times 33,32} = 0,082 \longrightarrow$ Condition vérifiée.
- 6) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0038 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section, $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$

B_0 : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6,78} = 10,38 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38 = 9,62 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,38^3 + 9,62^3) + 15 \times 6,78 (9,62 - 2)^2$$

$$I_0 = 72860,61 [cm^4]$$

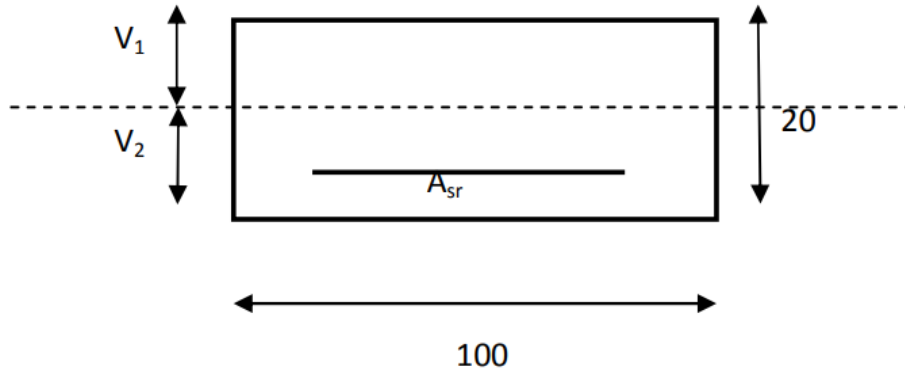


Figure III.2.14) Section rectangulaire

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 67,87 [MPa]$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0038$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 2101,7}{100}\right) \times 0,0038} = 0,17 \quad \text{avec} \quad B_0 = bh + 15A_t$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0038 \times 67,87 + 2,1} = 1,17$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 72860,61}{1 + 1,17 \times 0,17} = 66850,17 [cm^4]$$

$$f_v = \frac{27,47 \times 10^6 \times 4850^2}{10 \times 10818,86 \times 66850,17 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4850}{500}$$

$$f_v = 8,93 [mm] < \bar{f} = 9,7 [mm] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.3: Calcul de la poutre palière

III.3.1. Définition :

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire (bxh), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids de mur et la réaction du palier.

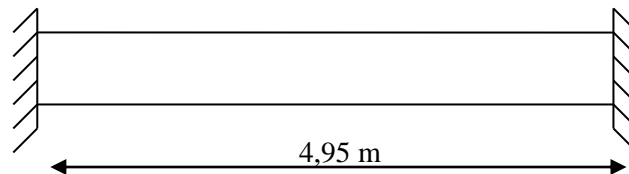


Figure III.3.1) Schéma de la poutre

III.3.2. Pré dimensionnement : RPA99 modifié 2003(Art 7.5.1)

- **Hauteur:**

La hauteur h_r est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33\text{cm} \leq h \leq 49,5\text{ cm}$$

Selon RPA99 modifié 2003: **$h \geq 35\text{cm}$**

On opte pour : **$h = 35\text{cm}$**

- **Largeur :**

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14\text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm}$$

Selon RPA99 modifié 2003: **$b \geq 20\text{cm}$**

On opte pour : **$b = 30\text{cm}$** .

- **La vérification de la condition $\frac{b}{h} \leq 4$:**

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

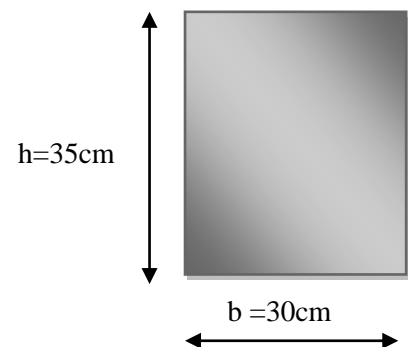


Figure III.3.2) Section de la poutre

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- Réaction de palier à L'ELU : $T_u = R_b = 35,12 \text{ KN}$.
- Réaction de palier à L'ELS : $T_s = R_b = 25,35 \text{ KN}$.
- Poids propre de mur extérieur : $2,36 \times 1,69 = 3,98 \text{ KN}$

III.3.4: Calcul à L'ELU**Combinaisons de charges**

$$q_u = 1,35 G + R_b = (1,35 \times (2,625 + 3,98)) + 35,12$$

$$q_u = 44,04 \text{ KN / mL}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_{o_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{44,04 \times (4,95)^2}{8} = 134,88 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{44,04 \times 4,95}{2} = 108,99 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 134,88 = -40,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 134,88 = 114,64 \text{ KN.m}$$

▪ Diagrammes des efforts internes à l'ELU:

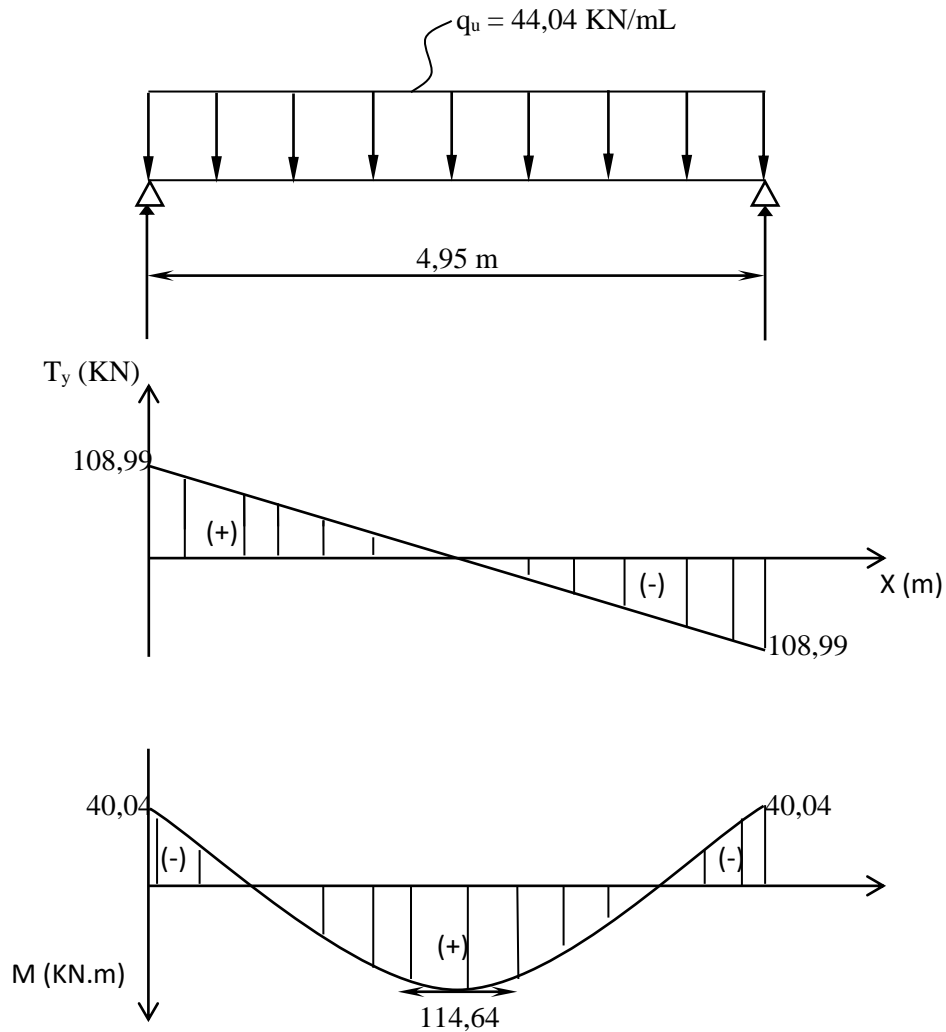


Figure III.3.3) Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELU

➤ Calcul des armatures :

Armature longitudinales :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) tel que

• En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{114,64 \times 10^6}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,247$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,247 \Rightarrow \beta = 0,855$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{114,64 \times 10^3}{0,855 \times 33 \times 348} = 11,67 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA16 = 12,06 cm²

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = -40,04 \text{ KN.m} \quad h = 35 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40,04 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,086$$

$$\mu_b = 0,086 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,086 \Rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{40,04 \times 10^3}{0,955 \times 33 \times 348} = 3,65 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12 = 4,52 cm²

Armatures Transversales

Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99):

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right) \quad \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = 10 \text{ mm}$$

✓ $\phi_t \leq 10 \text{ mm} \rightarrow$ **On opte pour une section d'armature 2HA8 $\rightarrow A_{\text{adop}} = 1,00 \text{ cm}^2$.**

III.3.5. Les vérifications à L'ELU :

a) **Vérification de la non fragilité du béton : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)**

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \frac{2.1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 12,06 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \frac{2.1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4,52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification à l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.2/ BAEL91 modifié99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_u \text{ avec : } T_u = 108,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{108990}{300 \times 330} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,20 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,10 < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL91 modifié99)

$$T_u^{\max} = 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$T_u^{\max} = 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,33 \frac{25 \times 1000}{1,5} = 594 \text{ KN}$$

$$108,99 < 594 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL 91 modifié 99)

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(108,99 + \frac{-40,04}{0,9 \times 0,32} \right) = 0,713 \text{ cm}^2$$

$$4,52 > 0,713 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ coefficient scellement HA.}$$

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

• **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,14 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{108,99 \times 10}{0,9 \times 30,14 \times 33} = 1,21$$

$$\checkmark \tau_{se} = 1,21 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{108,99 \times 10}{0,9 \times 15,07 \times 33} = 2,43 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_{se} = 2,43 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Donc Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

f) de scellement Longueur:

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \phi = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0,4L_s$

$$L_1 = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$$

III.3.6 Espacement des barres :

D'après le RPA Art (7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(8,75 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

✓ on opte pour $S_t = 10 \text{ cm.}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm ,}$$

✓ on opte pour $S_t = 15 \text{ cm.}$

III.3.7. Calcul à L'ELS:

➤ **Combinaisons de charges**

$$q_s = G + Rb = 6,606 + 25,35$$

$$q_s = 31,95 \text{ KN/mL}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Moment isostatique :

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{31,95 \times (4,95)^2}{8} = 97,66 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{31,95 \times 4,95}{2} = 79,07 \text{ KN}$$

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

Sur appuis : $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 97,66 = -29,30 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 97,66 = 83,01 \text{ KN.m}$

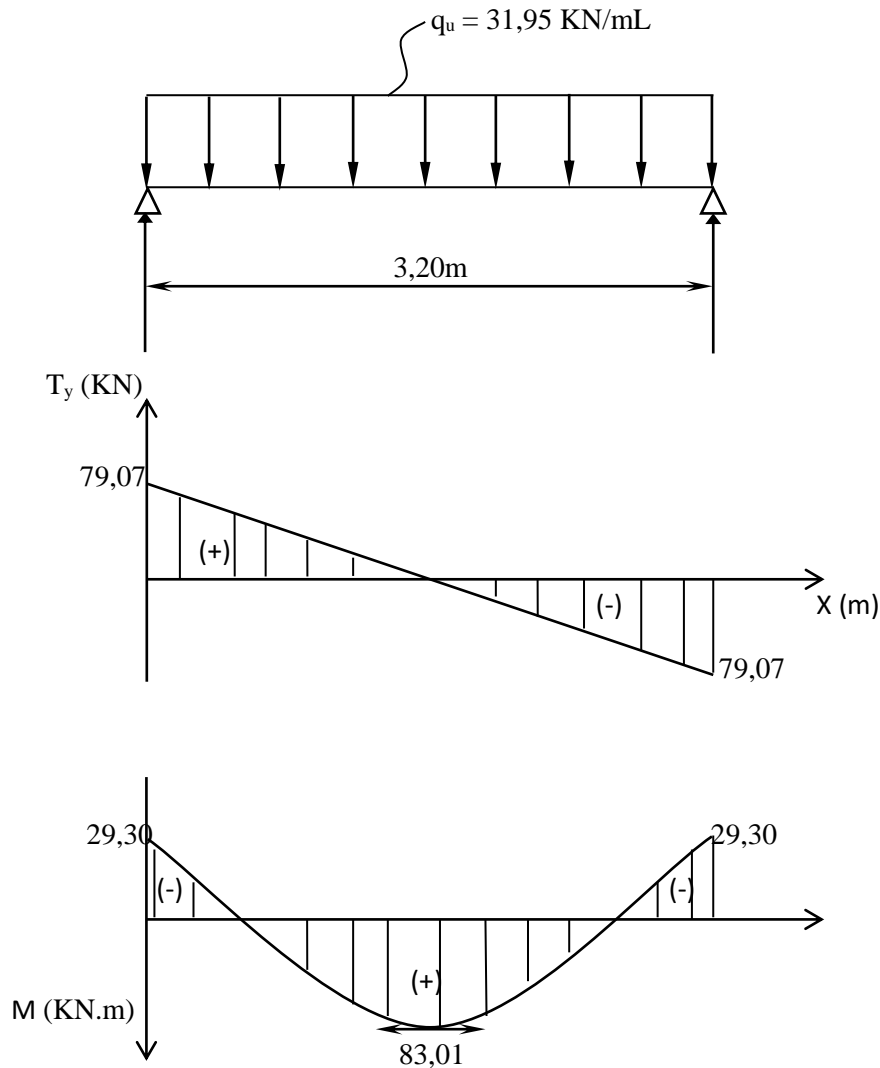


Figure III.3.4) Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS

III.3.8. Vérification a L'ELS :

a) Vérification des contraintes:

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$: Dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ **Appuis :**

• **Acier :**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{30 \times 33} = 0,456$$

$$\rho = 0,456 \quad \beta = 0.898 \quad k_1 = 34.02$$

$$\sigma_s = \frac{29,30 \times 10^6}{0.898 \times 330 \times 4.52 \times 10^2} = 218,74\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 218,74 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{218,74}{34,02} = 6,43\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Travée:**

• **Acier:**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 12,06}{30 \times 33} = 1,22$$

$$\rho = 1,22 \quad \beta = 0,850 \quad k_1 = 18,33$$

$$\sigma_s = \frac{83,01 \times 10^6}{0.850 \times 330 \times 12,06 \times 10^2} = 245,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 245,38 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{245,38}{18,33} = 13,38\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Càndition vérifié.}$$

b) Etat limite de fissuration : (Art A.4.5.2/BAEL99)

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

C)Vérification de la flèche :(Art A.6.5.2/BAEL 91modifié 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{35}{495} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{35}{495} = 0.09 \geq \frac{83,01}{10 \times 97,66} = 0.0850 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{6,03}{30 \times 32} = 0,0063 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{C.v}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

Appuis : 3HA14 = 4,52cm²

Travées : 6HA16 = 12,06cm²

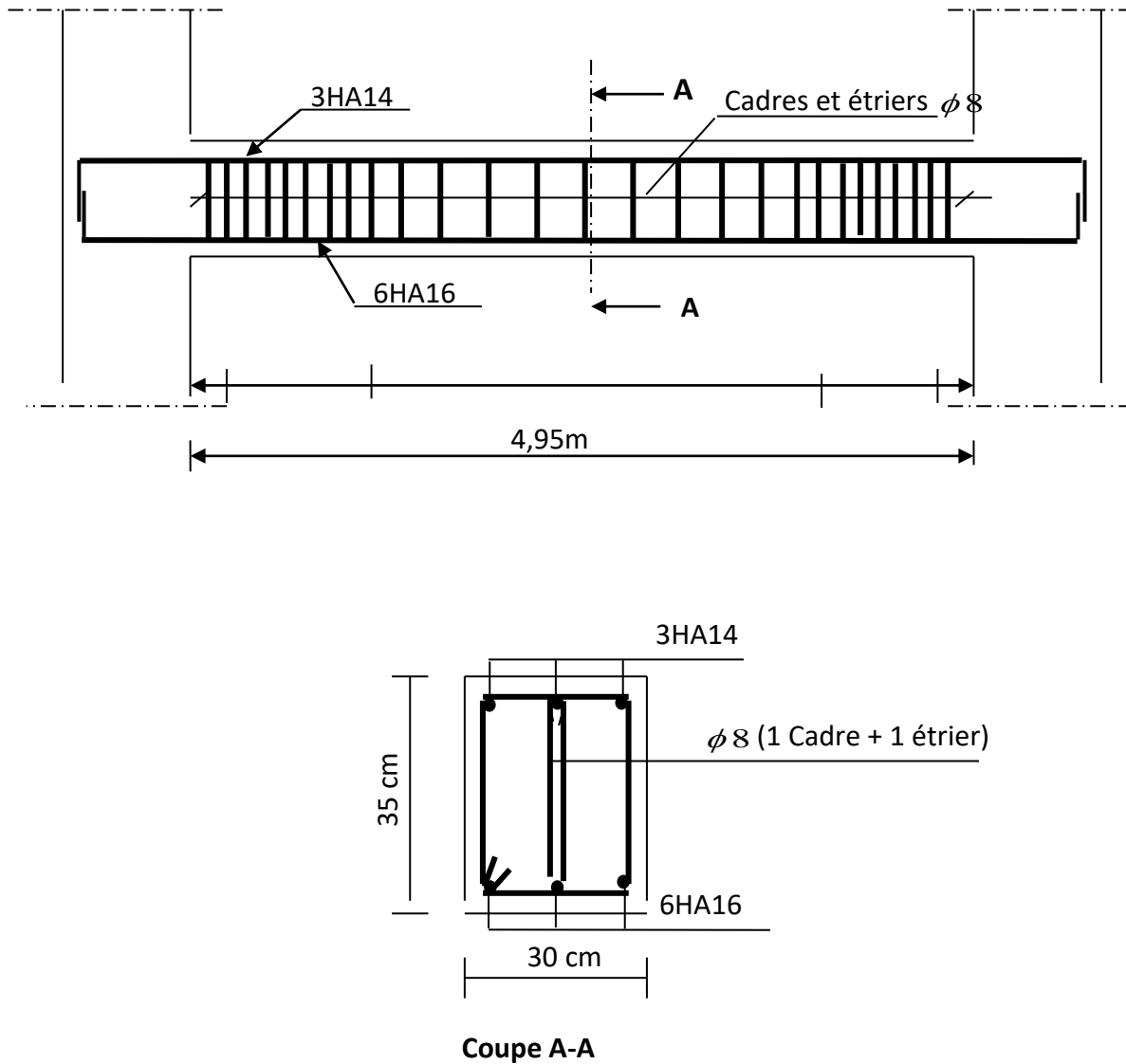


Figure III.3.5) Ferrailage de la poutre palière

III.4 Etude de la poutre noyée :

Nous étudierons une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du mur en double cloisons.

III.4.1 prédimensionnements de la poutre :

a) **La hauteur** : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

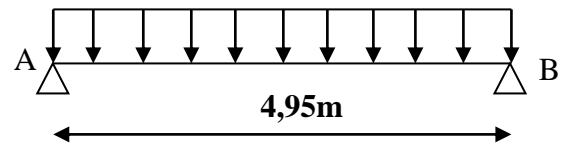


Figure III.4.1) Schéma statique de la poutre de chaînage.

Avec :

h : la hauteur de la poutre

L : la portée de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du **R.P.A.99 modifié 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \rightarrow 33 \text{ cm} \leq h_t \leq 49.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ (pour que la condition du RPA soit vérifiée)

b) **La largeur** :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 29.5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification du rapport $\frac{h}{b}$:

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, on opte pour la poutre de chaînage d'une section de **(20x30) cm²**

III.4.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre $25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,625 \text{ KN/ml}$.

Poids du mur (double cloison)..... $2,36(3,06-0,21)=6,75 \text{ KN/ml}$.

Le poids du plancher $5,70 \times (0,65/2) = 1,85 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre total **$G = 10,1 \text{ KN/ml}$** .

La charge d'exploitation Q..... $1,5 \times (0,65/2) = \mathbf{0,49 \text{ KN/ml}}$.

III.4.3 Combinaison des charges :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,1 + 1,5 \times 0,49 = 14,37 \text{ KN/ml}$.

ELS: $q_s = G + Q = 10,1 + 0,49 = 10,59 \text{ KN/ml}$.

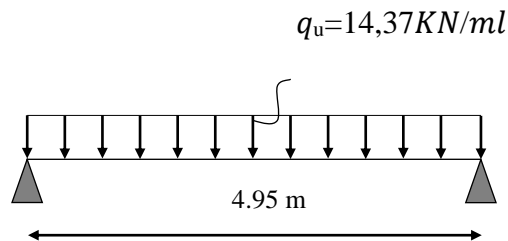


Figure III.4.2) Schéma de chargement à l'ELU.

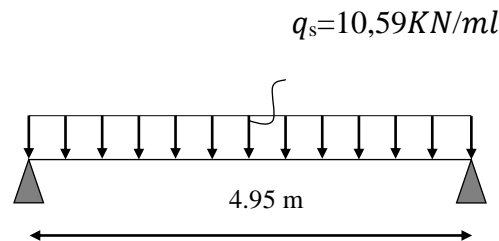


Figure III.4.3) Schéma de chargement à l'ELS.

III.4.4 Calcul des efforts à l'ELU :

- **Le moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,37 \times (4,95)^2}{8} = 44,01 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,37 \times 4,95}{2} = 35,56 \text{ KN}.$$

Compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments deviennent :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 44,01 = -13,203 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 44,01 = 37,408 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

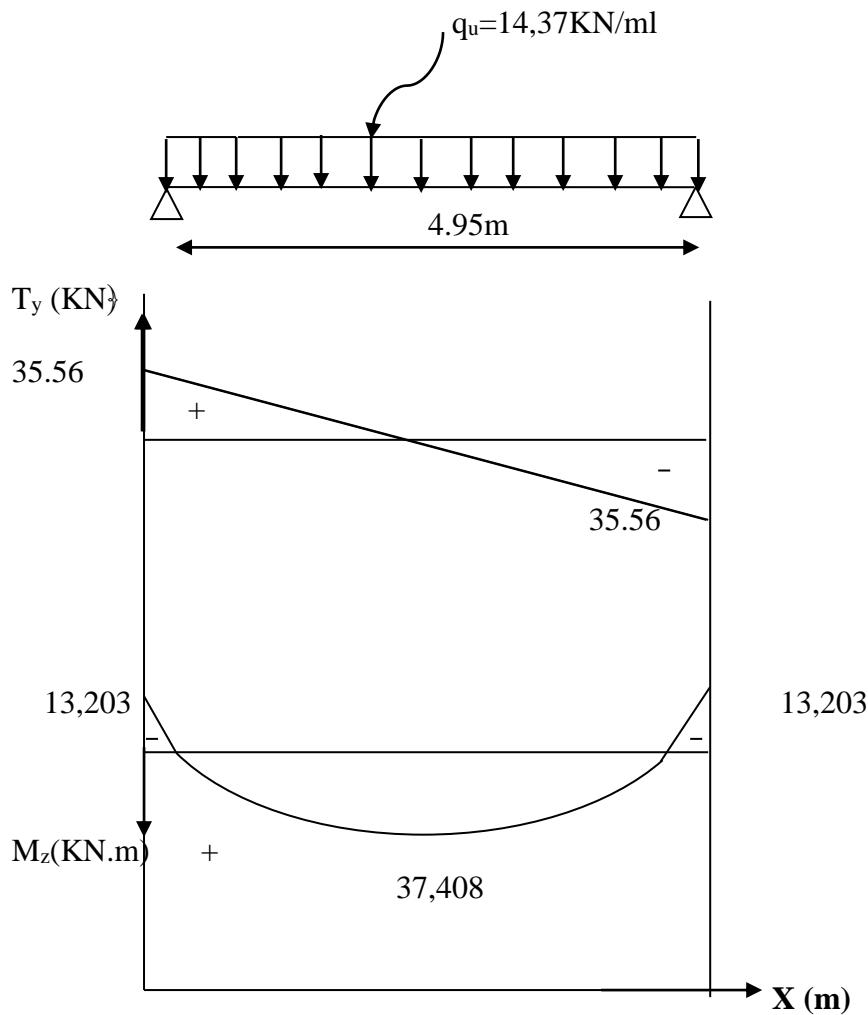


Figure III.4.4) Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

III.4.4.1 Calcul des armatures :

a) Aux appuis :

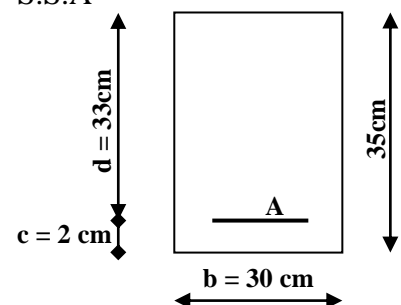
$$M_{au} = 13,203 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13,203 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,028 \rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,203 \times 10^6}{0,986 \times 330 \times 348} = 1,166 \text{ cm}^2.$$

Soit : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$



b) En travée :

$$M_{tu} = 37,408 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37,408 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0,08 \rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,08 \rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{37,408 \times 10^6}{0,958 \times 330 \times 348} = 3,4 \text{ cm}^2$$

✓ Soit 2HA16 = 4,02 cm²

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section (**RPA99 modifié en 2003**).

$$3,08 + 4,02 = 7,1 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.4.2 Les différentes vérifications à l'ELU : (BAEL 91 modifié 99, Art. A.4.2.1)

a. La Condition de non fragilité concerne la section totale d'aciers :

$$A_{\min} \leq A$$

$$A \geq A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$A_{au} = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{tu} = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 \rightarrow \bar{\tau}_{seu} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{35,56 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 2 \times 3,14 \times 14} = 1,36 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

• L'influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{u\max}}{0,9 \cdot d \cdot b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u\max} \leq 0,4 \cdot d \cdot b \cdot 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 33 \times 0,9 \frac{2,5}{1,5} \times 30 = 594 \text{ KN.}$$

$$T_{u\max} = 35,56 \text{ KN} < 594 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **L'influence sur les aciers :**

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{au}}{0,9.d} \right)$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(35,56 \times 10^3 + \frac{13,203 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right) = 2,3 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,08 \text{ cm}^2 > 2,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\zeta_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\zeta}_u$$

$$\bar{\zeta}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{2,1}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\zeta_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{35,56 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\zeta_u = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.4.3 Les armatures transversales : (BAEL 91 modifié, Art.A.7.22)

a. Section des armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule

suivante : $\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right)$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min \left(\frac{35}{35}; \Phi_l; \frac{30}{10} \right) \longrightarrow \Phi \leq \text{Min} (1; 1,4; 3) \text{ cm.}$$

$$\Phi \leq 10 \text{ mm} \longrightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de $\Phi 8$ et un étrier de $\Phi 8$ mm.

b. Espacement des armatures transversales : (BAEL 91, Art A.7.51.22)

$$St \leq \min (0,9x_d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 33; 40) = 29,7 \text{ cm}$$

$$St \leq 29,7 \text{ cm} \longrightarrow St = 25 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section d'armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_a \cdot f_e}{b \cdot St} \geq 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \frac{3,08 \times 400}{30 \times 25} = 1,642 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.4.4 Vérification selon le RPA 99 :(Art A.7.5.2.2)

- **L'espacement des armatures transversales :**

- En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30\right) = \min\{8,75 ; 16,8 ; 30\} \text{ cm}$$

$$St \leq 8,75 \text{ cm} \rightarrow St = 7 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

- **La quantité d'armatures :**

* Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante : $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,003.S.b$$

Avec b : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 \rightarrow A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

♦ **Soit 1cadre $\Phi 8 = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

III.4.5 Les différents calculs à l'ELS :

Calcul des efforts internes :

a. Le moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10,59 \times (4,95)^2}{8} = 32,43 \text{ KN.m}$$

b. L'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,59 \times 4,95}{2} = 26,21 \text{ KN}.$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 32,43 = -9,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 32,43 = 27,56 \text{ KN.m}$$

III.4.5.1 Les différentes vérifications à l'ELS :**a. Vérification de la contrainte dans le béton :****Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,08}{30 \times 33} = 0,311$$

$$\rho_1 = 0,311 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow k_1 = 41,82$$

$$\sigma_s = \frac{9,72 \times 10^6}{0,912 \times 330 \times 3,08 \times 10^2} = 104,85 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{104,85}{41,82} = 2,507 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2,507 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,02}{30 \times 33} = 0,406$$

$$\rho_1 = 0,406 \rightarrow \beta_1 = 0,902 \rightarrow k = 36,02$$

$$\sigma_s = \frac{27,56 \times 10^6}{0,902 \times 330 \times 4,02 \times 10^2} = 230,32 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{230,32}{36,02} = 6,39 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

c. Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié, Art A.4.6)

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{pmatrix} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{400} \end{pmatrix}$$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{495} = 0,070 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,070 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{27,56}{10 \times 9,72} = 0,069 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{3,08}{30 \times 35} = 0,0029 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la poutre noyée :

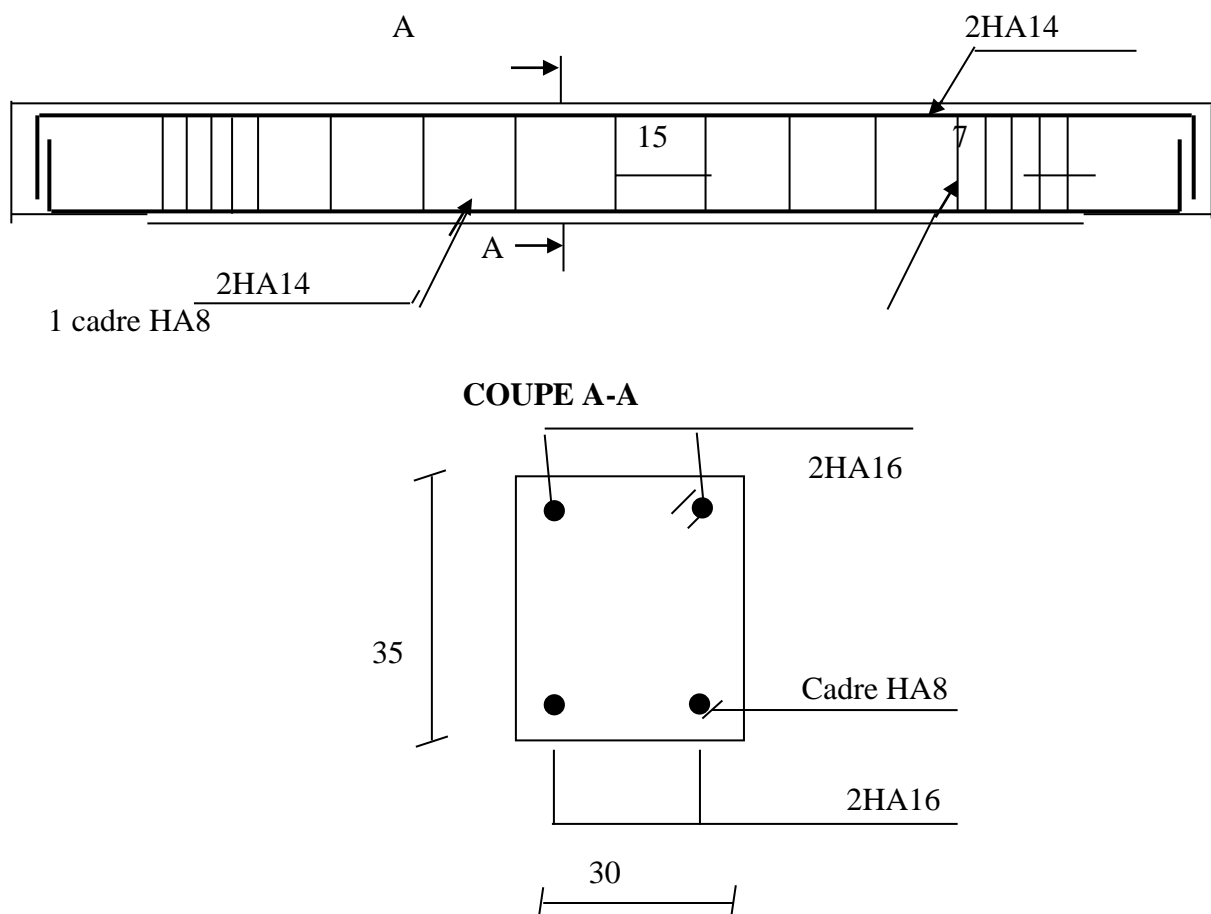


Figure III.4.5) Schéma de ferrailage de la poutre noyée

III-5) L'acrotère

III.5.1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (**Q=1[kN/ml]**) non pondérée due à l'application de la main courante (échelle des pompiers ...etc.) qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et à **L'ELS** pour une bande de **1 [m]** de largeur

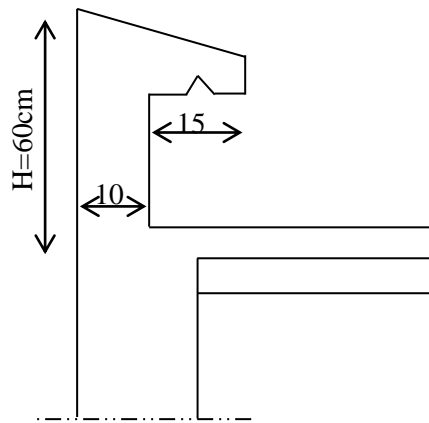


Figure III.5.1) coupe verticale de l'acrotère

La hauteur : $H = 60 \text{ cm}$

La largeur : $l = 100 \text{ cm}$

L'épaisseur : $e = 10 \text{ cm}$

$$S = (0,05 \times 0,15) / (2) + (0,05 \times 0,15) + (0,1 \times 0,6) = 0,07125 \text{ m}^2$$

5-1) Calcul des sollicitations :

➤ Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

Avec : ρ : Masse volumique du béton / $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

S : Section transversale de l'acrotère

$$G = 25 \times 0,07125$$

$$G = 1,781 \text{ KN /ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale :

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

5-2) calcul des efforts :

➤ **Effort normal dû au poids propre :**

$$N_{G \max} = G \times 1 = 1,781 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Effort horizontal :**

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

➤ **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :**

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml}$$

➤ **Efforts normal dû à la surcharge Q :**

$$N_Q = 0$$

➤ **Moment de renversement dû à G :**

$$M_G = 0$$

5-3) Schémas statiques

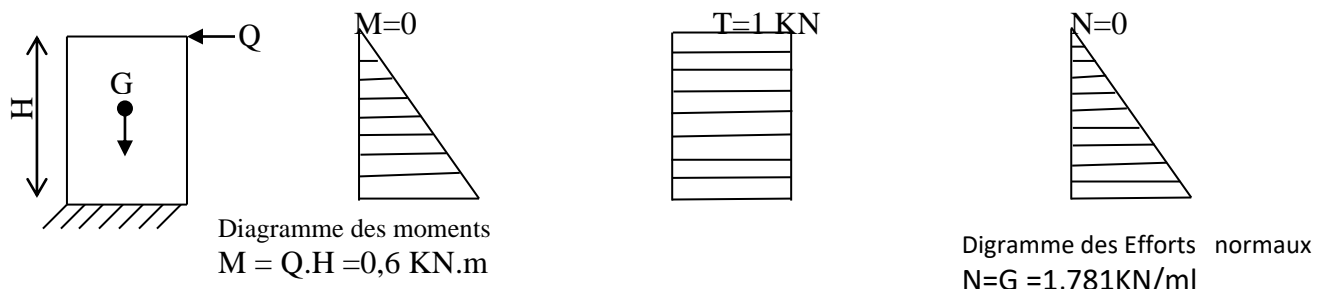


Figure III.5.2) Diagramme des efforts

5-4) Combinaisons de charges

➤ **E L U : La combinaison est $1,35 G + 1,50 Q$**

❖ Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 1,781 + 0 = 2,404 \text{ KN/ml}$$

❖ Moment de renversement :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,50 \times M_Q = 0 + 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

➤ **E L S : La combinaison est $G + Q$**

❖ Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1,781 \text{ KN}$$

❖ Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

5-5) Ferrailage

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

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression «N» et un moment de flexion «M».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles.

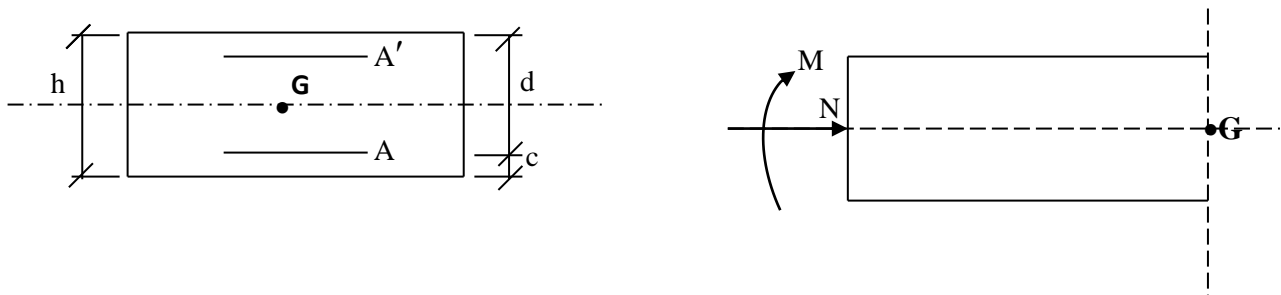


Figure III.5.3) Schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

h : Epaisseur de la section.

C : Enrobage : $c=c'=2\text{cm}$.

d : Hauteur utile $d = h - c = 10 - 2 = 8\text{cm}$

e : Excentricité

cp : centre de pression.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

a) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.9}{2.404} = 0.3743\text{m}$$

$$e_u = 37,43\text{ cm}$$

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

$$e_u = 37,43 > h/2 - c = 3$$

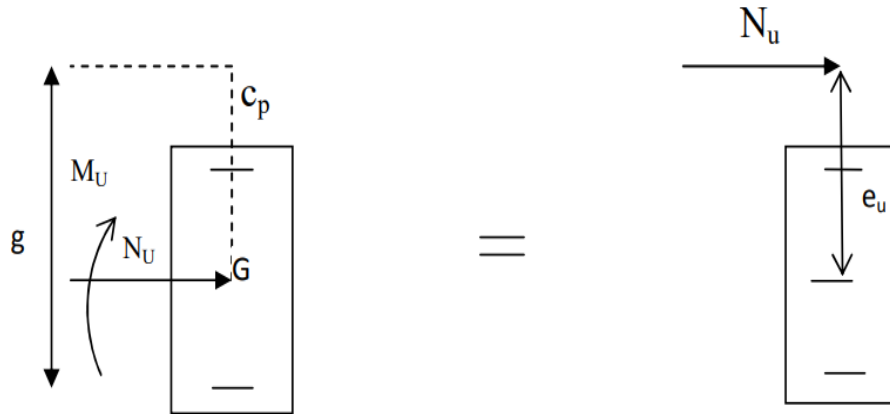


Figure III.5.4) Section rectangulaire soumise à la flexion composée

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 de la section d'armatures en flexion simple

➤ Moment fictif :

$M_f = N_u \times g$ avec $g = e_u + 0,5h + c$ et c C'est l'enrobage

Avec : g : distance entre «cp» et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + h/2 - c = 0,374 + 0,1/2 - 0,02 = 0,404$$

-Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = 2,404 \times 0,404 = 0,971 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,9 \times 1000}{100 \times 8^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,001 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,999$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,971 \times 10^3}{0,999 \times 8 \times 348}$$

$$A_f = 0,349 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.35 - \frac{24,04}{348}$

$$A = 0,280 \text{ cm}^2$$

5-6) Vérification à l'ELU**5-6-1) Condition de non fragilité**

Armatures principales :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.781} = 33,68 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \left[\frac{33,68 - 0.455 \times 8}{33,68 - 0.185 \times 8} \right]$$

$$A_{\min} = 1,035 \text{ cm}^2 > A_{\text{calcul}} = 0,285 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée.

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte ;

Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 1,035 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } s_t = \frac{100}{4} = 25 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

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

Soit :

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } s_t = \frac{100}{4} = 25 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

5-6-2) Vérification au cisaillement

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement

$$V_u : \text{Effort tranchant} : V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}; V_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1500 / 80 \times 1000 = 0,0185 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0185 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Condition vérifiée,}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5-6-3) Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \cdot 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048}$$

$$\tau_{se} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement.

5-5-4) espacement des barres :

$$\text{Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} < \min\{3h; 33\text{cm}\} = (3 \times 10\text{cm}; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

→ Condition vérifiée

$$\text{Armatures de répartition : } S_t = 25\text{cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

→ Condition vérifiée

5-6-5) Ancrage des barres verticales :

$$\text{La longueur de scellement droit est : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_s = 0,6(\Psi_s)^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,845 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,845} = 281,19 \text{ mm} = 28,11 \text{ cm} \text{ soit : } \longrightarrow L_s = 30 \text{ cm}$$

5-6-6) Vérification des contraintes à L'E L S

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1,781 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,781} = 0,336 \text{ m} \quad e_s = 35 \text{ cm}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée.

On doit vérifier :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Contrainte dans les aciers tendues

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$: Contrainte dans les aciers comprimée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte dans le béton comprimée

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

$\bar{\sigma}_{sc}$: Contrainte limite dans les aciers comprimée

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

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n y a pas lieu de vérifier car il n y a pas acier comprimée. (SSA)

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est pris comme préjudiciable

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_v}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_v}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\beta_1 = 0,920; K_1 = 47,5$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,51} = 32,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}) \right\}$$

Avec : n : coefficient de fissuration $\begin{cases} n = 1,6 \text{ pour les HA} \\ n = 1 \text{ pour les RL} \end{cases}$

Dans notre cas : $n=1,6$ barre HA (acier HA ≥ 6 mm)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,67; \max (200; 201,633)\} = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 32,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = 0,021 \times 32,47 = 0,681 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,681 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

5-5-7) Vérification de l'acrotère au séisme

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , il doit être conçu de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A=0,15$ (zone II_a groupe d'usage 2)

$$W_p : \text{poids de l'acrotère} \quad W_p = 1,781 \text{ KN/ ml}$$

$$C_p : \text{facteur de force horizontale} \quad C_p = 0,8$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,781 \times 0,8 = 0,854 < Q = 1 \text{ KN /ml.}$$

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme

Conclusion

Suite aux différents calculs et les vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère le suivant :

- Armatures principales $A_p = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$; $St = 25 \text{ cm.}$
- Armatures de répartition $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$; $St = 25 \text{ cm.}$

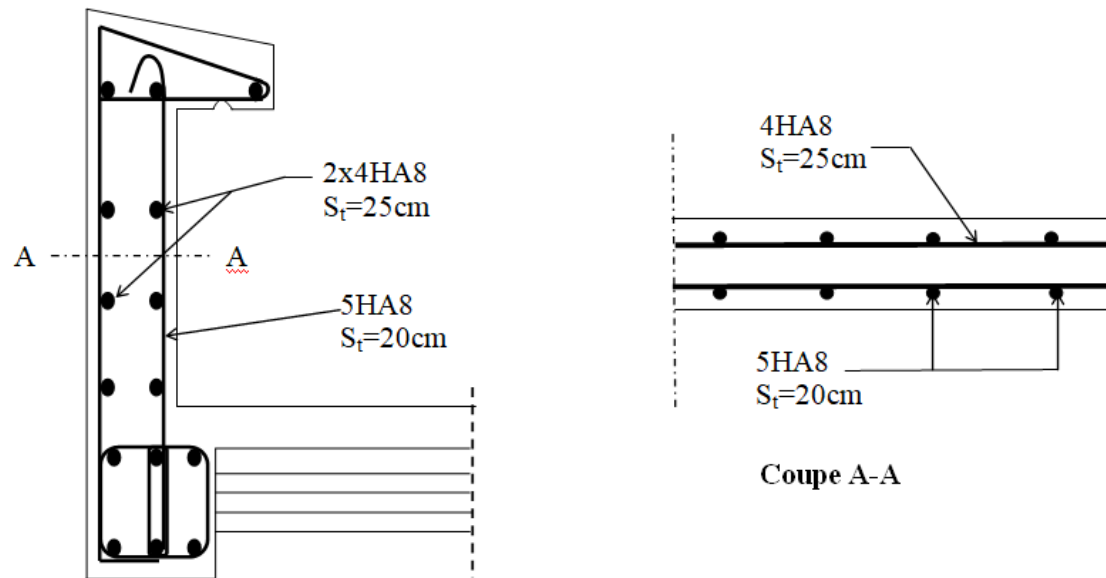


Figure III.5.5) Schémas de ferrailage de l'acrotère

III-6) Étude de la salle machine

6-1) Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseurs, la surface de la cabine est de $(1,85 \times 2,2) \text{ m}^2$ et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes

6-2) caractéristique de l'ascenseur :

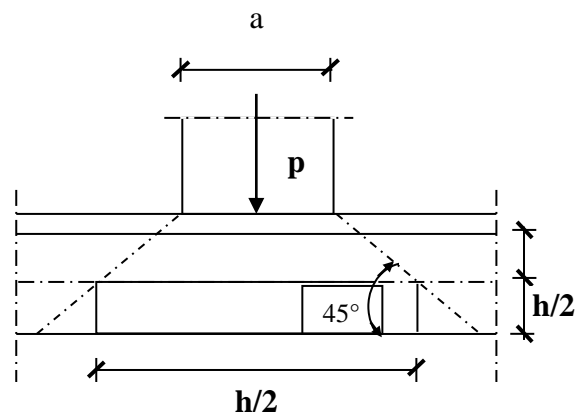
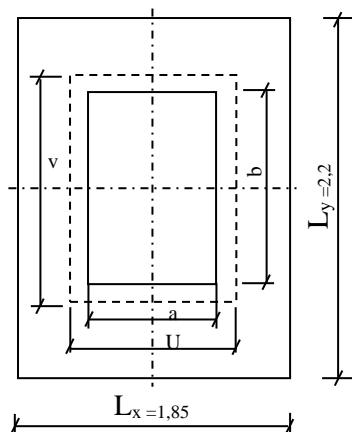
Le bloc comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ($V=1\text{m/s}$)

- La surface de cabinet est $S = 1,85 \times 2,2 = 4,07 \text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est ;
 $P = 90\text{KN}$; $L_x = 1,85\text{m}$; $L_y = 2,2\text{m}$; $S = 4,07 \text{ m}^2$

6-3) Calcul de la dalle pleine du local machine

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle repose sur 4 appuis.

L'étude des dalles reposantes librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.



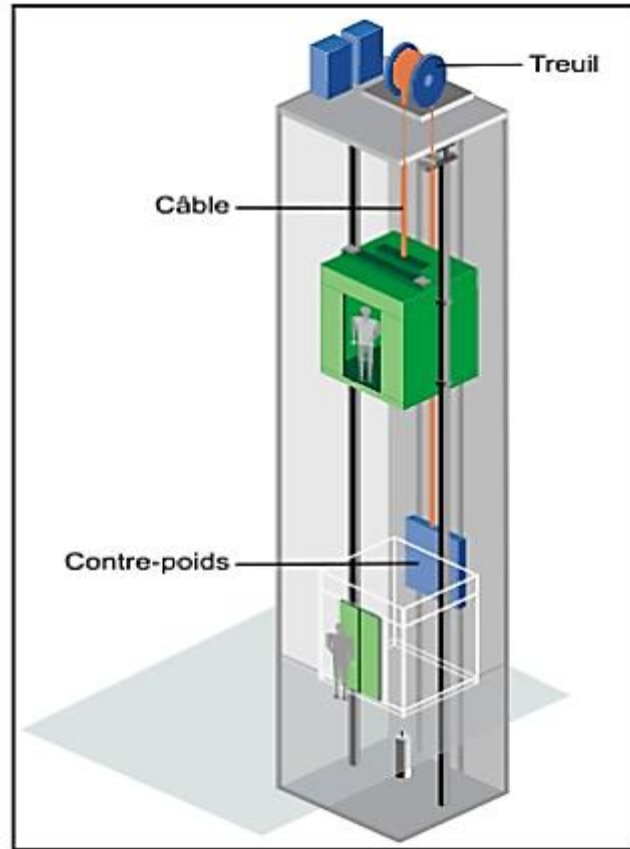


Figure III.6.1) Schéma ascenseur.

a) Charge nominale, la surface et le poids totale :

Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

b) Pré dimensionnement :

Hauteur de la dalle «h » :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30}$$

$$h_t \geq \frac{185}{30} = 6,17cm$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on optera pour h=15cm

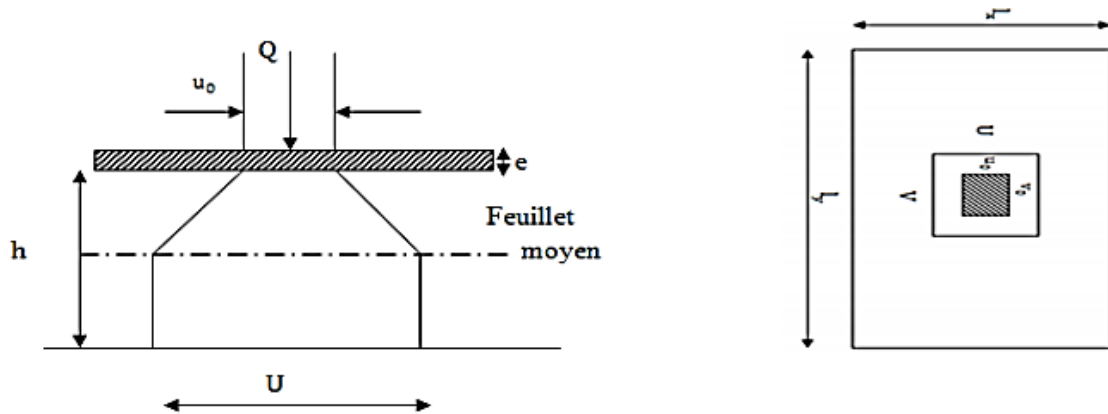


Figure III.6.2) Diffusion de la charge dans le feuillet

Calcul de U et V :

$$U = u_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

$$V = v_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

Avec

- h_0 : épaisseur de la dalle $h_0 = 15 \text{ cm}$
- e : épaisseur de revêtement $e = 5 \text{ cm}$
- ξ : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé et d'une chape en béton $\xi = 1$.
- $U \times V$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen.
- $U_0 \times v_0$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée $u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$.

6-4) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_x = q (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = q (M_2 + v M_1)$$

Avec

v : Coefficient de **POISSON**

à L'ELU	→	$v = 0$
à L'ELS	→	$v = 0,2$

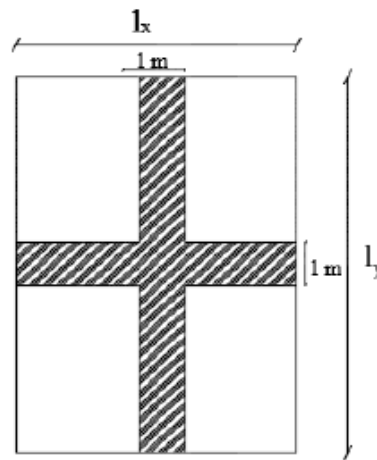
M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U / L_x) et (V / L_y) dans les abaques de **PIGEAUD**

6-4-1) Calcul des efforts

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastrements sur les appuis de rive

$$\rho = L_x / L_y = 1,85 / 2,2 = 0,84$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,85} = 0,56 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,2} = 0,47$$



Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans le sous tableau de PIGEAU relatif à $\rho=0,9$

D'où : $M_1 = 0,089$; $M_2 = 0,073$

6-4-2) calcul des moments M_{x1} et M_{y1}

ELU : $v = 0$

$q_u = 1,35G + 1,5Q$ (Charge uniformément répartie sur une bande de 1 m.)

$P_u = 1,35P$ (Charge concentrée due au système de levage.)

Poids propre de la dalle : $G = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$

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

Alors :

$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$

$M_{x1} = 121,5 \times 0,089 = 10,81 \text{ KN.m}$

$M_{y1} = 121,5 \times 0,073 = 8,86 \text{ KN.m}$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Evaluation du moment M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,85}{2,2} = 0,84 \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,84 \rightarrow \mu_x = 0,0520 \quad ; \quad \mu_y = 0,667$$

Ce qui donne :

$$M_{x2} = \mu_x q_u \times l^2 \quad ; \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 0,052 \times 8,04 \times (1,85)^2 = 1,43 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 0,667 \times 1,43 = 0,95 \text{ KN m}$$

6-4-2) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,81 + 1,43 = 12,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,86 + 0,95 = 9,81 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des encastremements de la dalle ; les moments calculés seront munis en leurs affectant un coefficient de (0,85) en travée et (-0,3) aux appuis.

- **Sens I_x :**

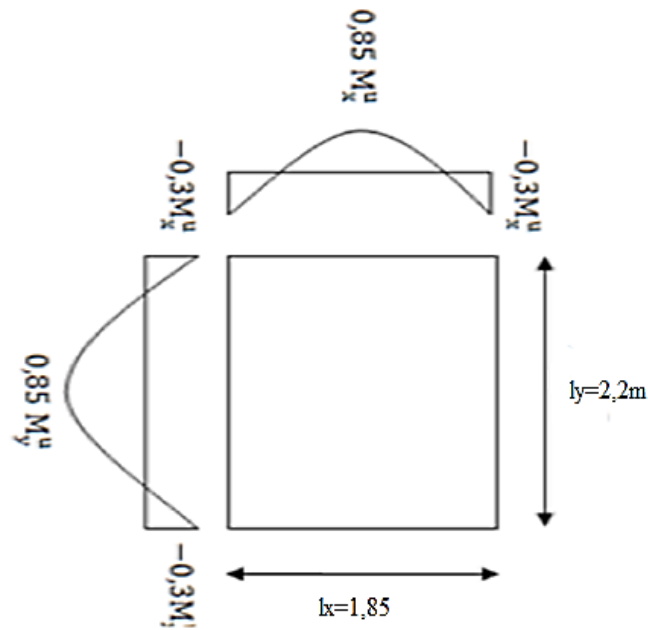
Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 12,24 = -3,672 \text{ KN.m}$

En travée : $M_y^t = 0,85 \times 12,24 = 10,404 \text{ KN.m}$

- **Sens I_y :**

Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 9,81 = -2,943 \text{ KN.m}$

En travée : $M_y^t = 0,85 \times 9,81 = 8,338 \text{ KN.m}$

Figure III.6.3) les moments dans les deux sens (L_x ; L_y).

6-5) Ferrailage

Il se fera à l'ELU pour une bande de (01)m de largeur.

- Sens L_x :

Aux appuis :

$$d_x = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,672 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_l = 0,392$$

→ SSA

Donc : $\beta = 0,992$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3,672 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,818 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²

avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée :

$$\mu = \frac{10,404 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,043 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

Donc : $\beta = 0,978$

$$A_t = \frac{10,404 \times 10^3}{0,978 \times 13 \times 348} = 2,35 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2,51 cm² avec : S_t=20cm

- Sens I_y :
- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,943 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392$$

→ SSA

Donc : β = 0,994

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,943 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec : S_t=25cm

- En travée :

$$\mu = \frac{8,338 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_l = 0,392$$

→ SSA

Donc : β = 0,983

$$A_t = \frac{8,338 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2,51 cm² → avec : S_t=25cm

Tableau III.6.1) ferrailage sur appuis et en travée

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ _b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	3,672	0,015	0,992	0,818	2,01	4HA8	25
	Y-Y	2,943	0,012	0,994	0,65	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	10,404	0,043	0,978	2,35	2,51	5HA8	20
	Y-Y	8,338	0,034	0,983	1,87	2,51	5HA8	25

6-6) Vérifications à L'ELU**a) Condition de non-fragilité [Art : B.7.4 / BAEL 91]**

Armatures inférieures

$$W = W_0 \cdot (3 - \alpha) / 2$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec :

 A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

 W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \cdot (3 - 0,84) / 2 = 0,00086$$

$$A_{\min} = 0,00086 \cdot (15 \cdot 100) = 1,29 \text{ cm}^2$$

Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 2,51 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,51 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

—————> Les conditions sont vérifiées

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

—————> Condition vérifiée.

c) Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

(Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

Avec :

μ_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

P: charge de calcul à L'ELU

h : Épaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2 (U+V) = 2(1+1) = 4\text{m}$$

$$\overline{P} = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} =$$

$$\overline{P} = \frac{0,045 \times 4 \times 0,15 \times 2500}{1,5}$$

$$Q_u = 9 \text{ t} < \overline{Q}_u = 45 \text{ t} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u_0 = v_0$, donc :

Au milieu de u, on a :

$$V_u = P_u / (2u_0 + v_0) = P / 3v$$

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = P_u / 3u_0 = P / (2v_0 + u_0)$$

$$V_u = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

- Sens I_x :

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} = 25\text{ cm}$ OK

En travées : $S_t = 20\text{cm} < 25\text{cm}$ OK

- Sens I_y :

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 25\text{ cm}$ OK

En travées : $S_t = 20\text{cm} < 25\text{cm}$ OK

6-7) Vérification à l'ELS

6-7-1) Evaluation des moments

a) les moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS} :$$

$$M_{x1} = 90 (0,089 + 0,2 \times 0,073) \longrightarrow M_{x1} = 9,324 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,073 + 0,2 \times 0,089) \longrightarrow M_{y1} = 8,172 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 \longrightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,84 \longrightarrow \mu_x = 0,0520 \quad ; \quad \mu_y = 0,667$$

$$M_{x2} = \mu_s \times q_s \times l^2 = 0,052 \times 5,85 \times (1,85)^2 = 1,041 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,667 \times 1,041 = 0,694 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

$$M_{0x} = 9,324 + 1,041 = 10,365 \text{ KN m}$$

$$M_{0y} = 8,172 + 0,694 = 8,866 \text{ KN m}$$

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leur effectuant le coefficient (0,85) en travée et (-0,3) aux appuis.

- **Sens I_x :**
Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 10,365 = -3,109 \text{ KN.m}$
En travée : $M_y^t = 0,85 \times 10,365 = 8,81 \text{ KN.m}$
- **Sens I_y :**
Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 8,866 = -2,66 \text{ KN.m}$
En travée : $M_y^t = 0,85 \times 8,866 = 7,536 \text{ KN.m}$

6-7-2) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq \delta_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Sens XX : $A_a = A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b x d_x} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61,92 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{MAX}}{\sigma_1 x d_x x A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,81 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 360,59$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{360,59}{61,92} = 5,82 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5,82 \text{ Mpa} \\ \delta_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \longrightarrow \sigma_{bc} < \delta_{bc}$$

\longrightarrow Condition vérifiée

Sens yy : $A_a = A_t = 2,51 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b x d_y} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,929 \\ K_1 = 55,42 \end{array} \right.$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{MAX}}{\sigma_1 x d_x x A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,536 \times 10^6}{0,929 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 248,60$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{248,60}{55,42} = 4,48 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4,48 \text{ Mpa} \\ \delta_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \longrightarrow \sigma_{bc} < \delta_{bc}$$

\longrightarrow Condition vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures** (BAEL91/modifié 99, Art. A.5.3,2)

Dans notre cas, la fissuration est considérée très préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

-

- **Etat limite de déformation :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{b d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment en travée de la dalle (sens xx).
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1 m.
- A_x : Section d'armature par bande.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{185} = 0,081 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{8,81}{20 \times 10,365} = 0,042 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{bd_x} = \frac{2,51}{100 \times 13} = 0,0019 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

☞ Sens x - x :

- Appuis : **4 HA8** = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
- Travée : **5 HA8** = 2,51 cm²/ml avec un espacement $S_t = 20$ cm

☞ Sens y - y :

- Appuis : **4 HA8** = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
- Travée : **5 HA8** = 2,51 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm

III.6.8 Schéma de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

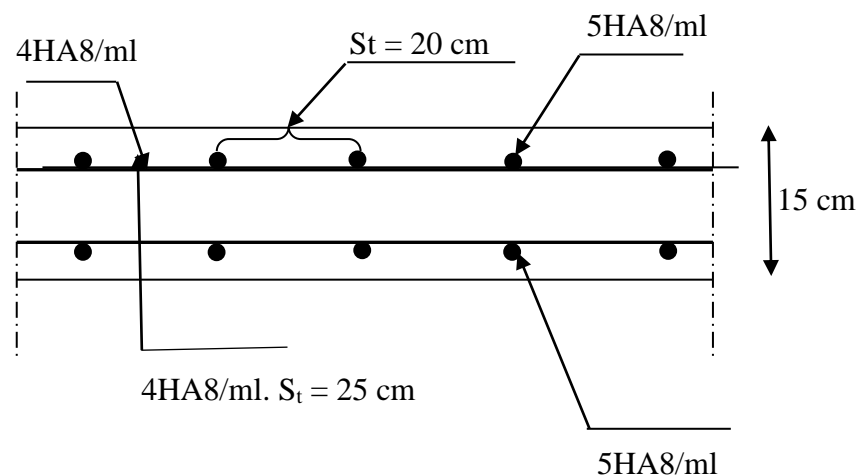


Figure III.6.4) Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x - x .

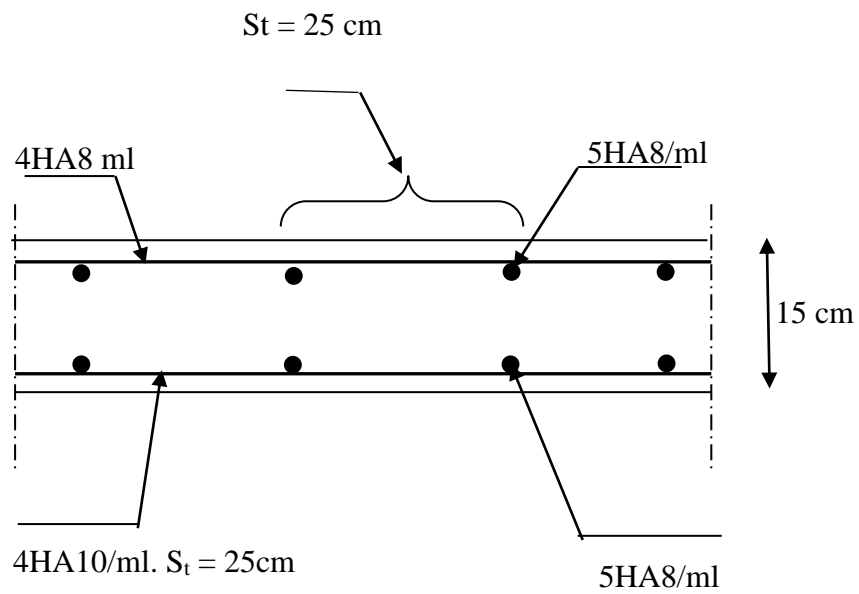


Figure III.6.5) Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y.

III.7 Calcul des balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1$ [m] en brique creuse de 10[cm] d'épaisseur.

Dans notre cas le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, il est réalisé en dalle pleine.

III.7.1 Pré dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{195}{10} = 19,5 \text{ cm. Avec } L : \text{ largeur du balcon}$$

❖ Nous adopterons $e_p = 20 \text{ cm}$

III.7.2 Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

- revêtement carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$.

- la chape : $20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$.

- lit de sable : $18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN/m}^2$.

- plancher en dalle pleine : $25 \times 0,20 = 5 \text{ KN/m}^2$.

- enduit en ciment : $18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN/m}^2$

$G_1 = 6,92 \text{ KN/m}^2$.

- poids propre du garde-corps en brique : **$G_2 = 1 \text{ KN/ml}$**

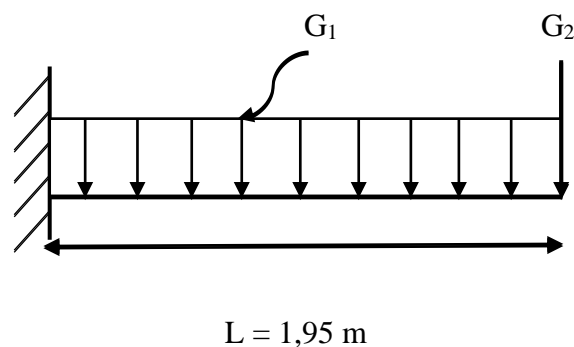


Figure III.7.1) Schéma du balcon

b. Charges d'exploitations :

- $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

III.7.3 Combinaison de charges :

à l'ELU :

$$q_{u1} = (1,35 G_1 + 1,5 Q_1) \times 1\text{m} = (1,35(6,92) + 1,5(3,5)) \times 1\text{m} = 14,592$$

$$q_{u1} = 14,592 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u2} = (1,35 G_2) \times 1\text{m} = 1,35(1) \times 1\text{m} = 1,35 \text{ KN.}$$

à l'ELS :

$$q_{s1} = (G_1 + Q_1) \times 1\text{m} = (6,92 + 3,5) \times 1\text{m} = 10,42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s1} = 10,42 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = G_2 \times 1\text{m} = 1 \text{ KN.}$$

III.7.4 Ferrailage :

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

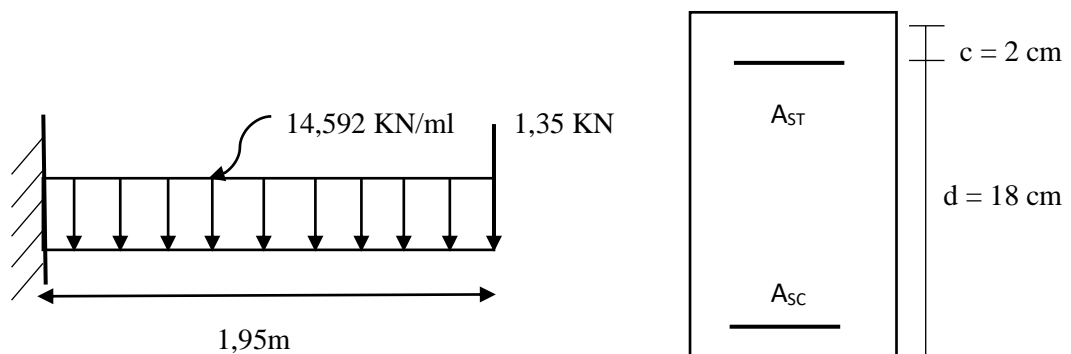
a. Calcul à l'ELU :

Figure III.7.2 schéma statique du balcon

- Effort tranchant :

$$T_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 14,592(1,95) + 1,35 = 29,80$$

$$T_u = 29,80 \text{ KN.}$$

- Moment fléchissant :

$$M_u = q_{u1} \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L = 14,592 \frac{(1,95)^2}{2} + 1,35(1,95) = 30,375$$

$$M_u = 30,37 \text{ KN.m}$$

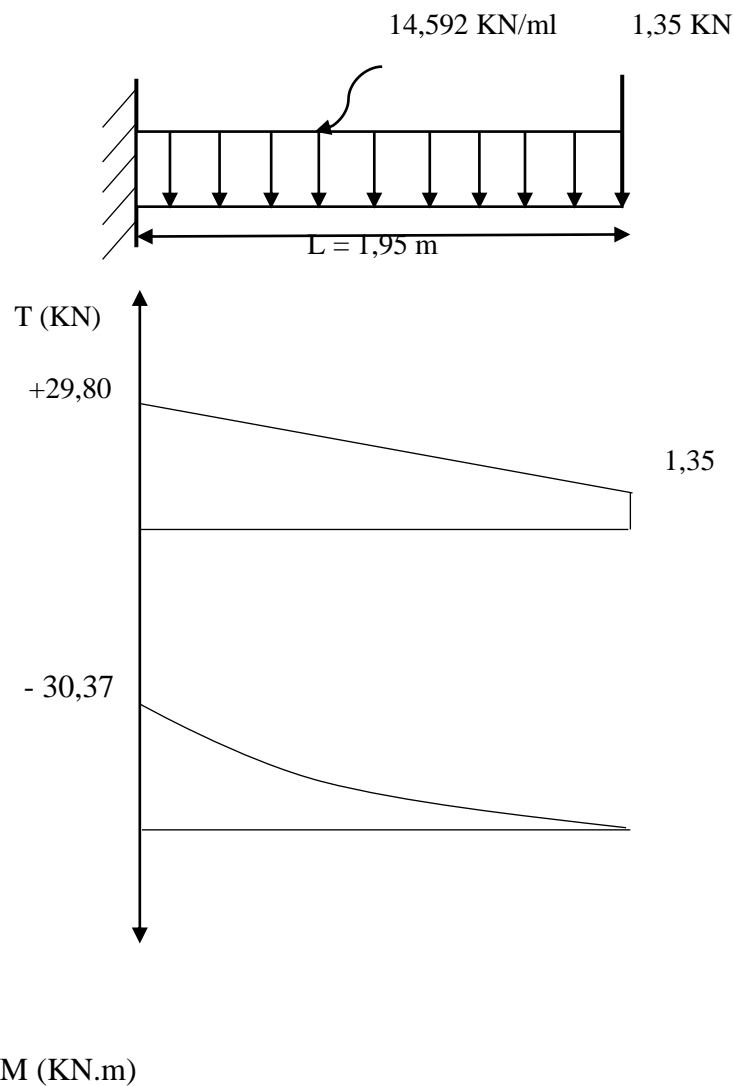


Figure III.7.3 Diagramme des efforts interne à l'ELU.

b. Calcul des armatures :

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30,37 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,066 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{30,37 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 348} = 5,01 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 6HA14 ($A_t = 9,23 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_s = \frac{A_t}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,23 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA12 ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$.

III.7.5 Vérification à l'ELU :**III.7.5.1 Condition de non fragilité : (BAEL91, Art A.4.2)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times$

$$d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} \geq 2,17 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

Sur appuis : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

III.7.5.2 Vérification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91, Art A.5.1)

La console soumise à des efforts tranchants est justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \text{ avec } T_{\max} = 29,80 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{29,80 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,165 \text{ Mpa.}$$

Article A.5.1, 21 BAEL 91 :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte $\overline{\tau_u}$:

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 3,333; 5 \text{ MPa} \} = 3,333 \text{ Mpa} \quad \tau_u \leq \overline{\tau_u} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.7.5.3 Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91, Art.A.6.1, 3)

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_j} = \frac{29,80 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 6 \times 14} = 0,698 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \text{ Pas de risque}$$

d'entraînement des barres (condition vérifiée)

III.7.5.4 Ancrage des barres :(BAEL 91, Art 6.1, 23)

La longueur de scellement est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \text{ Avec } \tau_{su} : \text{ contrainte d'adhérence.}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 10 \rightarrow L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \rightarrow L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$$

a. Ancrage courbe :

$$\phi = 10 \rightarrow L_{sc} = 0,4 \times L_s = 14,10 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \rightarrow L_{sc} = 0,4 \times L_s = 16,92 \text{ cm.}$$

b. Ecartement des armatures : (BAEL 91, Art A.8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée : $\min (2h ; 25 \text{ cm})$.
- Direction perpendiculaire à la plus sollicitée : $\min (3h ; 33 \text{ cm})$.
avec h : épaisseur de la dalle.

Armature principale :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (2h ; 25 \text{ cm}).$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (2 \times 15 ; 25 \text{ cm}).$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (30 ; 25 \text{ cm}) \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Armature de répartition :

$$S_t = 30 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t = 30 \text{ cm} < \min (45 ; 33 \text{ cm}) \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.7.6 Vérification à l'ELS :

- **Effort tranchant :**

$$T_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 10,42 \times 1,95 + 1 = 21,32 \text{ KN.}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_s = q_{s1} \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L = 10,42 \frac{(1,95)^2}{2} + 1(1,95) = 21,76$$

$$M_s = 21,76 \text{ KN.m}$$

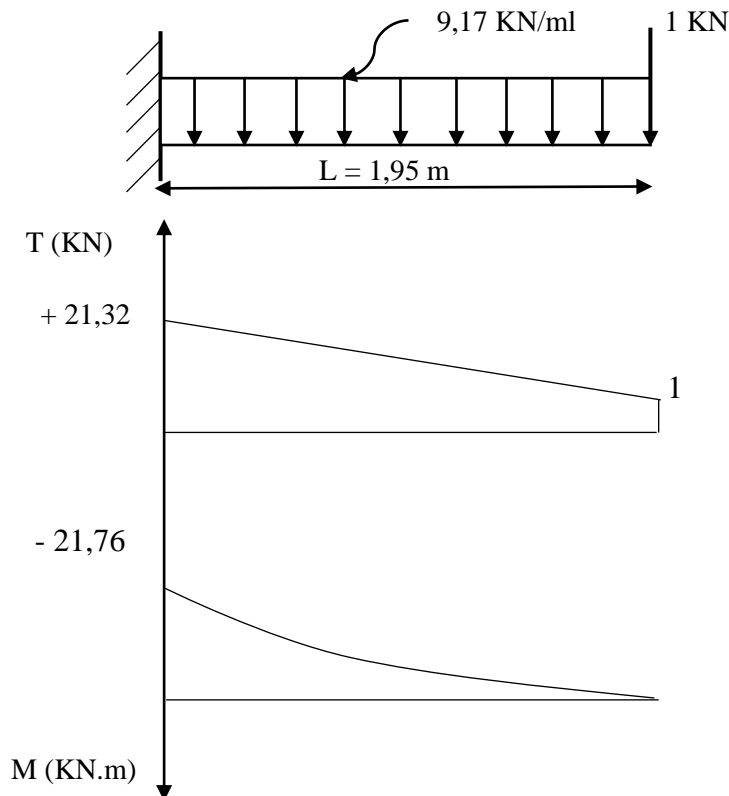


Figure III.7.4 chargent de balcon à l'ELS.

III.7.7. Vérification des contraintes :

III.7.7.1 Vérification de la contrainte dans les aciers :

Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée peu préjudiciable, on doit alors vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \longrightarrow \beta_1 = 0,932 \longrightarrow K_1 = 58,53 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{21,76 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 4,52} = 286,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 286,97 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7.7.2 Vérification de la Contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,017 \times 286,97 = 4,88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,88 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

III.7.8 Valeur limite des flèches : (BAEL 91, Art B.6.5, 3)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{195} = 0,102$$

$$\bullet \quad \frac{1}{16} = 0,0625. \quad \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025$$

$$\bullet \quad \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{195} = 0,102$$

$$\frac{M_s}{10 \times M_u} = \frac{21,76}{10 \times 30,37} = 0,0715 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

1) toutes les conditions sont vérifiées, la flèche est bien vérifiée

2) les balcons seront ferrailés comme suit

❖ **Armatures principales : 6HA14 avec $S_t=20$ cm**

❖ **Armatures secondaires : 4HA12 avec $S_t=30$ cm**

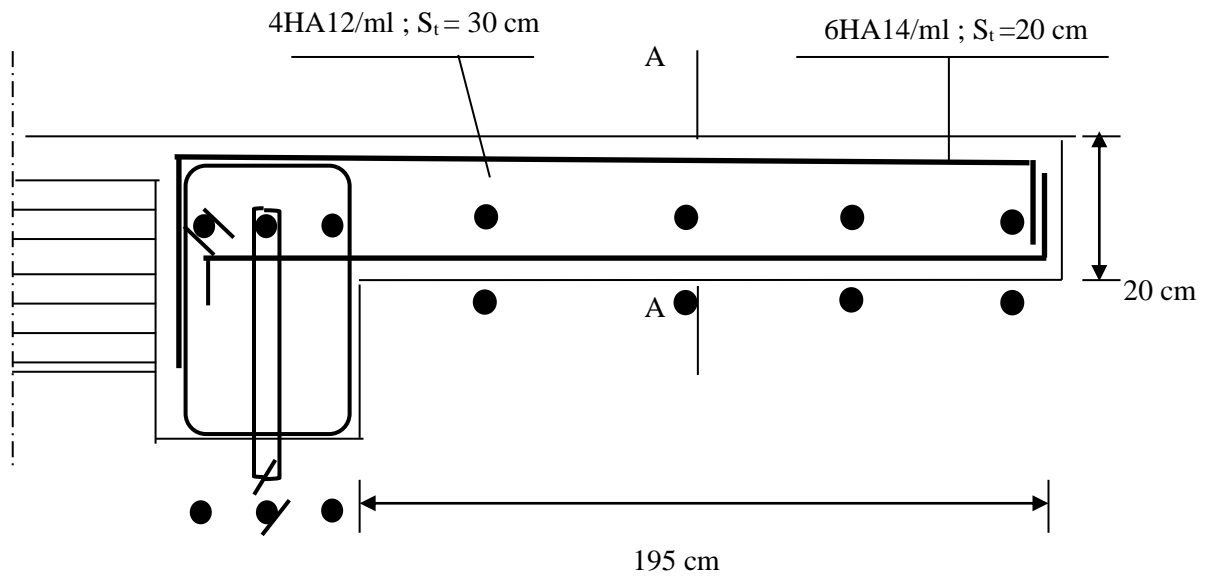


Figure III.7.5 Schéma de ferrailage des balcons.

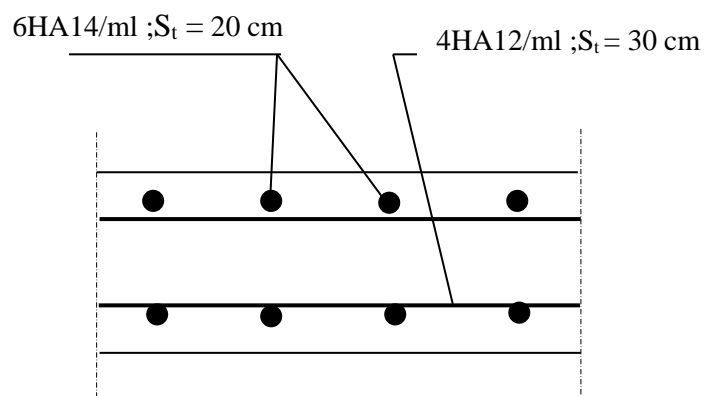


Figure III.7.6 Coupe transversale (A-A) des balcons.

IV.1. Définition d'un logiciel de calcul

Un Logiciel de calcul est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

IV.2. Description de logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « **Computers And Structures Inc.** » à Berkeley (état de la Californie). Sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations. La version considérée dans notre mémoire est désignée par ETABS Non Linear 9.7.0.



Figure IV.1) Version du logiciel ETABS utilisée

IV.2.1. Quelques définitions

- ❖ Grid line : ligne de grille
- ❖ Joints : nœuds
- ❖ Frame : portique (cadre)
- ❖ Shell : voile
- ❖ Element : élément
- ❖ Restrained : points d'application de la charge
- ❖ Loads : charges
- ❖ Uniformed loads : charges uniformes
- ❖ Define : définir
- ❖ Material : matériaux
- ❖ Concrete : béton
- ❖ Steel : acier
- ❖ Frame section : coffrage
- ❖ Column : poteau
- ❖ Beam : poutre
- ❖ File : fichier
- ❖ Copy : copier
- ❖ Move : déplacer
- ❖ Save : enregistrer
- ❖ Save as : enregistrer sous
- ❖ Add : ajouter
- ❖ Delete : supprimer
- ❖ Story : étage
- ❖ Height : hauteur

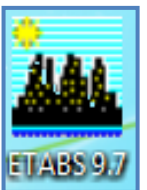
IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7.0

IV.3.1. Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS



A) Choix des unités

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.

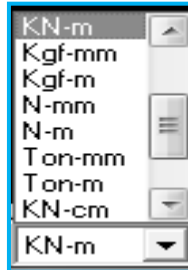


Figure IV.2) Choix des unités

B) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

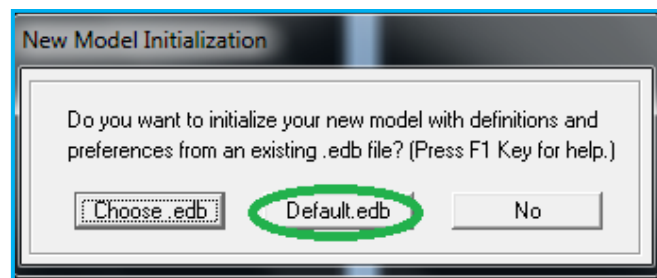


Figure IV.3) Démarrer un nouveau model

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ **Uniform Grid Spacing**

Number Lines in X Direction: 12

Number Lines in Y Direction: 7

Spacing in X Direction: 3

Spacing in Y Direction: 3

☐ **Custom Grid Spacing**

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

☒ **Simple Story Data**

Number of Stories: 9

Typical Story Height: 3.06

Bottom Story Height: 4.08

☐ **Custom Story Data** Edit Story Data...

Units: KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

Figure IV.2) La géométrie de base

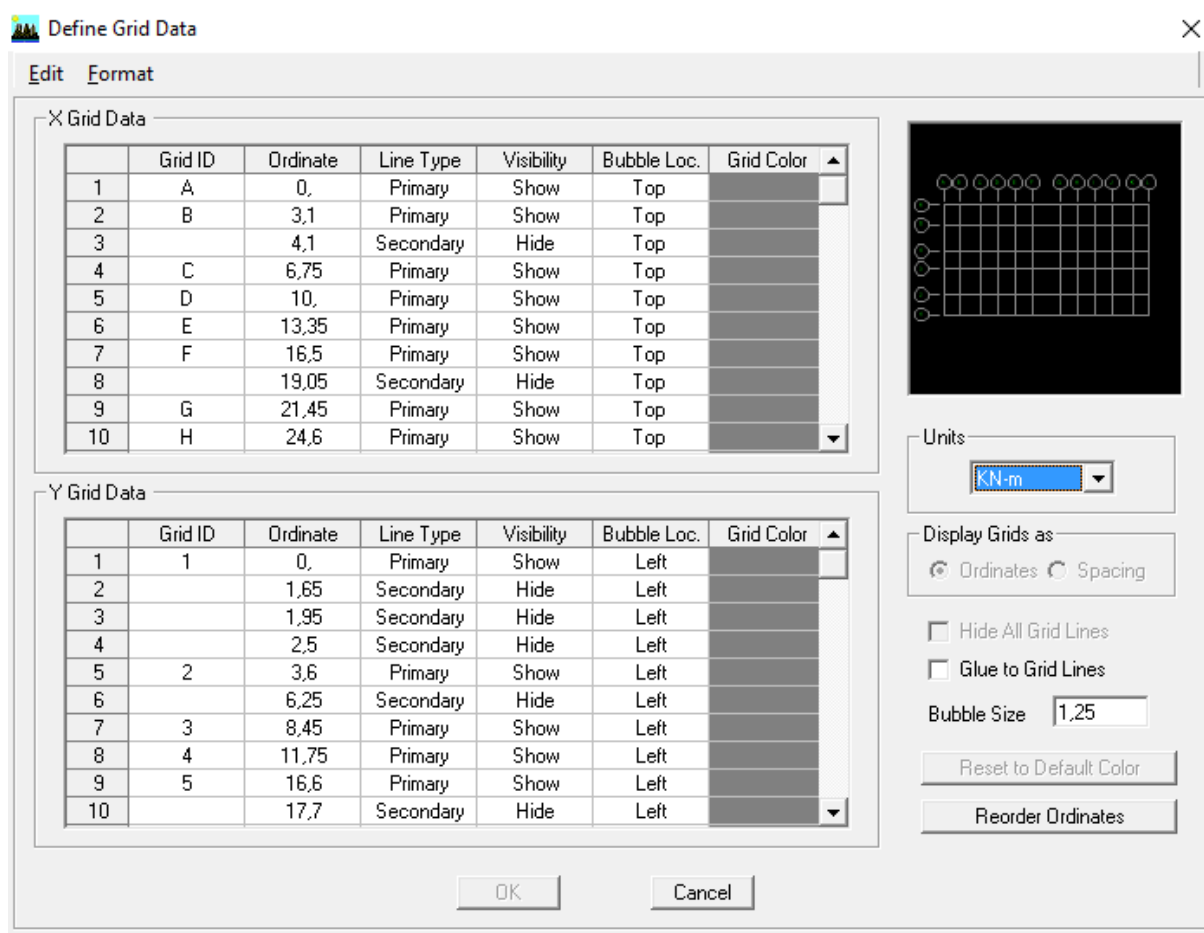


Figure IV.3) Les lignes de construction

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ET SM	2,89	31,45	No	NONE	No	0,
10	ET8	3,06	28,56	No	NONE	No	0,
9	ET7	3,06	25,5	No	ET2	No	0,
8	ET6	3,06	22,44	No	ET2	No	0,
7	ET5	3,06	19,38	No	ET2	No	0,
6	ET4	3,06	16,32	No	ET2	No	0,
5	ET3	3,06	13,26	No	ET2	No	0,
4	ET2	3,06	10,2	Yes		No	0,
3	ET1	3,06	7,14	No	ET8	No	0,
2	RDC	4,08	4,08	No	ET8	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height
Master Story
Similar To
Splice Point
Splice Height

Units
Change Units

Figure IV.4) Définition des étages

Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**

C) Propriétés mécanique du matériau utilise



define —→ **materials properties**

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la structure (béton « B25 ») :

Figure IV.5) Définition des matériaux

Figure IV.6) Les matériaux béton et bardage

➤ Modification de géométrie de base

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur le bouton droit et on choisie **Edit grid data**.

D) Vérification des dimensions

Sur la barre des tâches supérieure...set building view option...visible in view ... **Dimension lines.**

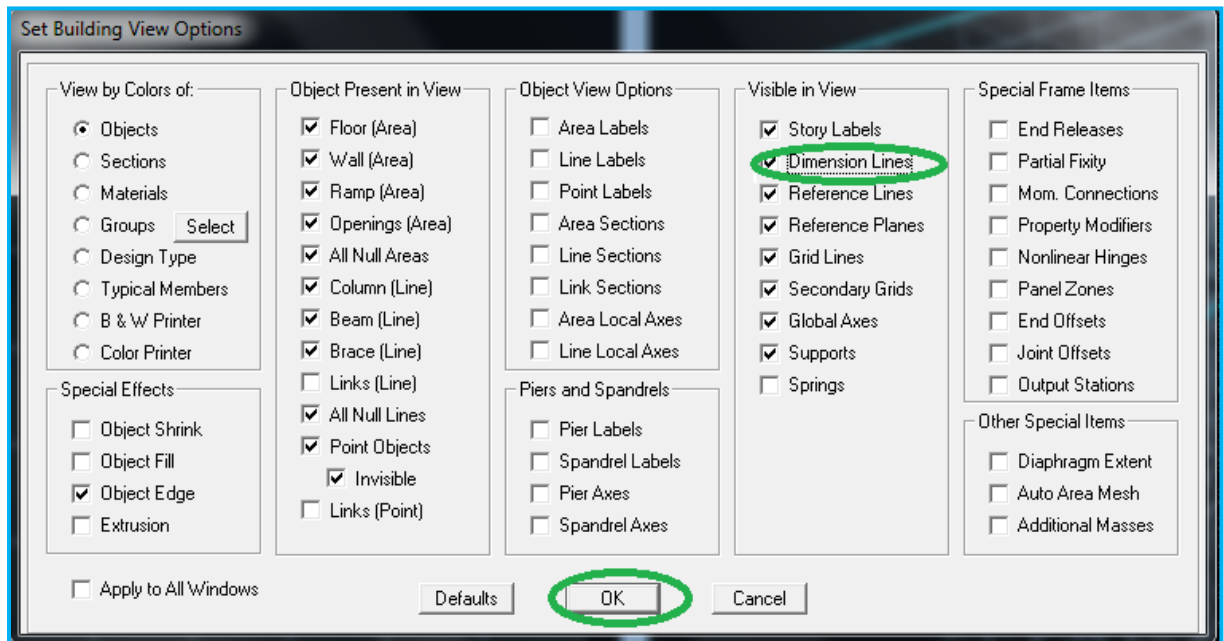


Figure IV.7) Vérification des dimensions

IV.3.2. Deuxième étape

A) Définition des caractéristiques géométriques des éléments

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé « conc » :

➤ Pour les poutres et les poteaux

Define → frame sections ou 

→ Icône properties → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

NB :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux → **Column** et pour les poutres → **Beam**

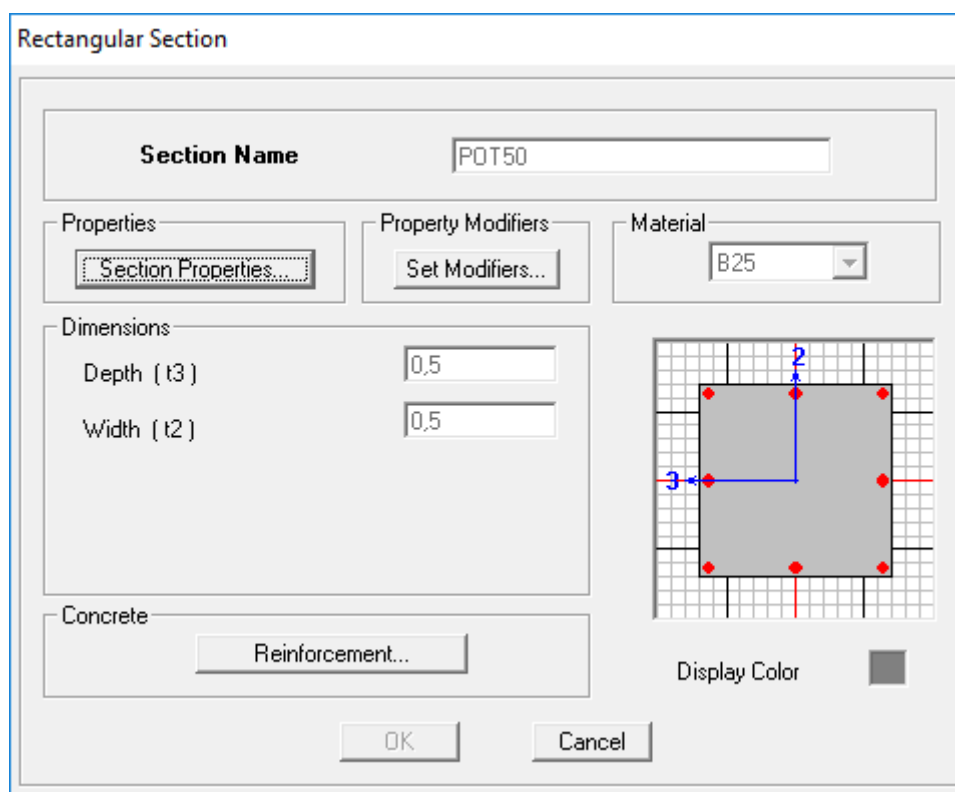


Figure IV.8) Définition des éléments lignes

The figure displays two instances of the 'Reinforcement Data' dialog box, illustrating the configuration for different reinforcement types.

Left Dialog Box (Column Reinforcement):

- Design Type:** ☒ Column, ☐ Beam
- Configuration of Reinforcement:** ☒ Rectangular, ☐ Circular
- Lateral Reinforcement:** ☒ Ties, ☐ Spiral
- Rectangular Reinforcement:**
 - Cover to Rebar Center: 0.025
 - Number of Bars in 3-dir: 3
 - Number of Bars in 2-dir: 3
 - Bar Size: #9
 - Corner Bar Size: #9
- Check/Design:** ☒ Reinforcement to be Checked, ☐ Reinforcement to be Designed

Right Dialog Box (Beam Reinforcement):

- Design Type:** ☐ Column, ☒ Beam
- Concrete Cover to Rebar Center:**
 - Top: 0.025
 - Bottom: 0.025
- Reinforcement Overrides for Ductile Beams:**

	Left	Right
Top	0.	0.
Bottom	0.	0.

Figure IV.9) Spécification de l'enrobage

Rectangular Section

Section Name: PS30x35

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: B25

Dimensions:

Depth (t3): 0,35

Width (t2): 0,3

Concrete: Reinforcement...

Display Color: ☐

OK Cancel

Figure IV.10) Définition des poutres de secondaires

Rectangular Section

Section Name: PP30x40

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: B25

Dimensions:

Depth (t3): 0,4

Width (t2): 0,3

Concrete: Reinforcement...

Display Color: ☒

OK Cancel

Figure IV.11) Définition des poutres principales

➤ Pour les voiles et les dalles pleines

Define → wall/slab/deck sections , ou ()

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

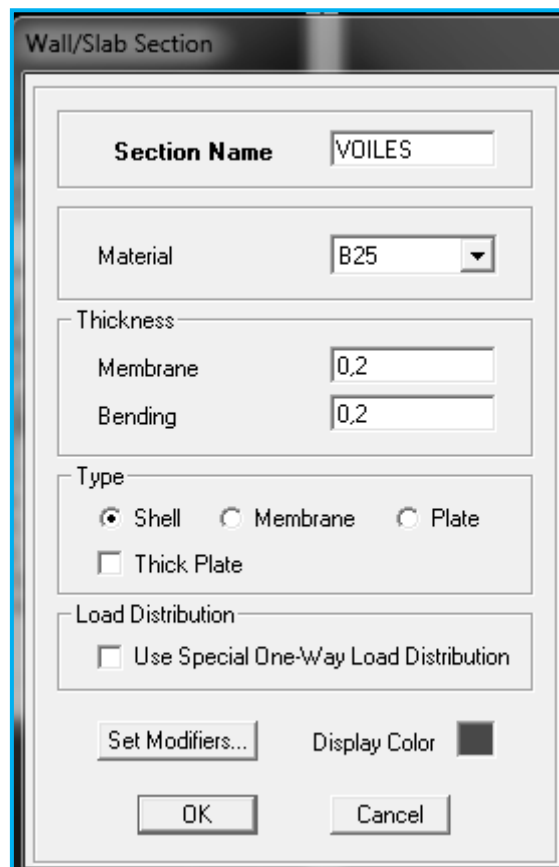


Figure IV.12) Définition des éléments surfaciques

- ❖ Define □ wall/slab/deck section □ Add new Wall pour le dimensionnement du voile
- ❖ Define □ wall/slab/deck section □ Add new deck pour le dimensionnement du plancher

IV.3.3. Troisième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

A) Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ceci sur ETABS , on sélectionner les nœuds à la base.

Assing → joint/point → restraints.

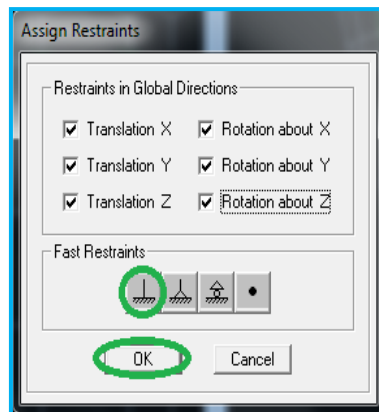


Figure IV.13) Définition des appuis

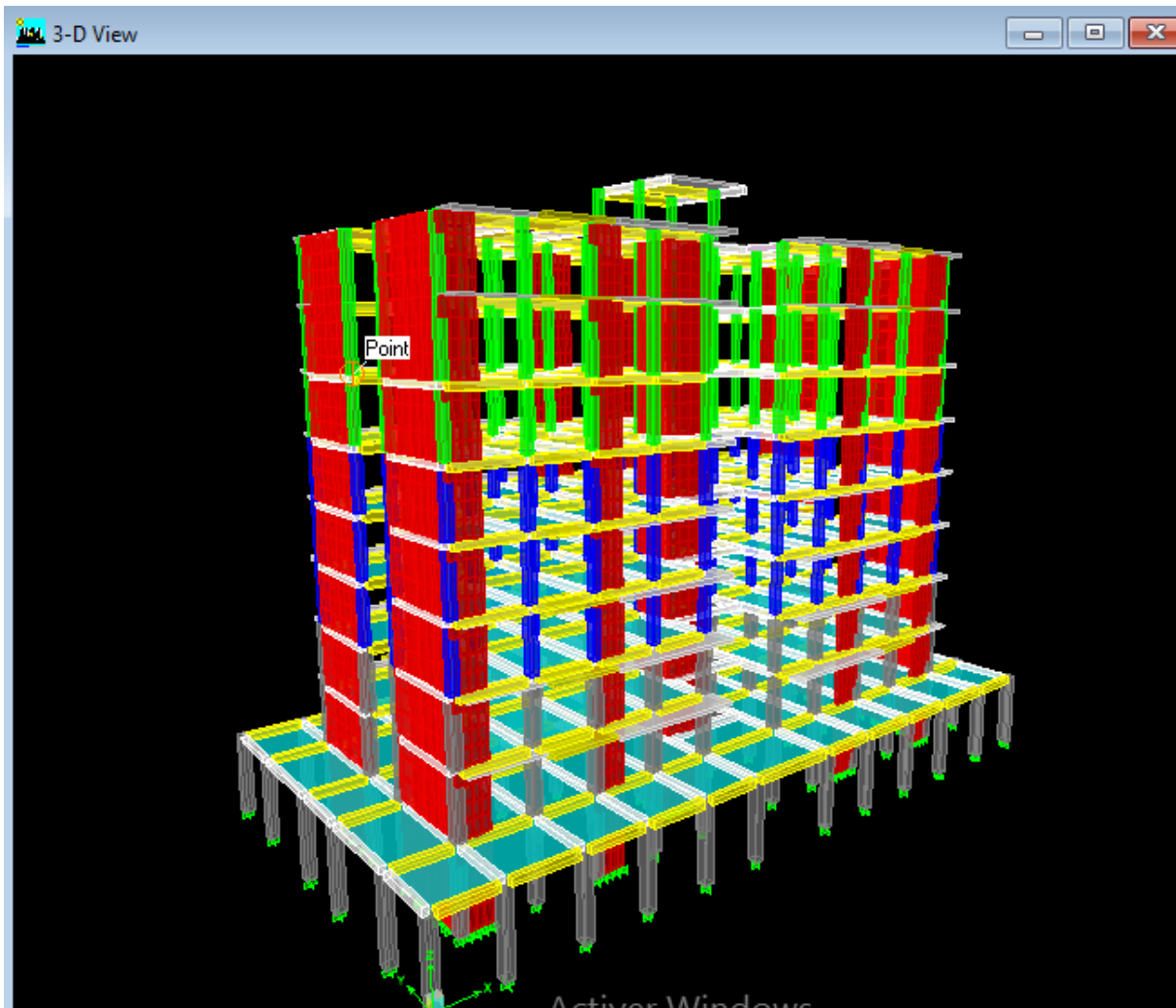


Figure IV.14) Vue en 3 D de la structure

B) Définition de l'action sismique

Define → masse source

Cela nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

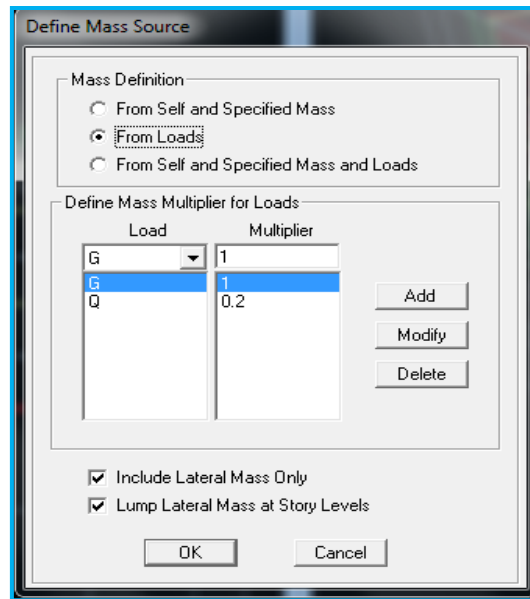


Figure IV.15) Définition de la masse sismique

C) Les diaphragmes

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assigning → joint/point → diaphragm.

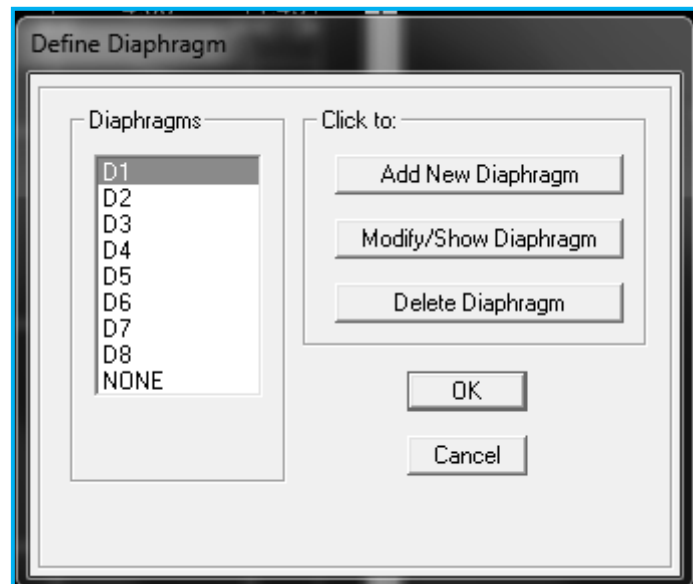


Figure IV.16) Définition des diaphragmes

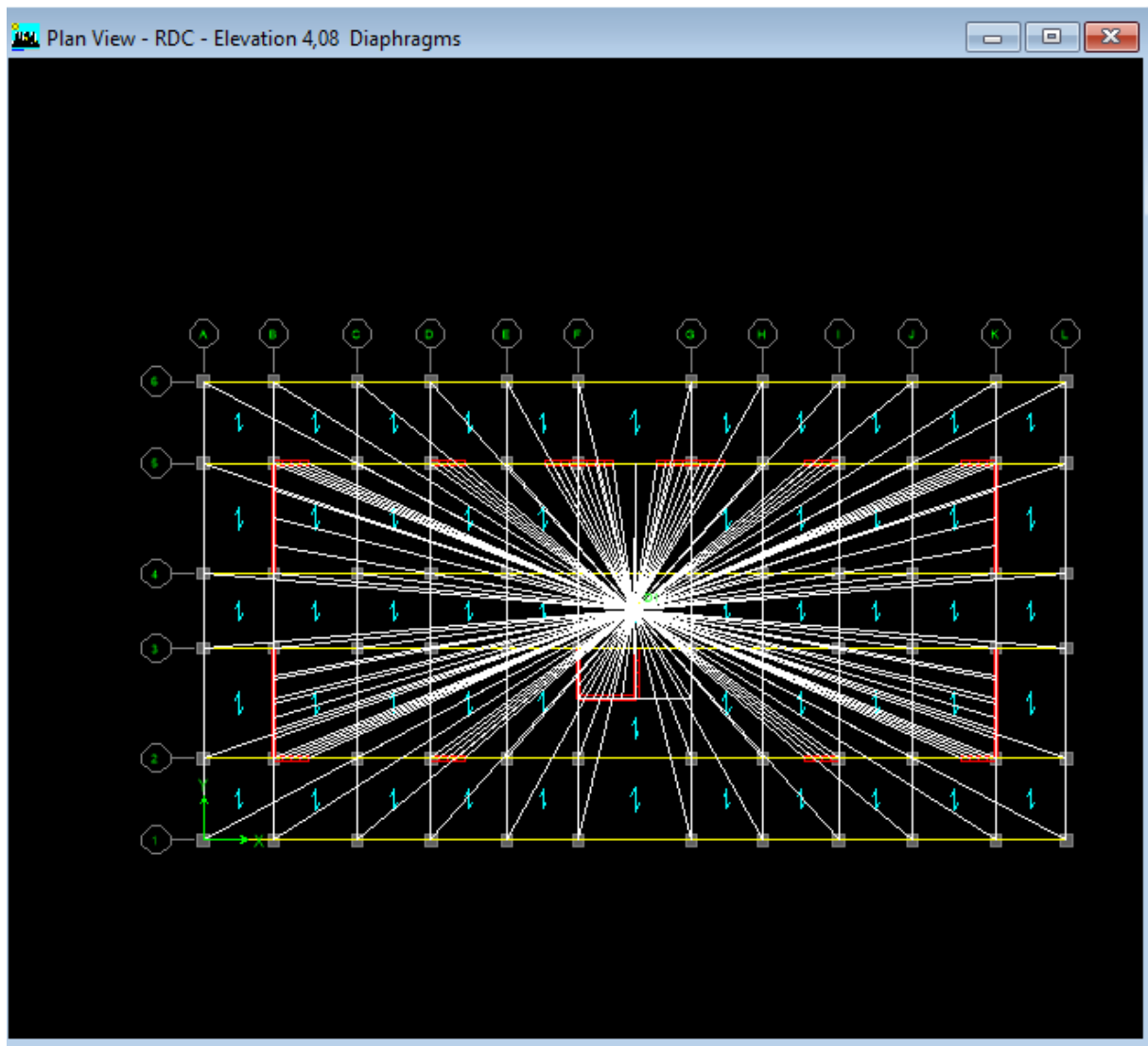


Figure IV.17) Vue en plan après l'assignement des diaphragmes

IV.3.4. Quatrième étape

Dans cette étape on va introduire les charges des différents éléments de la structure.

A) Définitions des charges

Define → static cases



Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types. On distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.



Figure IV.18) Définition des cas de charges

B) Introduction des charges

❖ Pour les dalles pleines

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

- on sélectionne nos dalles.

Assing → shell/area Loads → Uniform.

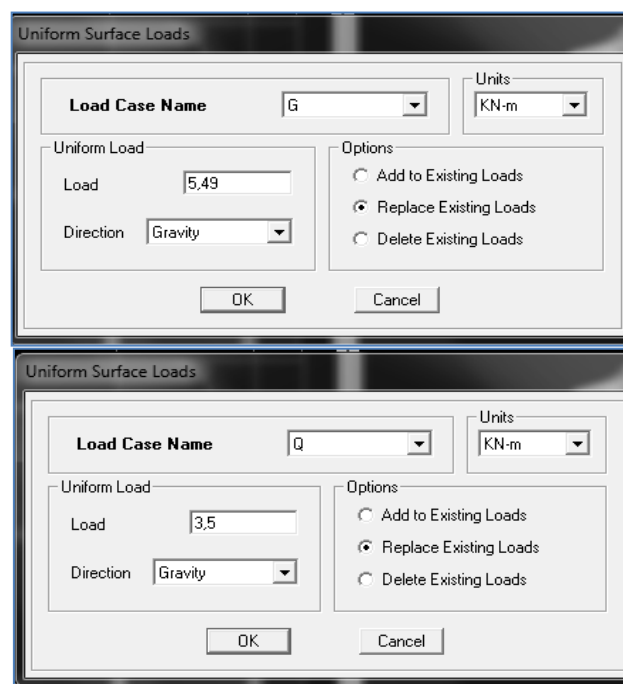


Figure IV.19) Introduction des charges pour les dalles pleines

➤ Pour les planchers

1. Plancher étage courant

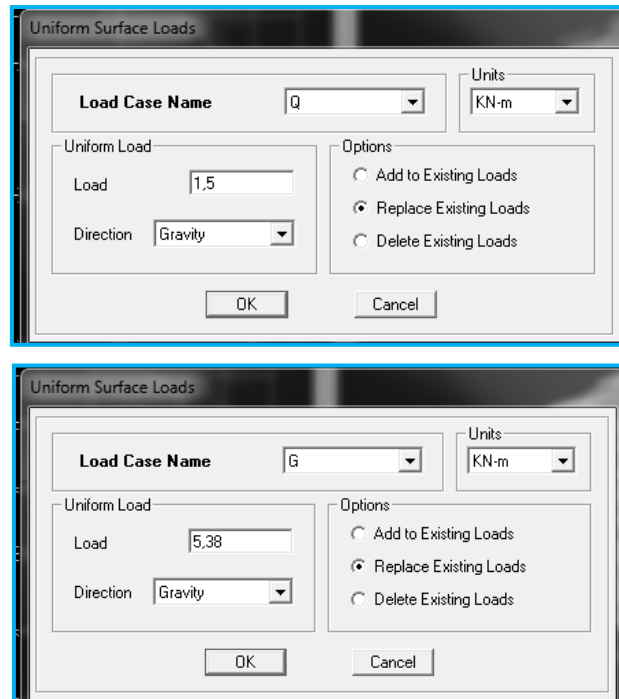


Figure IV.20) Introduction des charges pour les planchers des étages courants

2. Plancher étage de service

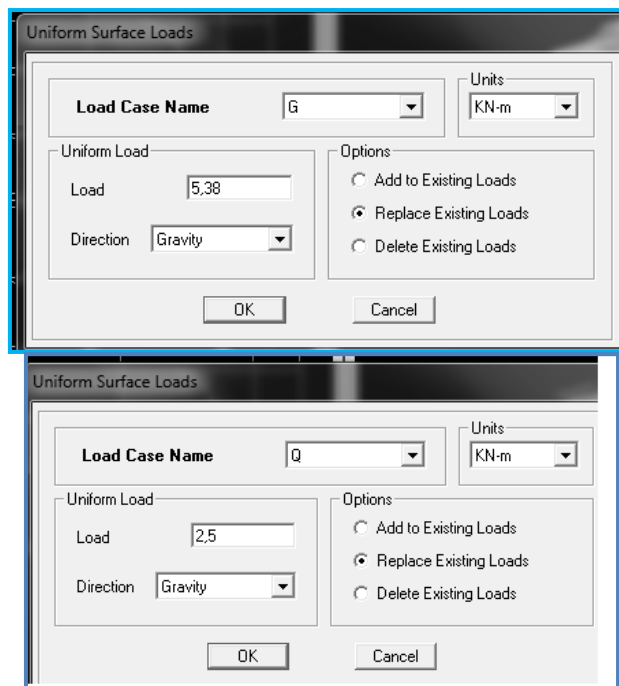


Figure IV.21) Introduction des charges _ plancher étage de service

2. Plancher RDC

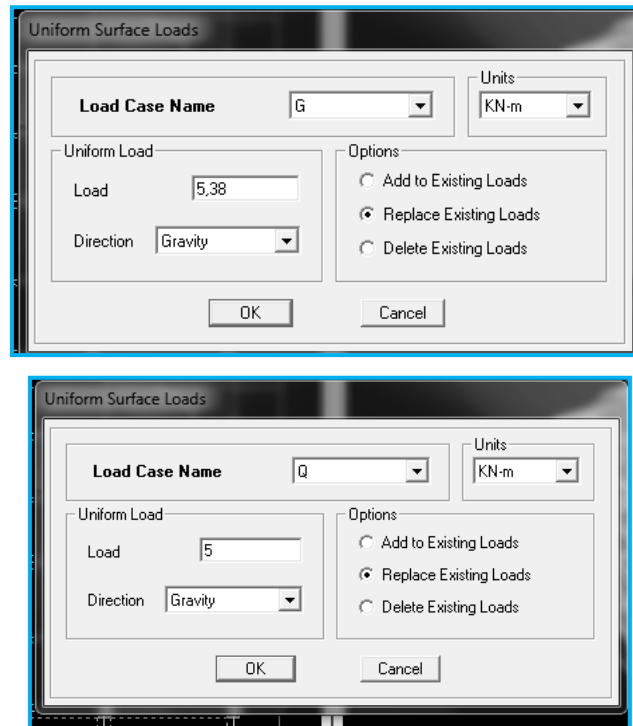


Figure IV.22) Introduction des charges _ plancher RDC

3. Poutre palière

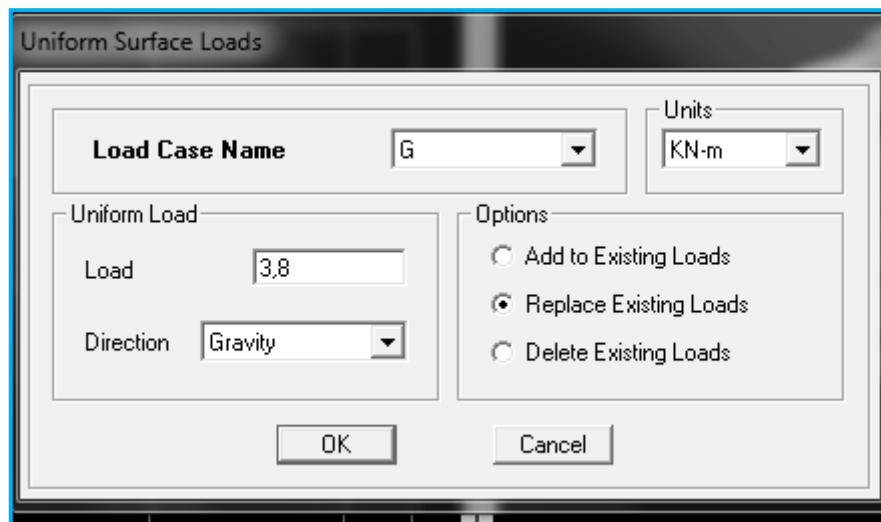


Figure IV.23) Introduction des charges pour la poutre palière

4. Pour la toiture

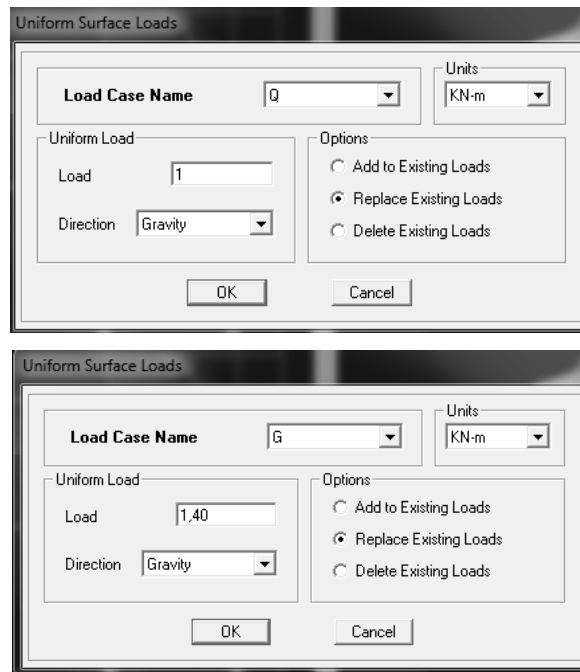


Figure IV.24) Introduction des charges pour la toiture

C) La charge sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On définit le spectre comme suite :

Paramètres RPA99

Fichier A propos

Graph du spectre Text

0,000	0,188
0,010	0,183
0,020	0,179
0,030	0,175
0,040	0,170
0,050	0,166
0,060	0,162
0,070	0,157
0,080	0,153
0,090	0,149
0,100	0,144
0,110	0,140
0,120	0,136
0,130	0,131
0,140	0,127

Précision : 0.01

Enregistrer

Zone : ☐ I ☒ IIA ☐ IIB ☐ III

Groupe d'usage : ☐ 1A ☐ 1B ☒ 2 ☐ 3

Coeff. comportement : 3,5 Amortissement : 10 %

Facteur de qualité Q : 1.20

Site : ☐ S1: Site Rocheux ☒ S3: Site Meuble
☐ S2: Site Ferme ☐ S4: Site Très Meuble

Figure IV.25) Définition du spectre du calcul

D) L'introduction du spectre

Define → Response spectrum functions.



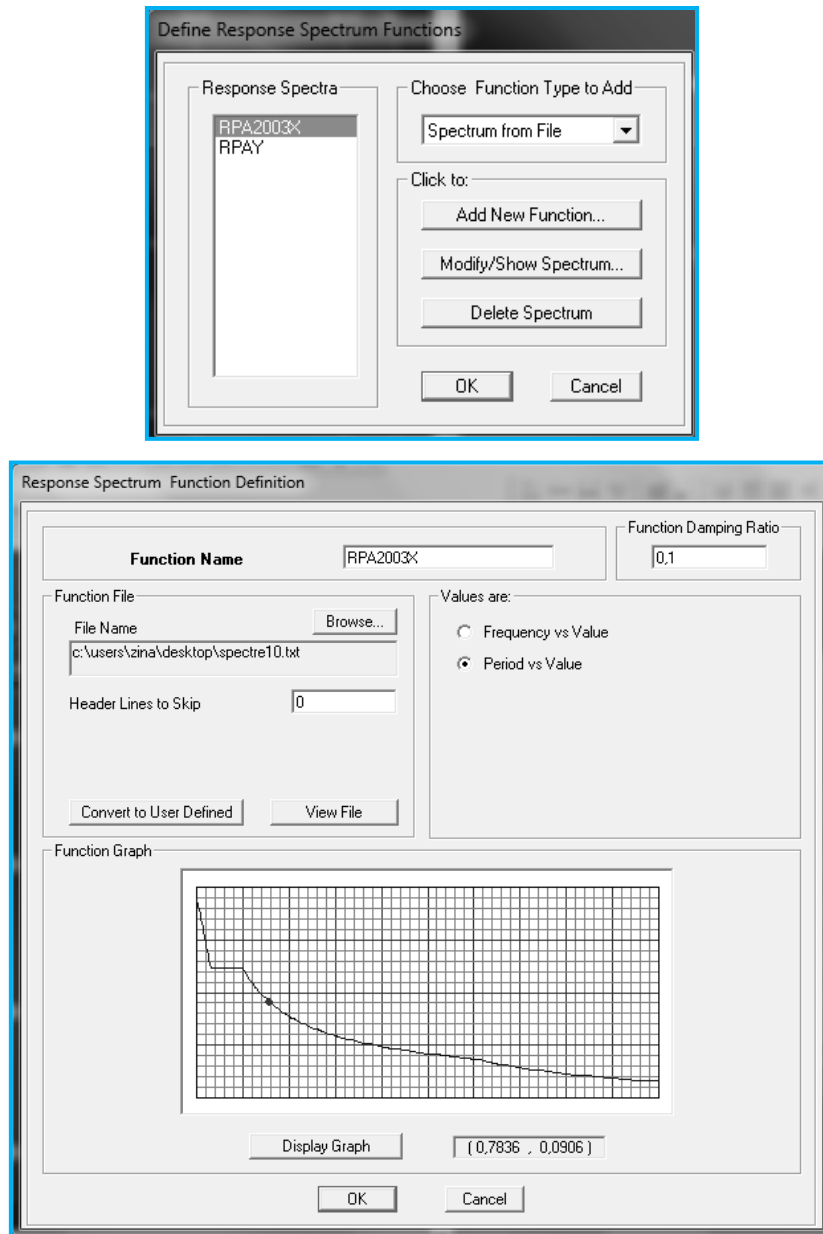


Figure IV.26) Introduction du spectre dans ETABS

E) Charge sismique

Define → Response spectrum cases



Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Il est basé sur la méthode de superposition modale.

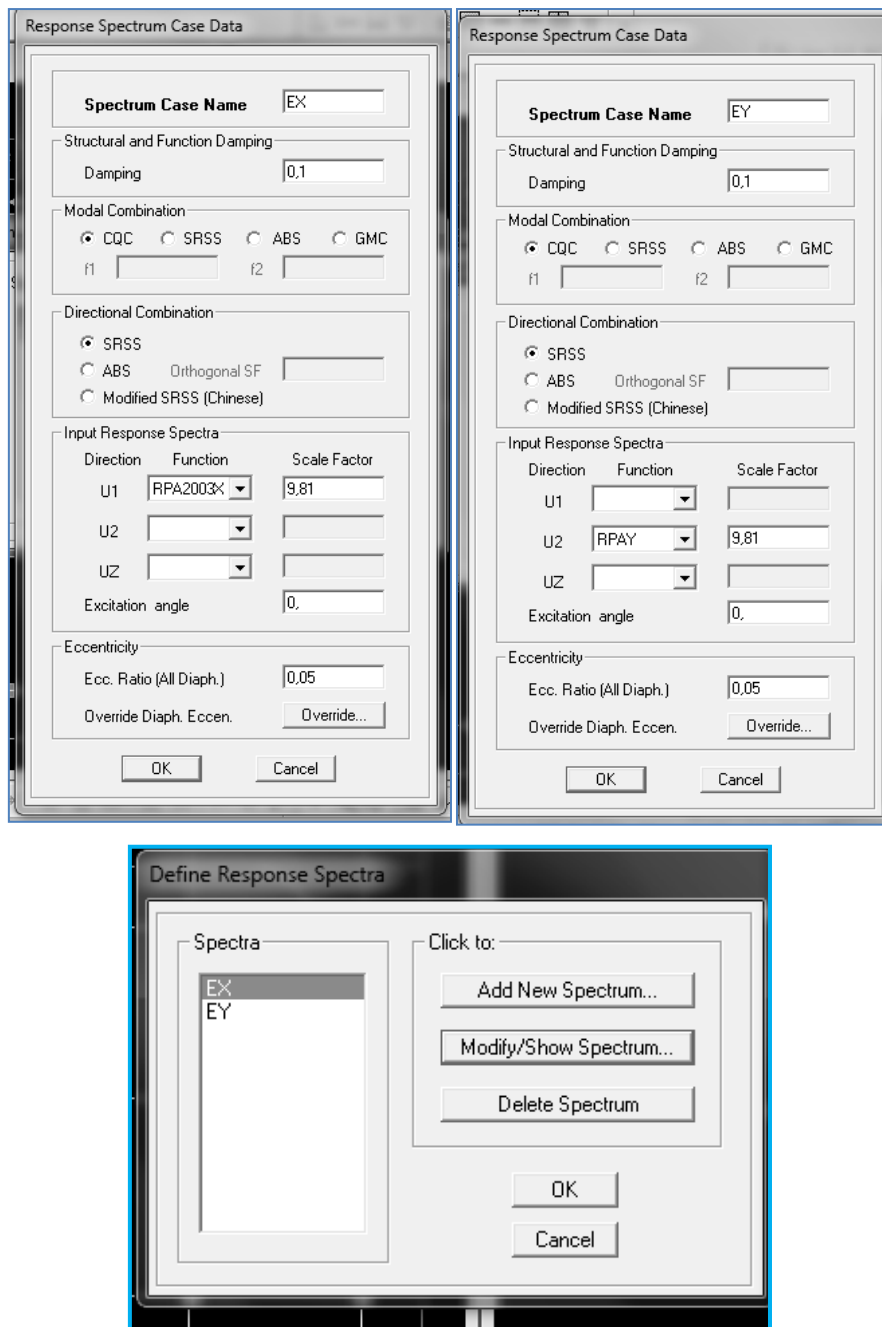


Figure IV.27) Définition de la réponse sismique dans les deux directions

IV.3.5. Cinquième étape

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **load combinations**



On introduit les combinaisons de charges :

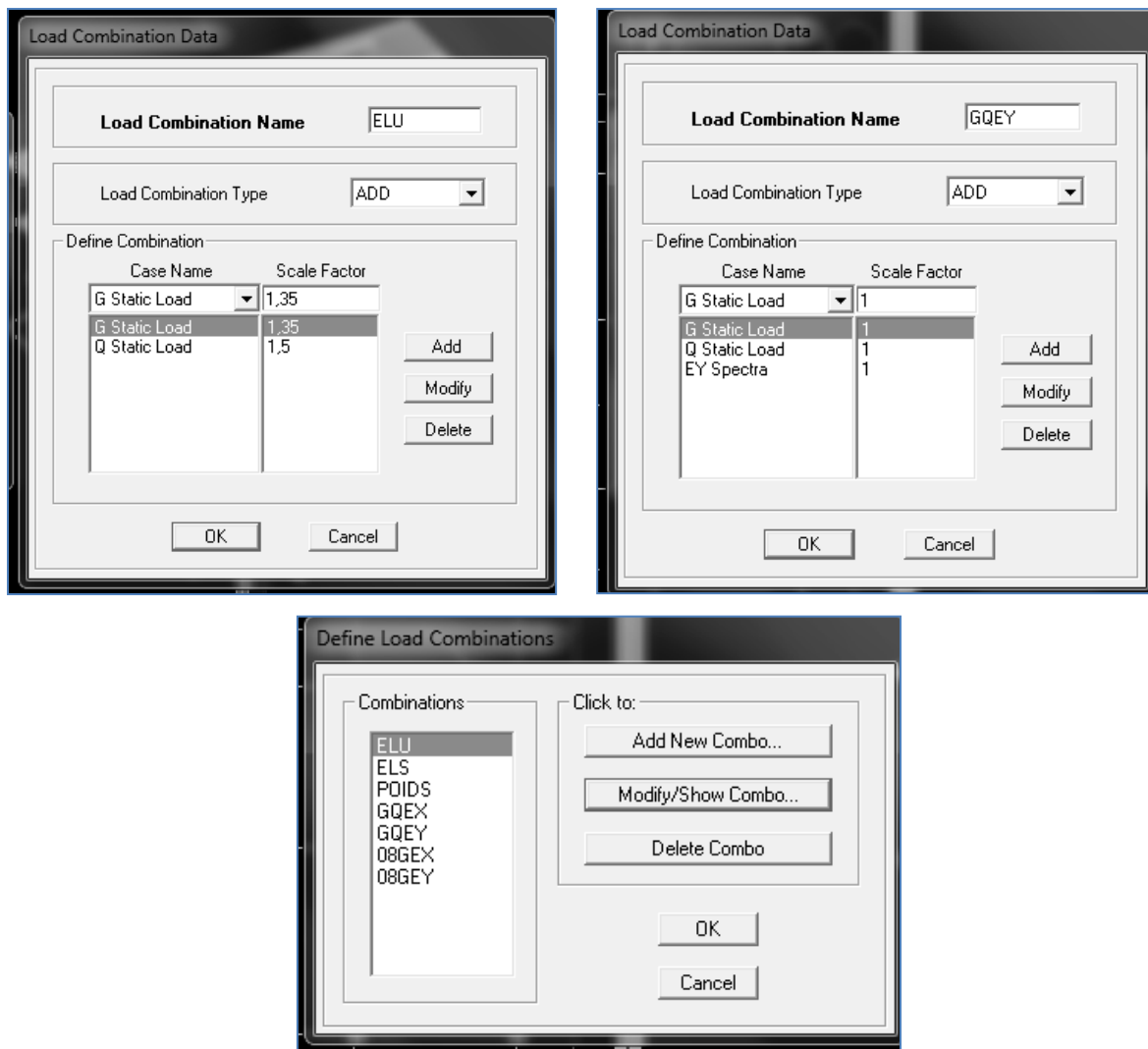


Figure IV.28) Les combinaisons de charges

IV.3.6. Sixième étape

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

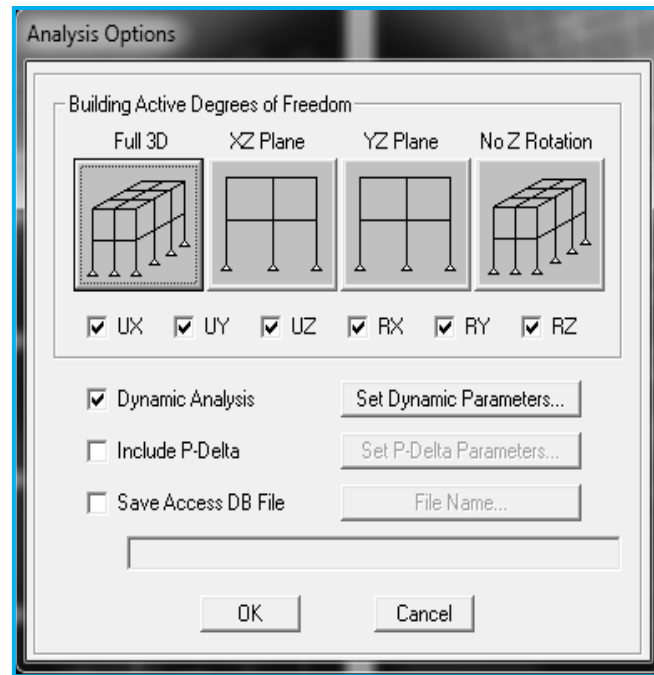


Figure IV.29) Définition des options d'analyse

A) ANALYSE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

B) ANALYSE MODALE

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres des structures. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

C) ANALYSE SPECTRALE

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complexe Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges

sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

D) ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson, avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur, de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

Exécution : Analyse → Run Analysis Ou F5

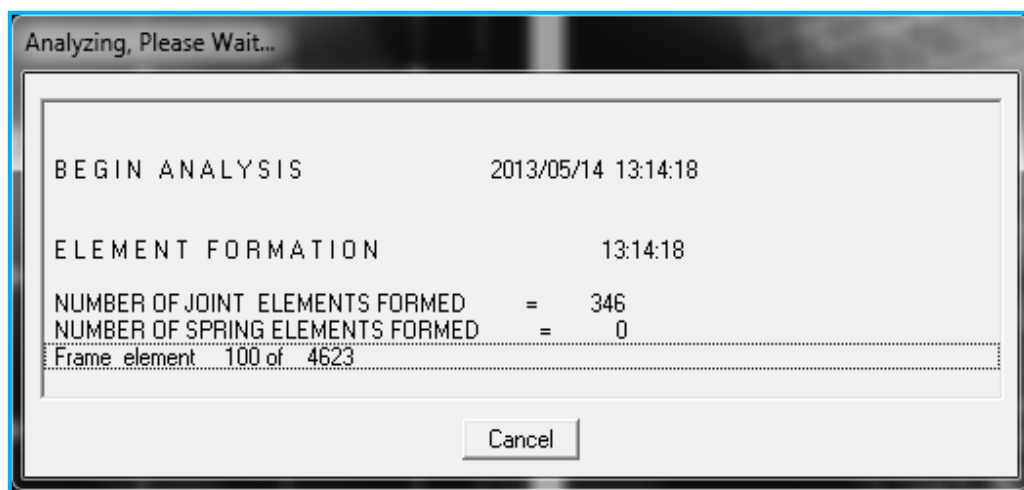


Figure IV.30) Lancement de l'analyse

V. Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

V.1 Présentation de l'ouvrage

- Le projet étudié est un bloc (R+8) situé dans la wilaya de Tizi Ouzou classée selon le (RPA 99, révisé en 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone II-a)
- Zone sismique : (Tizi-Ouzou-zone II.a) [RPA 99 Ver 2003- Tab 4,1]
- Groupe d'usage : Bâtiment à usage multiples (commerce, habitation) --< Groupe 2 [RPA 99 Ver. 2003- Tab 4,1]
- Classification du site : Site meuble S3 [rapport géotechnique]
- Système structurel : portiques + voiles

V.2 Étude dynamique

V.2.1 Participation de la masse modale de la structure

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période fondamentale obtenue par le logiciel ETABS égale à 0.637 s

Display →show tables : on aura la fenêtre suivante

ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information →Modal Participating Mass Ratios → OK

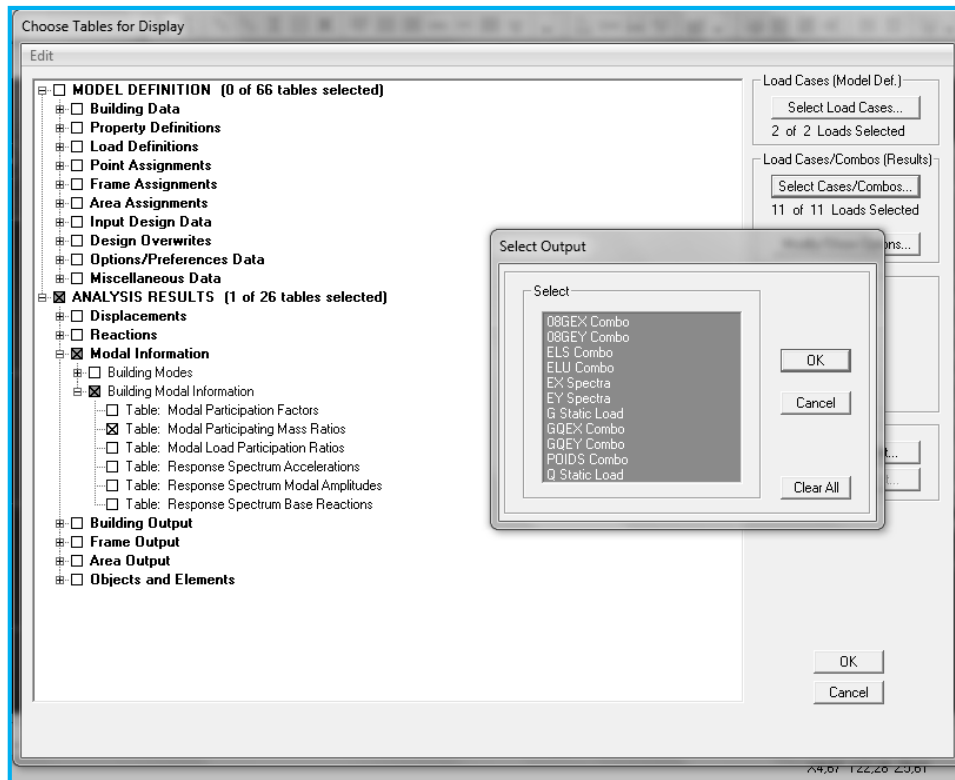


Figure V.1) Les options pour l'obtention du tableau des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,637382	71,3163	0,8630	0,0000	71,3163	0,8630	0,0000	1,2854
	2	0,624658	0,9531	64,1002	0,0000	72,2694	64,9631	0,0000	96,3443
	3	0,415396	0,9381	0,0020	0,0000	73,2075	64,9651	0,0000	0,0031
	4	0,193592	14,3553	0,0023	0,0000	87,5628	64,9674	0,0000	0,0000
	5	0,151090	0,4696	0,0013	0,0000	88,0323	64,9687	0,0000	0,0000
	6	0,137128	0,0001	12,9978	0,0000	88,0324	77,9665	0,0000	1,1635
	7	0,123134	0,0186	8,9172	0,0000	88,0511	86,8836	0,0000	0,8747
	8	0,118090	0,3520	0,0930	0,0000	88,4030	86,9767	0,0000	0,0105
	9	0,095655	6,4107	0,0013	0,0000	94,8137	86,9780	0,0000	0,0001
	10	0,089923	0,0615	0,0008	0,0000	94,8752	86,9788	0,0000	0,0001
	11	0,060256	3,2312	0,0003	0,0000	98,1064	86,9792	0,0000	0,0000
	12	0,057307	0,0000	8,4860	0,0000	98,1065	95,4651	0,0000	0,2705
	13	0,042395	1,2800	0,0000	0,0000	99,3864	95,4652	0,0000	0,0000
	14	0,041104	0,0069	0,0003	0,0000	99,3933	95,4654	0,0000	0,0000
	15	0,035805	0,0001	3,2588	0,0000	99,3934	98,7242	0,0000	0,0399

OK

Figure V.2) La période et les masses participantes

Le premier mode de vibration est une translation suivant X, il mobilise 71,3163 % de la masse modale de la structure.

- ❖ Le deuxième mode de vibration est une translation suivant Y, il mobilise 64,1002 % de la masse modale de la structure.
- ❖ Le troisième mode de vibration est une torsion.

V.2.2. Nombre de modes propres (Art 4.3, 4 du RPA99 /version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soient égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique

Mode 12 :

{	Sens X-X	98,1065%
	Sens Y-Y	95,4651%

V.2.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3,6 du RPA 2003)

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1. Article 4.2.3 du RPA99/version 2003})$$

- A coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 (coefficient d'accélération de zone A) des règles **RPA99 version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- R facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure,
- D facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- Q facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).
- W poids propre de la structure.

Application

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 du RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A=0.15$$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

$$\left. \begin{array}{l} T_1 : 0.15 \text{ s} \\ T_2 : 0.5 \text{ s} \end{array} \right\} \text{ site meuble S3}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA99 version 2003})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi=10 \%$

$$\eta = 0.76 > 0.7$$

V.2.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3, 1 du RPA 2003)

On doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3.$$

Avec :

- ❖ N_d : Effort normal ;
- ❖ B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

❖ Pour les poteaux 50X50 :

$$N_d = 1852.59 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1852.59 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.29 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Pour les poteaux 40x40 :

$$N_d = 1186.83 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1186.83 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.28 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Pour les poteaux 35x35 :

$$N_d = 599.1 \text{ KN}$$

$$V = \frac{599.1 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.19 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.5. Vérification de la période fondamentale

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (**Art 4.24 du RPA99/version2003**)

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

- h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N dans notre cas $h_n = 31,45\text{m}$.
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [**tableau 4-6 du RPA99/version2003**].

Dans notre cas $C_T = 0.05$.

- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas $D_x = 38,40\text{m}$ et $D_y = 20,65\text{m}$.

Donc

$$❖ T_1 = 0.05 \times 31,45^{3/4} = 0.664 \text{ s}$$

$$❖ T_2 = \frac{0.09 \times 31,45}{\sqrt{38,40}} = 0.456 \text{ s}$$

$$❖ T_3 = \frac{0.09 \times 31,45}{\sqrt{20,65}} = 0.622 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.664, 0.498, 0.622) = 0.456\text{s}$$

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003

Les valeurs de T , calculées à partir des formules **de Rayleigh ou de méthodes numériques** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée suivant ce tableau :

Tableau V.1) Période choisie en fonction de la condition sur T

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

Avec $T_{\text{analytique}} = 0.637\text{s} \rightarrow 1,3 T_{\text{empirique}} = 0.592\text{ s}$

On a : $T_{\text{empirique}} = 0.456\text{s} < T_{\text{analytique}} = 0.637\text{ s}$

Donc : $T = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0.592\text{ s}$

V.2.6. Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :

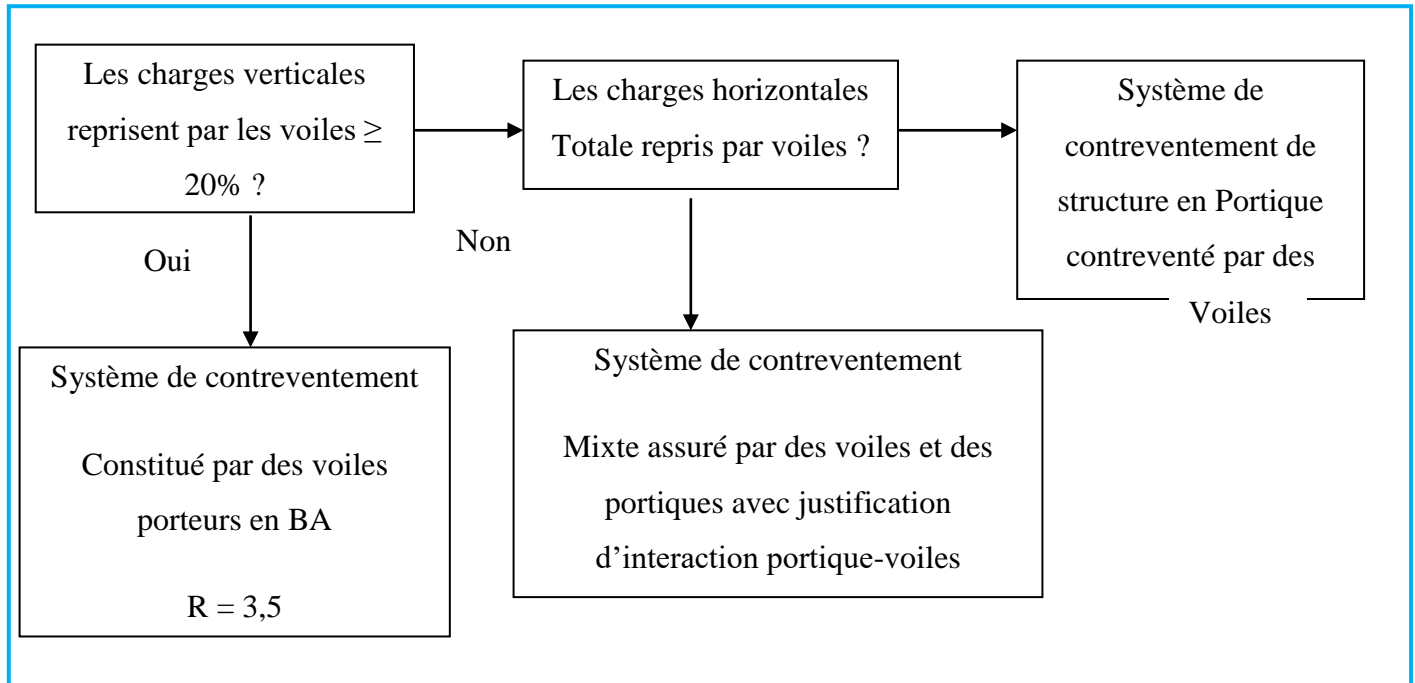
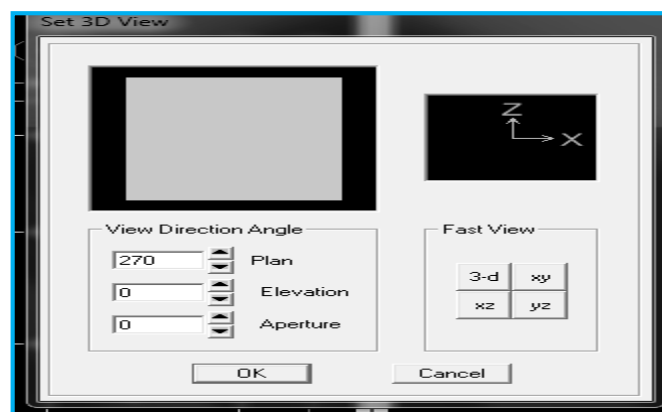


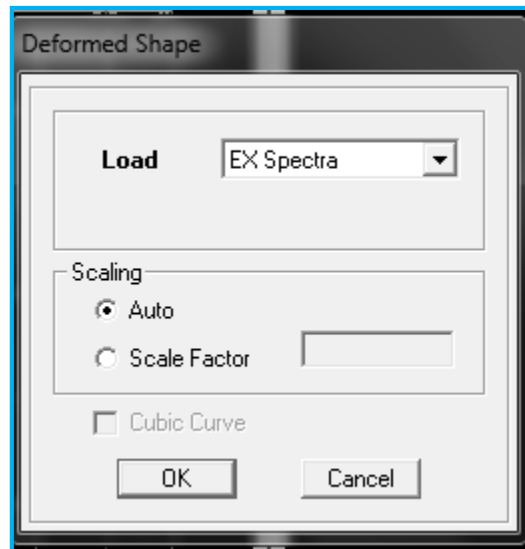
Figure V.3) Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → **set 3D view** → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour Aperture



Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison Ex.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient la fenêtre suivante :

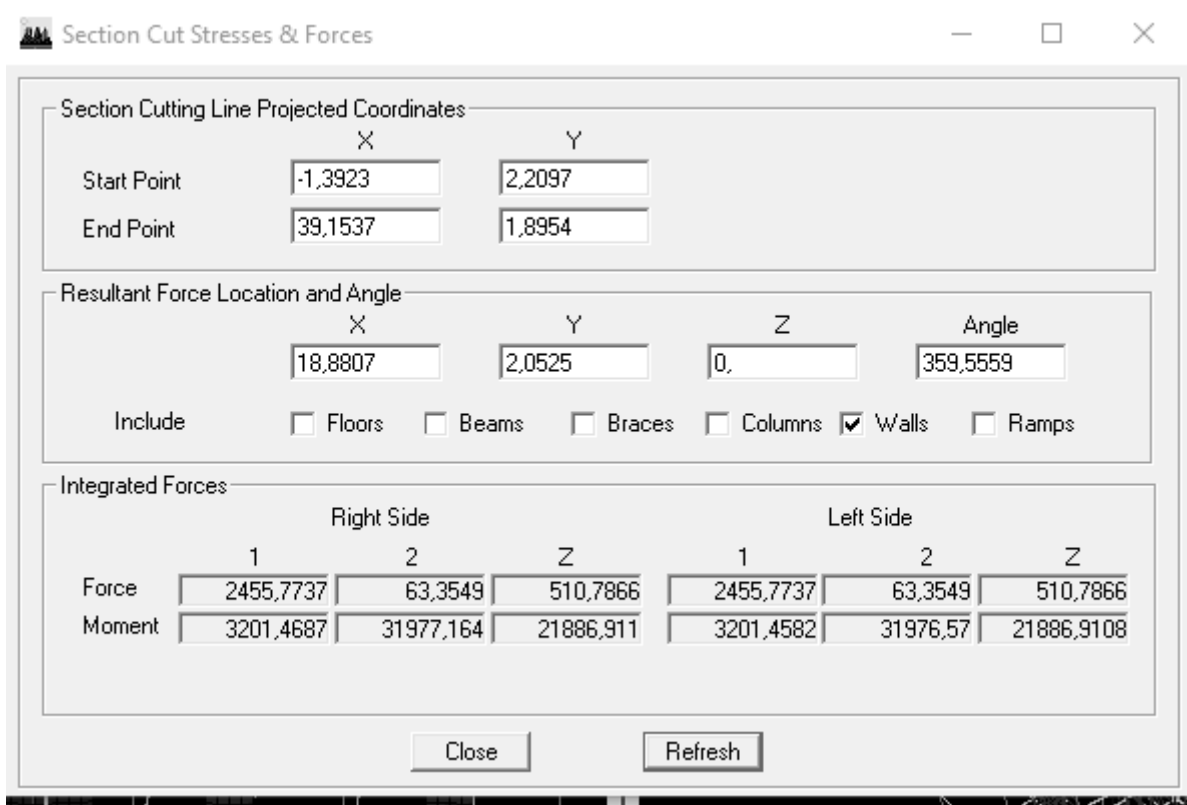


Figure V.4) L'effort de la charge Ex repris par l'ensemble

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans Force case 1:

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,4551	1,6439
End Point	39,2166	1,7696

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	18,8807	1,7068	0,	0,1771

Include

☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3723,2733	71,1047	4,909E-09	3723,2733	71,1047	4,913E-09
Moment	1477,9025	72541,242	33568,	1477,8302	72534,828	33567,999

Close Refresh

Figure V.5) L'effort de la charge Ex repris par portique

Sens X-X

On a 3723.273 \longrightarrow 100%

2455.773 \longrightarrow X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

Donc : Effort repris par les voiles=**65 %**

Effort repris par les portiques=**35 %**

Sens Y-Y

Sur ETABS on obtient les résultats suivants :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,078	2,4611
End Point	38,5251	2,524

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	18,7236	2,4926	0,	0,0909

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	69,2769	3620,0734	1,392E-08	69,2769	3620,0734	1,392E-08
Moment	70507,692	1375,5442	9722,6772	70503,929	1375,3977	9722,6771

Close Refresh

Figure V.6) L'effort de la charge Ex repris par le l'ensemble

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1:

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,078	2,4611
End Point	38,5251	2,524

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	18,7236	2,4926	0,	0,0909

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	48,5245	3109,3206	665,615	48,5245	3109,3206	665,615
Moment	37420,611	1239,7757	8390,6496	37420,265	1239,7684	8390,6497

Close Refresh

Figure V.7) L'effort de la charge Ex repris par portique

On a 3620.073 \longrightarrow 100%

3109.320 \longrightarrow X

$$X = \frac{2742,135 \times 100}{3227,7027} = 85\%$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=85%
- ❖ Effort repris par les portiques=15%

Sens Z-Z

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,1408	2,3983
End Point	38,8394	2,1468

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	18,8493	2,2725	0,	359,6397

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2,051E-10	1,267E-08	46938,606	-2,055E-10	-1,267E-08	-44840,72
Moment	370490,39	-2320,9688	8,732E-04	-354150,5	2202,5338	-8,613E-04

Close Refresh

Figure V.8) L'effort de la charge Ex repris par le l'ensemble

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,1408	2,3983
End Point	38,8394	2,1468

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	18,8493	2,2725	0,	359,6397

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1,2135	2,8926	16983,4811	-1,2135	-2,8926	-16721,596
Moment	136936,37	1741,4342	-7,5306	-134969,01	-1719,4486	7,5307

Close Refresh

Figure V.9) L'effort de la charge Ex repris par le portique

On a 46938,606 \longrightarrow 100%

16983.481 \longrightarrow X

$$X = \frac{16983.481 \times 100}{46938,606} = 36\%$$

Effort repris par les voiles=36%

Effort repris par les portiques=64%

Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3 du RPA 2003** :

Tableau V.2 Valeurs du coefficient de comportement R

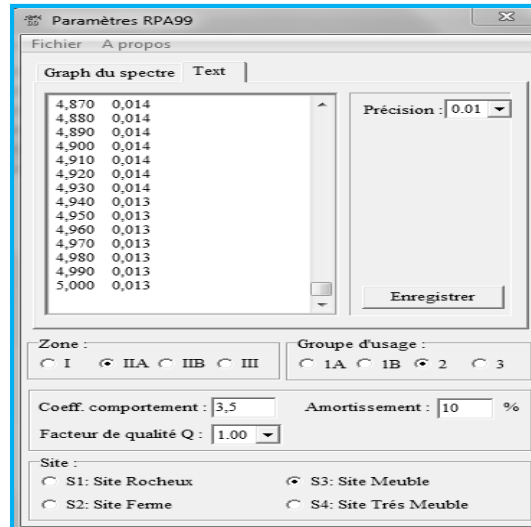
Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R		
Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

On déduit que notre structure est une structure portiques-voiles contreventée par voiles

Donc **R=3.5**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que le plus grand nombre des efforts verticaux sont repris par les voiles (plus de 20%)

D'après l'article 3.4 du RPA 2003 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système du contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse



V.2.7) Calcul du facteur d'amplification dynamique D

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T = 0.67 \text{ s} < 3 \text{ s}$$

D'où

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.67} \right)^{2/3} = 1.56$$

V.2.8. Calcul du facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Sens X-X**Tableau V.3) Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X**

Critère q	Observé	p _q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2-Redondance en plan	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Sens Y-Y**Tableau V.4) Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y**

Critère q	Observé	p _q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2-Redondance en plan	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Selon X-X : $Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$

Selon Y-Y : $Q_y = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$

Donc : $Q = 1.00$ (la plus défavorable dans le spectre de réponse).

V.2.9. Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^7 W_i$

W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

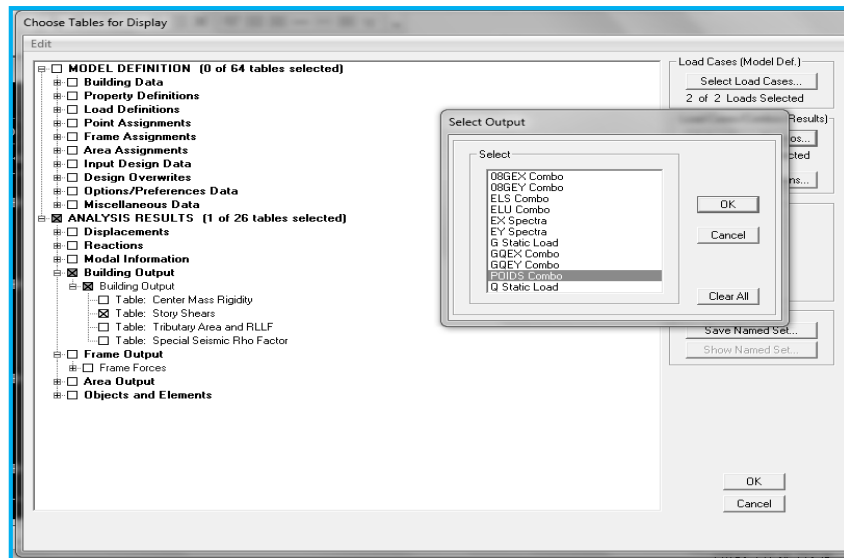
W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,20$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) est donné par le tableau 4-5 du RPA2003,

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables

On aura la fenêtre suivante :



On selection **building output Table: story shears** et on choisit **POIDS Combo**

On aura Ce tableau:

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET8	POIDS	Bottom	5329,44	0,00	0,00	0,000	53366,755	-100863
	ET7	POIDS	Top	8990,03	0,00	0,00	0,000	91124,895	-170324
	ET7	POIDS	Bottom	10150,54	0,00	0,00	0,000	102598,724	-192217
	ET6	POIDS	Top	13811,14	0,00	0,00	0,000	140356,865	-261678
	ET6	POIDS	Bottom	14971,64	0,00	0,00	0,001	151830,729	-283571
	ET5	POIDS	Top	18632,24	0,00	0,00	0,001	189588,870	-353031
	ET5	POIDS	Bottom	19907,49	0,00	0,00	0,001	202221,730	-377102
	ET4	POIDS	Top	23568,09	0,00	0,00	0,001	239979,871	-446562
	ET4	POIDS	Bottom	24843,35	0,00	0,00	0,001	252612,742	-470633
	ET3	POIDS	Top	28503,94	0,00	0,00	0,001	290370,883	-540093
	ET3	POIDS	Bottom	29779,20	0,00	0,00	0,001	303003,746	-564164
	ET2	POIDS	Top	33439,80	0,00	0,00	0,001	340761,886	-633625
	ET2	POIDS	Bottom	34990,45	0,00	0,00	0,001	356176,267	-662921
	ET1	POIDS	Top	38651,05	0,00	0,00	0,001	393934,408	-732381
	ET1	POIDS	Bottom	40201,70	0,00	0,00	0,001	409348,756	-761677
	RDC	POIDS	Top	46170,04	0,00	0,00	0,001	469911,246	-874927
	RDC	POIDS	Bottom	49053,58	0,00	0,00	0,001	498705,240	-929473

OK

On choisit la valeur du RDC Bottom

Donc: **W=49053.58 KN**

V.2.10. Calcul de l'effort tranchant à la base

$$V_X = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1}{3.5} \times 49053.58 \longrightarrow V_X = 3279.58 \text{ KN}$$

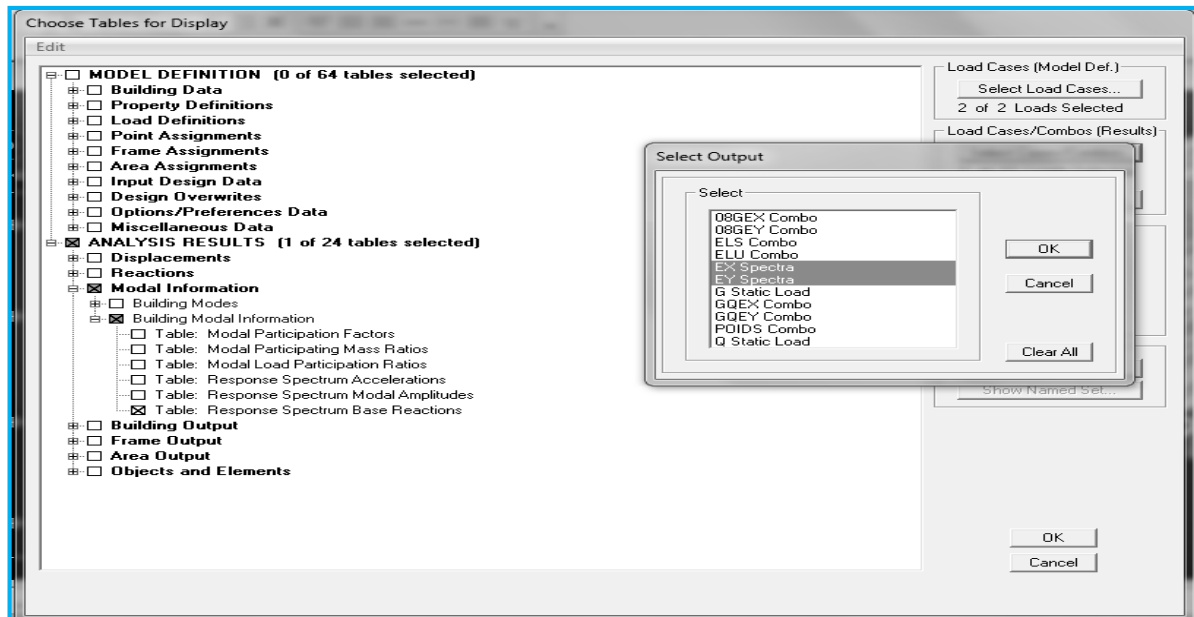
$$V_Y = \frac{A \times D \times Q_Y}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1}{3.5} \times 49053.58 \longrightarrow V_Y = 3279.58 \text{ KN}$$

Vérification

En procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables.

On aura la fenêtre suivante :



On selection **building modal information** → table: response spectrum base reactions

Et on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions									
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	3500,94	309,92	0,00	-6607,289	71628,526	-29526,1
	EX	2	U1	31,00	-316,74	0,00	6792,910	636,331	-6315,4
	EX	3	U1	48,84	2,47	0,00	-53,285	871,306	-750,7
	EX	4	U1	850,45	11,27	0,00	-26,621	1344,775	-8442,2
	EX	5	U1	29,49	-1,31	0,00	0,275	85,933	-319,5
	EX	6	U1	0,00	-1,66	0,00	8,865	0,042	-31,44
	EX	7	U1	1,31	-28,55	0,00	158,867	5,692	-553,9
	EX	8	U1	22,91	13,01	0,00	-76,965	97,708	39,16
	EX	9	U1	454,59	6,48	0,00	-25,102	1599,527	-4594,6
	EX	10	U1	4,15	-0,50	0,00	3,024	24,369	44,94
	EX	11	U1	254,27	-2,00	0,00	6,147	389,408	-2619,3
	EX	12	U1	0,01	-2,25	0,00	7,025	0,037	-42,63
	EX	13	U1	108,60	0,67	0,00	-2,219	216,379	-1081,6
	EX	14	U1	0,67	0,12	0,00	-0,497	1,766	-0,97
	EX	15	U1	0,01	-1,54	0,00	2,948	0,007	-29,30
	EX	All	All	3723,28	70,52	0,00	1456,194	72481,374	37706,5
	EY	1	U2	309,92	27,44	0,00	-584,915	6340,967	-2613,8
	EY	2	U2	-316,74	3235,85	0,00	-69397,031	-6500,816	64519,5

Sens x-x

$$V_x \text{ logiciel} = 3723.28 \text{ KN} > 0.8 \times 3279.58 = 2623.664 \text{ KN}$$

Sens y-y

$$V_y \text{ logiciel} = 3235.85 \text{ KN} > 0.8 \times 3279.58 = 2623.664 \text{ KN}$$

Conclusion

L'effort tranchant à la base est vérifié

V.2.11. Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA 2003})$$

δ_{ek} : déplacement absolu dû aux forces sismiques F_i

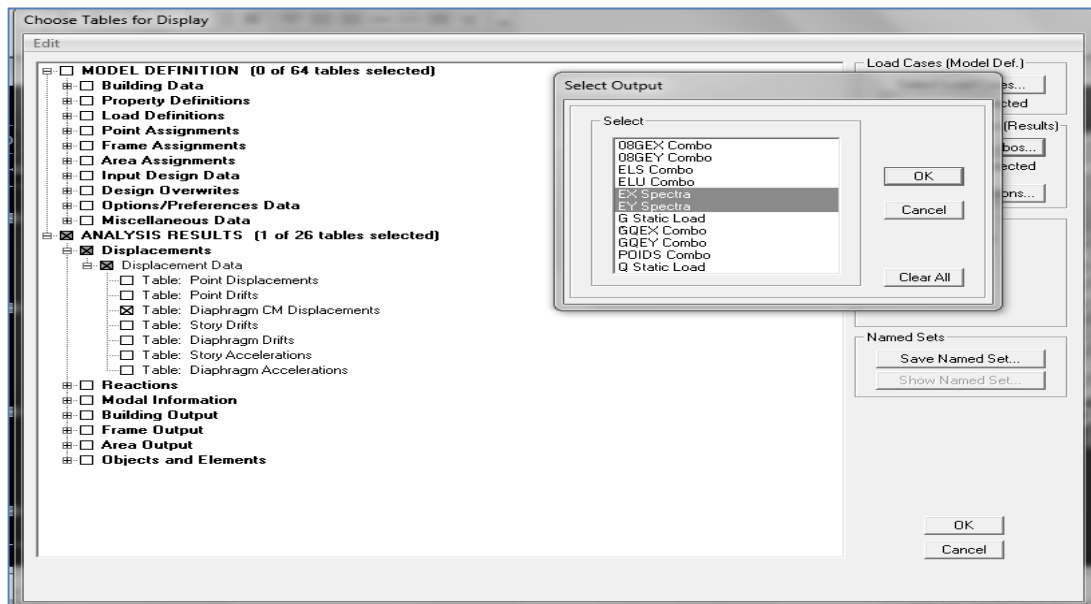
R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 2003})$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → show tables Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison **Ex et EY** en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur OK

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET.SM	D10	EX	0,0157	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00038
	ET.SM	D10	EY	0,0006	0,0174	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
	ET8	D9	EX	0,0143	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00028
	ET8	D9	EY	0,0005	0,0165	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	ET7	D8	EX	0,0130	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
	ET7	D8	EY	0,0004	0,0142	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	ET6	D7	EX	0,0116	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
	ET6	D7	EY	0,0003	0,0119	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	ET5	D6	EX	0,0100	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
	ET5	D6	EY	0,0003	0,0095	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ET4	D5	EX	0,0083	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	ET4	D5	EY	0,0002	0,0073	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET3	D4	EX	0,0064	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ET3	D4	EY	0,0002	0,0052	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ET2	D3	EX	0,0045	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	ET2	D3	EY	0,0001	0,0033	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	ET1	D2	EX	0,0027	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	ET1	D2	EY	0,0001	0,0017	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	RDC	D1	EX	0,0011	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	RDC	D1	EY	0,0000	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

OK

u suivant :

Figure V.1.10) Déplacements absolu sous l'action Ex et Ey

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants

Story	Diaphragm	Load	UX(m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Load	UY(m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h(m)	condition
ET.SM	D10	EX	0,0157	0,0014	EY	0,0174	00,009	0.0289	CV
ET8	D9	EX	0,0143	0,0013	EY	0,0165	0,0023	0.0306	CV
ET7	D8	EX	0,0130	0,0014	EY	0,0142	0,0023	0.0306	CV
ET6	D7	EX	0,0116	0,0016	EY	0,0119	0,0024	0.0306	CV
ET5	D6	EX	0,0100	0,0017	EY	0,0095	0,0022	0.0306	CV
ET4	D5	EX	0,0083	0,0019	EY	0,0073	0,0021	0.0306	CV
ET3	D4	EX	0,0064	0,0019	EY	0,0052	0,0029	0.0306	CV
ET2	D3	EX	0,0045	0,0018	EY	0,0033	0,0015	0.0306	CV
ET1	D2	EX	0,0027	0,0016	EY	0,0017	0,0011	0.0306	CV
RDC	D1	EX	0,0011	0,0011	EY	0,0006	0,0006	0.0408	CV

Tableau V.5) Déplacements relatifs d'étages

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

V.2.12. Vérifications De l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1 \text{ (Art 5.9 RPA 99 version 2003)}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculé suivant la formule suivante : **W_i=W_Gi+βW_Qi**

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk : hauteur de l'étage « k »

On a:

Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Sens (x-x)

1	Story	Load	Loc	VX	vx d'etage
3	ET.SM	EX	Bottom	49,62	49,62
5	ET8	EX	Bottom	762,32	712,7
7	ET7	EX	Bottom	1366,93	604,61
9	ET6	EX	Bottom	1872,65	505,72
11	ET5	EX	Bottom	2310,13	437,48
13	ET4	EX	Bottom	2685,2	375,07
15	ET3	EX	Bottom	2990,28	305,08
17	ET2	EX	Bottom	3228,97	238,69
19	ET1	EX	Bottom	3398,84	169,87
21	RDC	EX	Bottom	3570,63	171,79

Sens (y-y)

Story	Load	Loc	VY	vy d'etage
ET.SM	EY	Bottom	63,81	63,81
ET8	EY	Bottom	805,39	741,58
ET7	EY	Bottom	1371,64	566,25
ET6	EY	Bottom	1805,41	433,77
ET5	EY	Bottom	2172,52	367,11
ET4	EY	Bottom	2474,71	302,19
ET3	EY	Bottom	2720,05	245,34
ET2	EY	Bottom	2910,49	190,44
ET1	EY	Bottom	3058,56	148,07
RDC	EY	Bottom	3227,7	169,14

Sens X-X

Tableau V.6) L'effet P-Delta selon le sens X-X

	A	B	C	D	E	F	G
1	Story	poids	deplacement vx		h d'etage	p delta	p delta< 0,1
2	ET.SM	231,46	0,0014	49,62	2,89	0,00225969	cv
3	ET8	4842,47	0,0013	712,7	3,06	0,00288657	cv
4	ET7	4672,69	0,0014	604,61	3,06	0,00353589	cv
5	ET6	4672,69	0,0016	505,72	3,06	0,0048312	cv
6	ET5	4787,44	0,0017	437,48	3,06	0,00607957	cv
7	ET4	4787,45	0,0019	375,07	3,06	0,00792545	cv
8	ET3	4787,44	0,0019	305,08	3,06	0,00974365	cv
9	ET2	4917,49	0,0018	238,69	3,06	0,01211882	cv
10	ET1	4917,49	0,0016	169,87	3,06	0,0151365	cv
11	RDC	8503,04	0,0011	171,79	4,08	0,0133447	cv
12							

Sens Y-Y

Tableau V.7) L'effet P-Delta selon le sens Y-Y

Story	poids	deplacement vy		h d'etage	p delta	p delta<0,1
ET.SM	231,46	0,0174	63,81	2,89	0,02183929	cv
ET8	4842,47	0,0165	805,39	3,06	0,03242076	cv
ET7	4672,69	0,0142	1371,64	3,06	0,01580861	cv
ET6	4672,69	0,0119	1805,41	3,06	0,01006507	cv
ET5	4787,44	0,0075	2172,52	3,06	0,00540106	cv
ET4	4787,45	0,0073	2474,71	3,06	0,0046151	cv
ET3	4787,44	0,0052	2720,05	3,06	0,00299094	cv
ET2	4917,49	0,0033	2910,49	3,06	0,00182209	cv
ET1	4917,49	0,0017	3058,56	3,06	0,00089321	cv
RDC	8503,04	0,0006	3227,7	4,08	0,00038741	cv

Dans les deux sens on constate que l'effet P-Delta est inférieur à 0,1. Il peut être négligé.

Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis des charges sismiques. Il ya donc lieu de passer au ferrailage des différents éléments structuraux .

VI.1 Ferraillage des poteaux

VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{lcl}
 \diamond 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} & \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} & \text{(BAEL 91 / modifié 99)} \\
 \diamond . G + Q \text{ (ELS)} & & \\
 \diamond G + Q \pm E & \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} & \text{(Combinaisons d'actions sismiques du RPA 99 révisé 2003).} \\
 \diamond 0.8G \pm E & &
 \end{array}$$

Les efforts à prendre en considération sont les suivants :

- Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

Tableau VI.1.1) Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Convention $N < 0 \longrightarrow$ traction

$N > 0 \longrightarrow$ Compression

VI.1.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferraillage des poteaux (Article 7.4.2)

A) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/ révisé 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau VI.1.2) Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003

Section de poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% \ b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% \ b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \ b \times h$
(50× 50)	20	150	100
(40× 40)	12.8	96	64
(35x35)	9.8	73.5	49

B) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : (formule 7.1, RPA99/ version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec **A_t** section d'armature transversale

V_u effort tranchant de calcul

h_1 hauteur totale de la section brute

f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ MPA}$.

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{matrix} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

Avec **λ_g** : L'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

lf : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **lf** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL99**:

$$lf = 0.7 h_e$$

he : c'est la hauteur du poteau

St : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

- **En zone nodale** $S_t \leq \text{Min}(10 \phi, 15\text{cm})$ → $S_t = 10 \text{ cm.}$
- **En zone courante** $S_t \leq 15 \phi$ soit: → $S_t = 15\text{cm.}$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit:

$$\begin{aligned} 0.3\% &\rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% &\rightarrow \lambda_g < 3 \\ 3 < \lambda_g < 5 &\rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{aligned}$$

C) Calcul du ferraillage des poteaux

Le calcul est fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Matériaux

Contrainte béton : f_{ct} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_e MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort .. : N_s kN

Moment fléchissant M_u kN*m Moment .. : M_s kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Géométrie

☒ Dessin Géométrie Type ☐ Dessin Géométrie Saisie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

Convention signes

$N > 0$: compression

$M > 0$: tend la fibre inférieure

Fissuration

☒ peu préjudiciable ☐ préjudiciable ☐ très préjudiciable

Type d'armature

☐ rond lisse ☒ barre HA ☐ barre HA

+

G

Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ NUM

Figure VI.1) Logiciel « SOCOTEC »

Tableau VI.1.3) Détermination des armatures longitudinales des poteaux

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	Max (A _{inf} ; A _{sup}) [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	A adoptée [cm ²]
(50x50)	N _{max} → M _{2corr}	-1960.19	-0.116	ELU	0	20	4HA20+ 4HA16	20.60
	N _{max} → M _{3corr}	-1852.71	8.013	ELU	0			
	N _{min} → M _{2corr}	1078.23	-5.131	0.8G±E	0			
	N _{min} → M _{3corr}	1078.23	0.862	0.8G±E	0			
	M _{2max} → N _{corr}	-444.3	47.976	G+Q±E	0			
	M _{3max} → N _{corr}	-322.04	122.798	G+Q±E	3.19			
(40x40)	N _{max} → M _{2corr}	-1186.82	5.932	ELU	0	12.8	4HA16+ 4HA14	14.19
	N _{max} → M _{3corr}	-1186.82	21.173	ELU	0			
	N _{min} → M _{2corr}	162.52	5.057	0.8G±E	0			
	N _{min} → M _{3corr}	162.52	12.327	0.8G±E	0			
	M _{2max} → N _{corr}	-564.1	53.394	G+Q±E	0			
	M _{3max} → N _{corr}	-310.36	-109.05	G+Q±E	0			
(35x35)	N _{max} → M _{2corr}	-599.05	8.784	ELU	0	9.8	4HA14+ 4HA12	10.06
	N _{max} → M _{3corr}	-599.05	18.002	ELU	0			
	N _{min} → M _{2corr}	113.27	2.181	0.8G±E	0			
	N _{min} → M _{3corr}	113.27	13.399	0.8G±E	0			
	M _{2max} → N _{corr}	52.771	5.56	G+Q±E	0			
	M _{3max} → N _{corr}	72.74	-139.02	G+Q±E	5.13			

VI.1.3 Vérification à l'ELU

A) Armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

B) Espacement des armatures selon le RPA 99 version 2003

En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \times 1.2) = 12 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$ soit $S_t \leq 15 \times 1.2$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

C) L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Tel que L_f : longueur libre du poteau.

$L_f = 0.7 l_0$ et l_0 : c'est la hauteur du poteau

Tableau VI.1.4) Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

Section des poteaux des différents niveaux	Niveau	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
50x50	RDC	$L_0 = 4.08 \text{ m}$	6.346	2.5
	1 ^{ere} et 2 ^{eme}	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	4.76	3.75
40x40	3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	5.355	2,5
35x35	6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme} Etage	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	6.12	2,5

Tableau VI.1.5) Détermination des armatures transversales

Sections	Niveau	ρ_a	A_{min}	Espacement (cm)		V_u	A_t	$A_{adopté}$
50 x 50	RDC	2.5	1.35	Zone nodale	10	53.72	1.13	4HA8= 2,01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			2.025	Zone courante	15		0.75	
	1 ^{ère} 2 ^{ème}	3.75	1.35	Zone nodale	10	83.02	1.72	4HA8= 2,01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			2.025	Zone courante	15		1.15	
40 x 40	3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	2.5	1.2	Zone nodale	10	73.03	1.14	4HA8= 2.01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			1.8	Zone courante	15		0.76	
35x35	6 ^{ème} et 7 ^{ème} 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	2.5	1.05	Zone nodale	10	49.99	0.89	4HA8= 2.01cm ² (2 cadres de $\phi 8$)
			1.575	Zone courante	15		0.59	

D) Longueur d'ancrage : (BAEL 99/Article A.6.1.221)

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

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

- pour HA 12: $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 11.34 \text{ cm}$
- Pour HA 14 : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

- Pour HA 16 : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$
- Pour HA 20 : $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$

E) Longueur de recouvrement

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40 \times \phi$

Pour :

- **HA12** : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$
- **HA14** : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- **HA16** : $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- **HA20** : $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

F) Vérification au cisaillement :(RPA2003/Art 7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & d'ou \quad \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 & d'ou \quad \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

Pot 50x50

➤ RDC

$$\tau_b = \frac{53720}{500 \times 480} = 0.27 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ ETAGE 1 ET 2

$$\tau_b = \frac{82030}{450 \times 430} = 0.42 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pot 40x40

$$\tau_b = \frac{73030}{400 \times 380} = 0.48 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pot 35x35

$$\tau_b = \frac{49990}{350 \times 330} = 0.43 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

G) Délimitation de la zone nodale

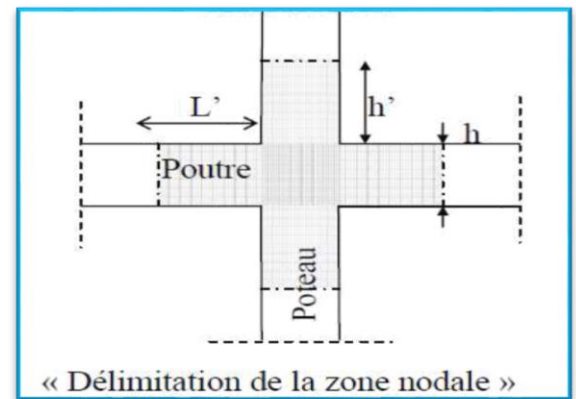
$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right)$$

Poteau 50X50**RDC**

$$h=4.08\text{m}$$

$$h'=\max\left(\frac{408}{6}=68, 50, 60\right)$$

cm)

On aura : **$h' = 68 \text{ cm}$** **Etage 1 et 2**

$$h=3.06\text{m}$$

$$h'=\max\left(\frac{306}{6}=51, 50, 60\right)$$

On aura : **$h' = 60 \text{ cm}$** **Poteau 40x40**

$$h=3.06\text{m}$$

$$h'=\max\left(\frac{306}{6}=51, 40, 60\right)$$

On aura : **$h' = 60 \text{ cm}$** **Poteau 35X35**

$$h=3.06\text{m}$$

$$h'=\max\left(\frac{306}{6}=51, 35, 60\right)$$

On aura : **$h' = 60 \text{ cm}$** **H) Condition de non fragilité :** (Art A.4.2,1 BAEL 91/ Modifié 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.6) Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	es [cm]	Amin [cm ²]	A adoptée (zone tendu)[cm ²]	A adoptée > Amin
(50x50)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-1384.45	0.077	0.005	7.12	8.29	Condition vérifiée
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-1384.45	6.491	0.46	7.35		
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-29.71	1.99	6.6	7.37		
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-29.71	8.072	27.1	4.99		
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-27.606	-670.09	4.1	7.76		
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	22.992	-1207.1	1.9	8.27		
(40x40)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-77.42	-0.285	0.36	4.64	5.56	Condition vérifiée
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-77.42	1.45	1.8	5.42		
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-881.78	-2.776	0.31	4.62		
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-881.78	13.83	1.5	5.22		
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	24.881	-336.46	7.3	4.51		
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	25.208	-264.81	9.5	4.49		
(35x35)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-0.52	-0.155	29.8	0.86	4.21	Condition vérifiée
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-0.52	1.48	84.61	1.23		
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-444.4	5.263	1.1	3.86		
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-444.4	13.216	2.9	3.25		
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	28.787	-14.93	192.8	1.32		
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	24.264	-69.55	34.8	0.95		

Toutes les sections adoptées sont supérieures aux sections minimales imposées par la condition de non fragilité, les exigences de l'article A.4.2 ,1 du BAEL 99 sont donc satisfaites.

VI.1.4 Vérification à L'ELS**A) État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 99).

B) Etat limite de compression du béton

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$. Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferraillage SOCOTEC.

Tableau VI.1.7) Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	A sup- adoptée [cm ²]	A inf- adoptée [cm ²]	σ_{bc-sup} [MPa]	σ_{bc-inf} [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
(50x50)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-1384.45	0.077	8.29	8.29	5.04	5.03	CV
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-1384.45	6.491			5.29	4.79	CV
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-29.71	1.99			0.51	0.03	CV
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-29.71	8.072			1.76	0	CV
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-27.606	-670.09			1.38	3.5	CV
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	22.992	-1207.1			5.27	3.51	CV
(40x40)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-77.42	-0.285	5.56	5.56	0.23	0.28	CV
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-77.42	1.45			0.34	0.23	CV
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-881.78	-2.776			3.31	3.1	CV
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-881.78	13.83			3.74	2.68	CV
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	24.881	-336.46			2.18	0.27	CV
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	25.208	-264.81			1.93	0	CV
(35x35)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-0.52	-0.155	4.21	4.21	0.01	0	CV
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-0.52	1.48			0.09	0	CV
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	-444.4	5.263			1.91	1.47	CV
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	-444.4	13.216			2.25	1.13	CV
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	28.787	-14.93			2.38	0	CV
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	24.264	-69.55			2.01	0	CV

VI.2 Ferraillage des poutres

VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Les différentes sollicitations sont déterminées à partir des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU).} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{array} \right\} \text{ (BAEL 91 / modifié 99)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \blacksquare G + Q \pm E \\ \blacksquare 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ (Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 révisé 2003))}$$

VI.2.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferraillage des poutres (Article 7.5.2)

A) Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40φ en zone I et IIa
- 50φ en zone IIb et III

Tableau VI.2.1) Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Dimensions des poutres	A minimal [cm ²] (0.5% de la section)	A maximal [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
PP 30X40	6	48	72
PS 30X35	5.25	42	63

B) Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 s.b$$

L'espacement :

- Zone nodale : Minimum de $(h/4, 12 \varphi)$.
- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 Calcul des armatures (ELU)

A) Armatures longitudinales

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- P.P.1 : Poutres principales avoisinant des voiles.
- P.P.2 : Poutres principales éloignées des voiles.
- P.S.1 : Poutres secondaires avoisinant des voiles.
- P.S.2 : Poutres secondaires éloignées des voiles.

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminés à l'aide du logiciel de calcul de ferrailage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul du BAEL 99. Toutefois l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats

➤ **Différence de la convention de signes entre les deux logiciels**

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des efforts de traction et ceux négatifs représentent des efforts de compression.

Contrairement à « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent des efforts de compression et ceux négatifs des efforts de traction.

➤ **Les coefficients γ_b , γ_s et θ**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- En situation courante et pour $t > 24h$ (ELU et ELS) :
 $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ et $\theta = 1$.
- En situation accidentelle et pour $t \leq 1h$ (Combinaisons sismiques) :
- $\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$ et $\theta = 0.85$.

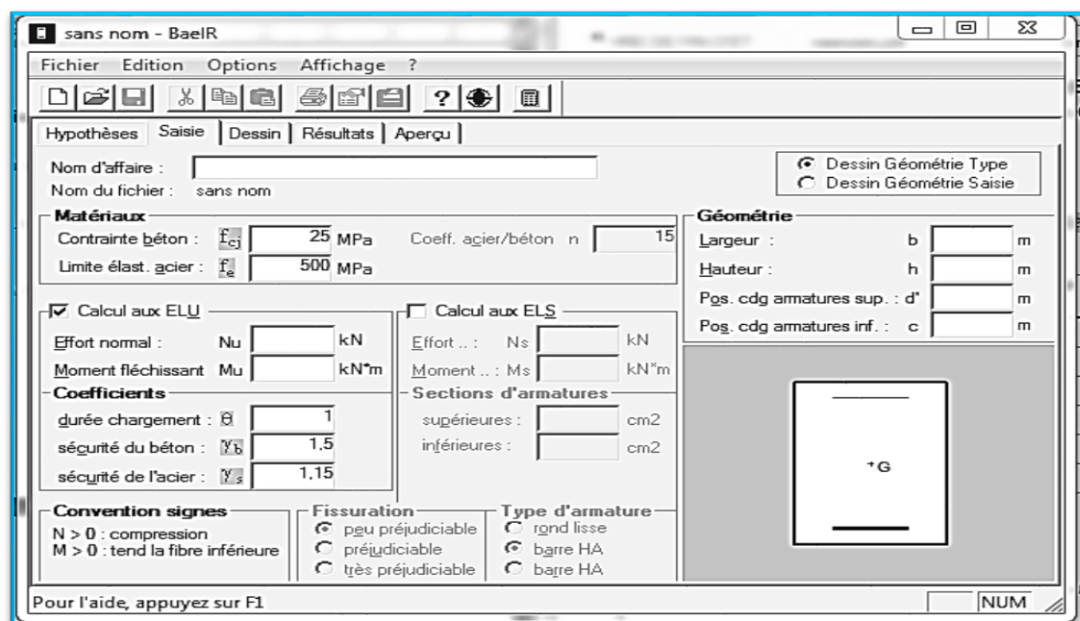


Figure VI.2) Logiciel « SOCOTEC »

➤ Poutres principales

Tableau VI.2.2) Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

Groupe	localisation	M_{\max} [KN.m]	combinaisons	A calculée [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A min < A adoptée < A max
PP1	Travée	106,208	G+Q±E	7.45	3HA20=9,03	Condition vérifiée
	Appuis sup	-70,539	G+Q±E	4.83	3HA16+2HA12=8,29	Condition vérifiée
	Appuis inf	65,076	0.8G±E	4.09	3HA16= 6,03	Condition vérifiée
PP2	Travée	36.644	ELU	2.86	3HA16 = 6.03	Condition vérifiée
	Appuis sup	-76.3	G+Q±E	5,25	3HA16+2HA12=8.29	Condition vérifiée
	Appuis inf	46.282	0.8G±E	1,55	3HA16=6,03	Condition vérifiée

➤ Poutres secondaires

Tableau VI.2.3) Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

Groupe	localisation	M_{\max} [KN.m]	combinaisons	A calculée [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A min < A adoptée < A max
PS1	Travée	34,098	0.8G±E	2.29	3HA14=4,62	Condition vérifiée
	Appuis sup	-31,052	0.8G±E	2.08	3HA14+2HA12=6,87	Condition vérifiée
	Appuis inf	50,964	G+Q±E	3.45	3HA14+2HA12=6.87	Condition vérifiée
PS2	Travée	21,662	G+Q±E	1.44	3HA14=4,62	Condition vérifiée
	Appuis sup	-73,972	G+Q±E	5.08	3HA14+2HA12=6,87	Condition vérifiée
	Appuis inf	64,023	G+Q±E	4.37	3HA14+2HA12=6,87	Condition vérifiée

B) Armatures transversales

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

➤ Poutre principales :

$$\phi_t \leq \min (1.14; 1.6; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Poutre secondaires :

$$\phi_t \leq \min (1; 1.4; 2.5) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Poutres principales

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{\max} \leq \min(h/4, 12 \phi) = \min(40/4, 12 \times 1.6) = \Rightarrow St = 10 \text{ cm}.$
- Zone courante : $St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}.$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (1 cadre et un étrier de $\phi 8$) = 2.01 cm^2 .

Poutres secondaires

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{\max} \leq \min(h/4, 12 \phi) = \min(35/4, 12 \times 1.4) = \Rightarrow St = 8 \text{ cm}.$
- Zone courante : $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}.$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** = 2.01 cm^2

C) Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 2003 en page 63 (zone nodale) comme suit

$$l' = 2.h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

Poutres principales : $l' = 2 \times 40 = 80$ cm.

Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 = 70$ cm

VI.2.4 Vérifications à l'ELU

A) Condition de non fragilité (BAEL 99 / Art. A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0,23 . b . d . \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2.$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min} , donc, la condition est vérifiée.

B) Vérification au cisaillement (BAEL 99 / Art. 5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3.33 \text{ MPA}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b} . d$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :

$$\tau_u = \frac{(140.54 \times 10^3)}{300 \times 380} = 1.23 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2):

$$\tau_u = \frac{52.55 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.53 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} .$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

C) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 / Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 d x \sum \mu_i}$$

Où :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 20 = 188.4 \text{ mm}.$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}.$

D'où :

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\tau_{se} = \frac{140.54 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 188.4} = 2,18 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}.$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\tau_{se} = \frac{52.55 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131,88} = 1.34 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}.$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

D) Ancrage des barres (BAEL 99/ Art. 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPA, la longueur minimale de recouvrement est égale à :

$$l_s = 40\phi \text{ (zone II) [RPA 2003/ Art. 7.5.2.1]}$$

D'où :

Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1.2 = 48$ cm.

Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1.4 = 56$ cm.

Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1.6 = 64$ cm.

Pour les HA 20 : $l_s = 40 \times 2.0 = 80$ cm.

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$L_c = 0,4L_s$$

Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 48 = 19.2$ cm.

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 56 = 22.4$ cm.

Pour les HA 16 : $l_s = 0,4 \times 64 = 25,6$ cm.

Pour les HA 16 : $l_s = 0,4 \times 80 = 32$ cm.

E) Influence de l'effort tranchant**➤ Au niveau des appuis de rive (BAEL 99 / Art. 5.1,312)**

$$A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer} = \gamma_s \cdot \frac{V_{umax}}{f_e}$$

Poutres principales (P.P.1) :

$$\frac{1.15 \times 134.19 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 3.85 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adopté} = 8,29 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} \text{ adoptée} = 8,29 \text{ cm}^2 > 3.85 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Poutres principales (P.P.2) :

$$\frac{1.15 \times 134.19 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 3.85 \text{ cm}^2 < \text{Ast adopté} = 8.29 \text{ cm}^2.$$

Ast adoptée = 8.29 cm² > 3.85 cm². La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Poutres secondaires (P.S.1) :

$$\frac{1.15 \times 45.3 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.30 \text{ cm}^2 < \text{Ast adopté} = 6.87 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Poutres secondaires (P.S.2) :

$$\frac{1.15 \times 45.3 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.30 \text{ cm}^2 < \text{Ast adopté} = 6.87 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ Sur appuis intermédiaires (BAEL 99 / Art. A.5.1, 321)

$$\frac{2Vu}{Fe.0.9.d} \leq 0.8 \cdot \frac{fc28}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPA}$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :

$$\frac{2Vu}{Fe.0.9.d} = \frac{2 \times 134.19 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 375} = 1.98 \text{ MPA} < 13.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :

$$\frac{2Vu}{Fe.0.9.d} = \frac{2 \times 45.3 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 325} = 0.75 \text{ MPA} < 13.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.5 Vérifications à l'ELS**A) État limite de compression du béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1.d.A}}$$

$$\rho = 100. \frac{A}{b.d}$$

➤ **Poutres principales**

Tableau VI.2.4) Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales

Groupe	localisation	Ms max [KN.m]	A adoptée [cm²]	P	β_1	K1	σ_{st} [MPa]	Σbc [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
PP1	travée	42.317	7.45	0.653	0.881	27.02	184.31	6.82	C.V.
	Appuis sup	-11.438	4.83	0,423	0.9	35	69.24	1.97	C.V.
	Appuis inf	18.317	4.09	0,358	0.907	38.76	129.93	3.35	C.V.
PP2	travée	26.599	2.86	0.250	0.920	47.5	266.02	5.60	C.V.
	Appuis sup	-36.166	5,25	0.460	0.897	33.54	202.09	6.02	C.V.
	Appuis inf	15.938	1,55	0,135	0.939	66.97	288.17	4.30	C.V.

➤ **Poutres secondaires**

Tableau VI.2.5) Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires

Groupe	localisation	Ms max [KN.m]	A adoptée [cm²]	P	β_1	K1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
PS1	travée	26.146	2.29	0,231	0,923	49.93	374.84	7.50	C.V.
	Appuis sup	-6.983	2.08	0.210	0.926	52.57	109.86	2.08	C.V.
	Appuis inf	14.938	3.45	0,348	0,908	39.35	144.50	3.67	C.V.
PS2	travée	15.33	1.44	0,145	0,937	64.37	344.29	5.34	C.V.
	Appuis sup	-34.885	5.08	0.513	0.892	31.30	233.29	7.45	C.V.
	Appuis inf	36.305	4.37	0,441	0,898	34.02	280.34	8.24	C.V.

B) Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5,32 du BAEL99**)

Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens

C) Calcul de la flèche

$$f < \overline{f} = \frac{L}{(500)}$$

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS $f = 0.07 \text{ cm}$

Poutres principales

$$f = 0.07 \text{ cm} < \overline{f} = \frac{495}{500} = 0.99 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

Poutres secondaires

$$f = 0.4 \text{ cm} < \overline{f} = \frac{485}{500} = 0.97 \text{ cm}$$

—————→ La condition est vérifiée

VI.3.Ferraillage des Voiles :

Introduction :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est de élément structural de contreventement, le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

a)Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

Recommandation du RPA 99 version 2003 :

Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9} \\ \text{/Version2003.}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

• Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

✓ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile ($e = 20 \text{ cm}$)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de $1/(10)$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

✓ Longueur de recouvrement : (Art :7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

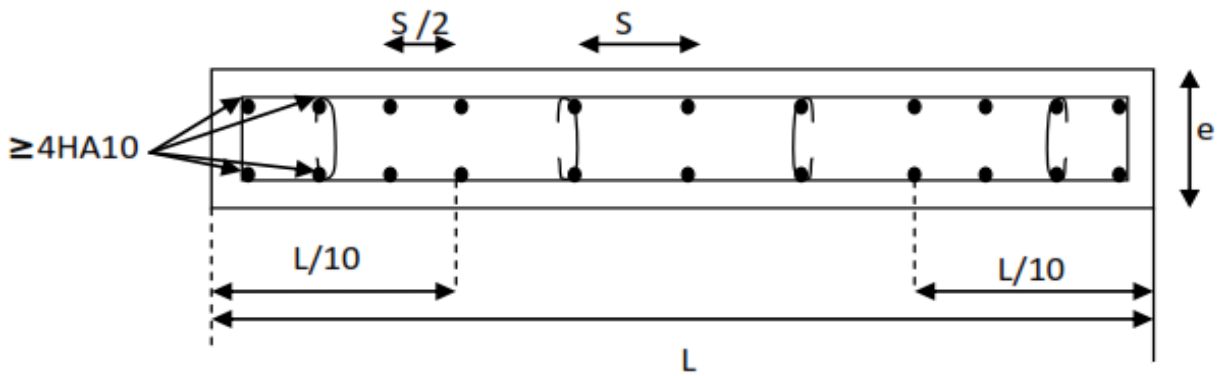


Figure VI.3.1) Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Exposé de la méthode de calcul :

Calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N}$

Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad V, V' : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

➤ **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + Nu \left(\frac{h}{2} - c' \right) = Nu \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si N_u est un effort de traction

Ferraillage du voile :**✓ Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : 1,15 situation accidentelle ; $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec : A_V : section des armatures tendue du voile.

Vérification a ELU :**Section minimale d'armature :**

$$A_{min} = \max \begin{cases} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} & (\text{Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99}) \\ A_{min} \geq 0,002B & (\text{Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003}) \end{cases}$$

Exigences du RPA 99 (version 2003)**Zone tendue :**

On doit vérifier $A_{total\ tendu} \geq 0,2\% B \times lt$ (Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)

Avec :

B : la section de voile

Lt : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile :

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\% B \quad (\text{Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003})$$

Zone courante :

On doit vérifier : $A_{total\ courante} \geq 0,10\% Lc \times b$ (Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003)

Avec

Lc = L - 2L/10 : La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

Les vérifications :**Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_u = \frac{V_{max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}.$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible



Tableau VI.3.1) ferrailages des voiles

Voiles 1,5

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des contraintes					
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																							τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
ZONE I	-260,50	15,58	16,52	08GEX MAX	-660,61	1076,05	0,00	0,00	0,00	0,73	0,73	0,37	7,88	5,25	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	0,13	Condition vérifiée	0,10	Condition vérifiée	0,0088	Condition vérifiée	
	-1764,44	4,97	7,33	ELU	-5815,17	5947,76	0,00	0,00	0,00	0,28	0,28	0,14	9,05	6,03															
	-1148,20	90,89	25,93	GQEY MAX	-2615,48	5039,19	0,00	0,00	0,00	1,15	1,15	0,57	7,88	5,25															
ZONE II	-200,65	4,67	12,13	08GEX MAX	-606,63	-731,03	0,00	0,00	0,00	0,54	0,54	0,27	7,88	5,25	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	0,01	Condition vérifiée	0,01	Condition vérifiée	0,007	Condition vérifiée	
	-1303,22	7,95	16,88	ELU	-4238,13	4450,00	0,00	0,00	0,00	0,65	0,65	0,32	9,05	6,03															
	-790,84	48,29	2,12	GQEY MIN	-1992,32	3279,95	0,00	0,00	0,00	0,09	0,09	0,05	7,88	5,25															
ZONE III	-12,72	8,87	11,24	08GEY MAX	75,87	-160,67	1,02	7,73	0,22	0,34	0,56	0,28	7,88	5,25	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	0,03	Condition vérifiée	0,02	Condition vérifiée	0,004	Condition vérifiée	
	-768,60	17,37	16,36	ELU	-2330,35	2793,65	0,00	0,00	0,00	0,72	0,72	0,36	9,05	6,03															
	-117,92	50,49	5,95	GQEY MIN	280,12	1066,25	1,19	33,28	0,96	0,21	1,16	0,58	7,88	5,25															

Tableau VI.3.2) ferrailages des voiles

Voiles 2,2

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des contraintes					
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
ZONE I	-2772,47	25,16	160,92	08GEY MAX	-6145,04	-6457,10	0,00	0,00	0,00	7,12	7,12	3,56	13,28	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	1,69	Condition vérifiée	1,21	Condition vérifiée	0,007	Condition vérifiée
	1200,06	22,14	156,78	GQEX MIN	2864,67	2590,14	2,20	630,23	16,41	6,94	23,35	11,68	13,28	6,03														
	-650,43	89,14	477,35	GQEY MIN	-925,52	-2030,98	0,00	0,00	0,00	21,12	21,12	10,56	13,28	6,03														
ZONE II	-1095,15	103,50	178,21	GQEY MIN	-1847,20	-3130,75	0,00	0,00	0,00	7,89	7,89	3,94	13,28	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	0,50	Condition vérifiée	0,63	Condition vérifiée	0,005	Condition vérifiée
	-3,33	73,45	141,83	08GEY MAX	447,87	-463,01	1,12	50,08	1,44	3,19	4,63	2,31	13,28	6,03														
	-582,89	90,87	248,90	GQEX MAX	-761,29	-1888,21	0,00	0,00	0,00	11,01	11,01	5,51	13,28	6,03														
ZONE III	-698,99	37,19	100,87	08GEY MAX	-1358,04	-1819,19	0,00	0,00	0,00	4,46	4,46	2,23	13,28	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	0,06	Condition vérifiée	0,06	Condition vérifiée	0,003	Condition vérifiée
	112,09	24,90	16,78	GQEY MIN	409,13	100,37	2,20	90,01	2,34	0,74	3,09	1,54	13,28	6,03														
	-132,44	150,04	24,27	GQEX MAX	629,36	-1231,36	1,46	91,63	2,63	0,71	3,34	1,67	13,28	6,03														

Tableau VI.3.3) ferrailages des voiles

Voiles 2,55

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales	Armatures transversales	Espacement		Vérification des contraintes						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
ZONE I	237,99	42,49	30,50	08GEY MAX	662,92	270,38	2,55	169,04	4,40	1,35	5,75	2,88	15,39	6,03	9,96	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	1,73	Condition vérifiée	1,24	Condition vérifiée	0,001	Condition vérifiée
	-2119,80	51,96	22,81	GQEX MIN	-3916,44	-4396,50	0,00	0,00	0,00	1,01	1,01	0,50	15,39	6,03														
	-1272,46	1297,65	568,64	GQEY MIN	3499,57	-8489,61	1,81	631,91	18,16	17,82	35,98	17,99	15,39	9,96														
ZONE II	-1348,09	32,33	40,77	GQEY MIN	-2493,97	-2792,66	0,00	0,00	0,00	1,80	1,80	0,90	15,39	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	1,14	Condition vérifiée	0,82	Condition vérifiée	0,009	Condition vérifiée
	20,43	32,64	28,68	08GEY MAX	190,84	-110,72	0,94	17,87	0,51	0,47	0,98	0,49	15,39	6,03														
	-732,51	324,57	374,52	GQEX MAX	63,06	-2935,64	2,50	15,74	0,45	16,23	16,68	8,34	15,39	6,03														
ZONE III	-89,64	24,50	14,85	08GEY MAX	-62,59	-288,93	0,00	0,00	0,00	0,66	0,66	0,33	15,39	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	0,55	Condition vérifiée	0,39	Condition vérifiée	0,007	Condition vérifiée
	-621,35	19,56	18,90	GQEY MIN	-1127,97	-1308,70	0,00	0,00	0,00	0,84	0,84	0,42	15,39	6,03														
	-158,26	189,16	180,18	GQEX MAX	563,52	-1184,15	1,73	97,36	2,80	5,40	8,20	4,10	15,39	6,03														

Tableau VI.3.4) ferrailages des voiles

Voiles 4,85

	Solicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des contraintes					
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
ZONE I	-3552,24	1002,13	250,02	08GEY MAX	-2384,02	-4940,19	0,00	0,00	0,00	11,06	11,06	5,53	29,27	6,03	13,58	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	1,16	Condition vérifiée	0,83	Condition vérifiée	0,02	Condition vérifiée
	-173,75	3446,12	678,37	GQEX MIN	4215,97	-4574,22	2,52	1064,04	30,58	15,62	46,20	23,10	29,27	9,15														
	-1365,30	6717,12	722,76	GQEY MIN	7159,32	-9974,38	2,82	2021,38	58,09	18,62	76,71	38,35	29,27	13,58														
ZONE II	-2181,50	670,14	198,46	GQEY MIN	-1394,29	-3103,65	0,00	0,00	0,00	8,78	8,78	4,39	29,27	6,03	8,90	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	1,26	Condition vérifiée	0,90	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-166,56	2589,92	615,99	08GEY MAX	3131,40	-3474,83	2,55	798,84	22,96	14,34	37,29	18,65	29,27	7,31														
	-1050,00	3755,19	783,22	GQEX MAX	3706,79	-5871,74	2,97	1102,07	31,67	21,25	52,92	26,46	29,27	8,90														
ZONE III	-1207,78	97,11	55,69	08GEY MAX	-1121,28	-1368,99	0,00	0,00	0,00	2,46	2,46	1,23	29,27	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	0,78	Condition vérifiée	0,56	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-12,72	74,27	75,49	GQEY MIN	81,61	-107,84	2,76	22,53	0,65	1,90	2,55	1,27	29,27	6,03														
	-676,79	1294,65	488,01	GQEX MAX	953,44	-2348,88	3,45	328,91	9,45	15,36	24,81	12,41	29,27	6,03														

VII. Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ❖ Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$).
- ❖ Charges qui leurs sont transmises.
- ❖ Distance entre axes des poteaux.
- ❖ Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \cdot G + Q \pm E \\ \cdot 0.8G \pm E \\ \cdot \end{array} \right\} \text{ (Article 10.1.4.1 du RPA 2003)}$$

VII.2. Choix du type de fondations

VII.2.1. Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

- ❖ $N_{s,max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS)

S : Surface d'appui de la semelle ($S=A \times B$).

- ❖ $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier qui est égale à 2.5 bars.

· **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 \quad \text{Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s.\text{max}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s.\text{max}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1384.45}{250}} = 2.35 \text{ m.}$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes

VII.2.2. Semelles filantes

A) Semelles filantes sous voiles « S₁ »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s.\text{max}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s.\text{max}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où

Tableau VII.1 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	Ns [KN]	L [m]	B [m]	Surface [m ²] (S= B x L)
V1	683,16	1,5	1,82176	2,73264
V2	1006,48	1,5	2,683946667	4,02592
V3	1014,25	1,5	2,704666667	4,057
V4	684,69	1,5	1,82584	2,73876
V5	689,61	1,5	1,83896	2,75844
V6	976,19	1,5	2,603173333	3,90476
V7	896,64	1,5	2,39104	3,58656
V8	896,64	1,5	2,39104	3,58656
V9	886,98	1,5	2,36528	3,54792
V10	886,98	1,5	2,36528	3,54792
V11	978,4	1,5	2,609066667	3,9136
V12	691,43	1,5	1,843813333	2,76572
V13	265,72	2,55	0,416815686	1,06288
S_{1totale}				42,22868

Tableau VII.2 : semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	Ns [KN]	L [m]	B [m]	Surface [m ²] (S= B x L)
V14	683,16	4,85	0,563430928	2,73264
V15	689,61	4,85	0,568750515	2,75844
V16	691,43	4,85	0,570251546	2,76572
V17	684,69	4,85	0,564692784	2,73876
V18	265,61	2,2	0,482927273	1,06244
V19	640,14	2,2	1,163890909	2,56056
S_{1totale}				14,61856

$S_v = \sum S_i = 56,847 \text{ m}^2$ Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles

B) Semelles sous poteaux « S₂ »

➤ Etapes de calcul

Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$),

Puis la coordonnée de cette résultante « e » ($e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$, e_i est la distance entre le

CDG de la semelle et le point d'application de la charge N_i),

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

. Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

. Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Tableau VII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

e_i [m]	N_i [KN]	$N_i \cdot e_i$ [KN.m]	M_i [KN.m]
-19,225	84,39	-1622,39775	10,153
-15,875	562,14	-8923,9725	8,572
-12,225	975,64	-11927,199	0,635
-8,975	1135,62	-10192,1895	0,653
-5,625	1055,87	-5939,26875	1,548
-2,475	640,14	-1584,3465	5,702
2,475	946,23	2341,91925	3,426
5,625	1142,81	6428,30625	0,63
8,975	1139,71	10228,89725	0,684
12,225	975,1	11920,5975	0,64
15,875	562,75	8933,65625	8,61
19,225	84,48	1624,128	10,362
Somme	9304,88	1288,1305	51,615

D'où :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

$$e = \frac{-12881305 + 51615}{930488} = 0,143 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{38,45}{6} = 6,408 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \cdot (1 + \frac{3 \cdot e}{L})}{\sigma_{sol} \times L} ; \text{ Avec : } N_s = \sum N_{si}.$$

D'où

:

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{8156.35}{29.76} \left(1 - \frac{6 \times (-1.68)}{29.76} \right) = 366.90 [\text{KN/ml}]$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{8156.35}{29.76} \left(1 + \frac{6 \times (-1.68)}{29.76} \right) = 181.24 [\text{KN/ml}]$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{8156.35}{29.76} \left(1 + \frac{3 \times (-1.68)}{29.76} \right) = 227.65 [\text{KN/ml}]$$

$$\frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \cdot (1 + \frac{3 \cdot e}{L})}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$N_s \cdot (1 + \frac{3 \cdot e}{L}) = \frac{9304,88}{38,45} \cdot (1 + \frac{3 \cdot 0,143}{38,45}) = 244,718$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = 244,718 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{9304,88}{38,45} \left(1 + \frac{6 \times (0,143)}{38,45} \right) = 247,39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{9304,88}{38,45} \left(1 - \frac{6 \times (0,143)}{38,45} \right) = 236,59 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{244,718}{250} = 0,978 \text{ m} \quad \text{On prend} \quad B = 1$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{totale}} = \text{Nombre des Poteaux (BxL)} = 12 \times (1 \times 38,45) = 461,4 \text{ m}^2.$$

C) Surface totale des semelles filantes

$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 56,847 + 461,4 = 518,247 \text{ m}^2 = 65,27\%$ de la surface totale de la structure (793,9925 m²).

$$S_{S. \text{ filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VII.2.3. Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

VII.2.3.1. Prédimensionnement

❖ Epaisseur de la dalle du radier « h_r »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante : $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{495}{20} = 24,75 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}.$

❖ Epaisseur des nervures « h_n »

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\cdot \quad \frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{495}{8} = 61,875 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{495}{5} = 99 \text{ cm}.$$

$$\cdot \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \text{ (Condition de la longueur élastique).}$$

Où :

. L_e : Longueur élastique.

. L_{\max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

. E_{vj} : Module de déformation longitudinale déformée ($E = 10818.86 \text{ MPA}$).

. b : Largeur de la nervure du radier.

. I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b.h^3}{12}$).

. K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MPA}$).

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3.K}{E} \frac{(2)^4}{\pi^4} \cdot (L_{\max})^4 \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48.(L_{\max})^4.K}{E.\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48.(495)^4.40}{1081886.(3.14)^4}} = 103,1 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 110 \text{ cm}.$$

❖ Largeur des nervures « b_n »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 110 = 44 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 110 = 77 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 55 \text{ cm}.$$

❖ Epaisseur de la dalle flottante « h_d »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\cdot \quad \frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{495}{50} = 9.9 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{495}{40} = 12,37 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 10 \text{ cm}.$$

Conclusion

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

Hauteur des nervures : $h_n = 110 \text{ cm}$.

Largeur des nervures : $b_n = 55 \text{ cm}$.

Hauteur de la dalle du radier : $h_r = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 10 \text{ cm}$.

Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$ (Article A.7.1 du BAEL 99).

VIII.2.3.2. Détermination de la surface du radier

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Où N_s est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que : $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$.

VII.2.4 Détermination des sollicitations :

- **Poids de la superstructure :**

Du logiciel ETABS

❖ Charges permanentes : $G = 47462,38 \text{ [KN]}$

❖ Charges d'exploitation : $Q = 7956,02 \text{ [KN]}$

- **Combinaison de charges :**

➤ A l'ELU : $1,35G + 1,5Q = 1,35(47462,38) + 1,5(7956,02) = 76008,243 \text{ [KN]}$

➤ A l'ELS : $G + Q = 54027,51 + 7973,54 = 55418,4 \text{ [KN]}$

Donc :

ELU : $N_U = 76008,243 \text{ [KN]}$

ELS : $N_S = 55418,4 \text{ [KN]}$

VII.2.5 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{76008,243}{1,33 \times 250} = 228,596 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{55418,4}{250} = 221,673 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{\text{bat}} = 793,9925 \text{ [m}^2\text{]} \geq S_{\text{radier}} = \max(228,596; 221,673) \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{\text{bat}} = 793,9925 \text{ [m}^2\text{]} > S_{\text{radier}} = 228,596 \text{ [m}^2\text{]}$$

Donc, la surface du radier est égale à celle de la structure ($793,9925 \text{ m}^2$) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{débord} \geq \max\left(\left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm}\right)\right) = \max\left(\left(\frac{110}{2} ; 30\text{cm}\right)\right) = 55\text{cm}.$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{débord} = [(L_x + L_y) \times L_{déb}] \times 2$$

$$S_{débord} = (38,4 + 20,65) \times 2 \times 0,55 = 64,955 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord} = 793,9925 + 64,955 = 858,947 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{radier} = \mathbf{858,95[m^2]}$$

VII.2.6. Détermination des sollicitations à la base du radier

Poids propre du radier « G_{radier} »

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- . Poids propre de la dalle du radier « G_1 ».
- . Poids propre des nervures « G_2 ».
- . Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G_3 ».
- . Poids propre de la dalle flottante « G_4 ».

Tableau VII.4 : Détermination du poids propre du radier.

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [KN]
G₁	$[S_{\text{radier}} \times h_r] \times \rho_{\text{béton}}$	$858,95 \times 0,3 \times 25$	6442,125
G₂	$[b_n \times (h_n - h_r) \times L_{\text{nervures}}] \times \rho_{\text{béton}}$	$[0,5 \times (1,1 - 0,3) \times 478,2] \times 25$	4782
G₃	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(858,95 - 239,1) \times (1,1 - 0,3)] \times 17$	8429,96
G₄	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(858,95 - 239,1) \times 0,1] \times 25$	1549,625
G_{radier}	$\sum G_i = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	$6442,125 + 4782 + 8429,96 + 1549,625$	21203,71

❖ **Surcharges d'exploitation du radier**

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{radier}} = 5 \times 858,95 = 4294,75 \text{ KN.}$$

❖ **Charges et surcharges totales de la structure**

$$G_{\text{total}} = G_{\text{ss}} + G_{\text{radier}} = 47462,38 + 21203,71 = 68666,09 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{ss}} + Q_{\text{radier}} = 7956,02 + 4294,75 = 12250,77 \text{ KN}$$

❖ **Combinaisons d'actions**

$$\text{À l'ELU : } N_U = 1,35G_{\text{total}} + 1,5Q_{\text{total}} = 1,35 \times 68666,09 + 1,5 \times 12250,77 = 111075,37 \text{ KN.}$$

$$\text{À l'ELS : } N_S = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 68666,09 + 12250,77 = 80916,86 \text{ KN.}$$

VII.2.7 Vérifications

A) Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA}$$

Avec :

$$V_{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{76008,243 \times 1}{858,95} \times \frac{4,95}{2} = 219,012 \text{ KN.}$$

. $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_r = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$. Donc :

$$\tau_u = \frac{219,012 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,811 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

B) Poinçonnement (BAEL 99 / Art A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

. Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

. h : L'épaisseur totale des nervures ($h = 1,1\text{m}$).

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

❖ Sous poteau

$$U_c = 2[U+V] = 2[u+v+2h] = 2[0.50+0.50+2 \times 1,1] = 6,4 \text{ m}$$

❖ Sous voile

$$U_c = 2[U+V] = 2[u+v+2h] = 2[0.2+4.85+2 \times 1,1] = 14.5 \text{ m}$$

Donc :

❖ **Sous poteau**

$$N_u = 1960,19 \text{ KN} < 0.045 \times 6,4 \times 1,1 \times \frac{25000}{1.5} = 5280 \text{ KN. La condition est vérifiée.}$$

❖ **Sous voile**

$$N_u = 3552,24 \text{ KN} < 0.045 \times 14,5 \times 1,1 \times \frac{25000}{1.5} = 11962,5 \text{ KN. La condition est vérifiée.}$$

D) Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol.}}$$

Où :

$$\sigma_{(\min ; \max)} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

- . σ_{\min} et σ_{\max} : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.
- . N : Effort normal dû aux charges verticales.
- . S_{radier} : Surface totale du radier.
- . M : Moments sismiques à la base dans les deux sens X-X et Y-Y (Déduit d'ETABS).
- . V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Déduite d'AutoCAD).
- . I : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Déduit d'AutoCAD).

On a : $M = M_0 + T_0 h$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} M_0: \text{Moment sismique à la base de la structure} \end{array} \right.$

h : profondeur de l'infrastructure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

Calcul du centre de gravité du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 18,956m \\ Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10,1m \end{array} \right.$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{38,4 \times 20,65^3}{12} = 28177,1m^4 \\ I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{20,65 \times 38,4^3}{12} = 97438,92m^4 \end{array} \right.$$

▪ Calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 72481,374 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0x} = 3723,28 \text{ KN} \quad ;(\text{ ETABS}) \\ M_{0y} = 68785,875 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0y} = 3620,05 \text{ KN} \quad ;(\text{ ETABS}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h_n = 72481,374 + (3723,28 \times 1,1) = 76576,982 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h_n = 68785,875 + (3620,05 \times 1,1) = 72767,93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➡ Sens longitudinal (X-X):

$$\text{ELU : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{XX}} y_G = \frac{111075,37}{858,95} + \frac{76576,982}{28177,1} \times 10,1 = 156,76 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{XX}} y_G = \frac{111075,37}{858,95} - \frac{76576,982}{28177,1} \times 10,1 = 101,87 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 156,76 + 101,67}{4} = 142,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{80916,86}{858,95} + \frac{76576,982}{28177,1} \times 10,1 = 121,65 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{80916,86}{858,95} - \frac{76576,982}{28177,1} \times 10,1 = 66,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 121,65 + 66,75}{4} = 107,92 \text{ KN/m}^2$$

➔ Sens transversal (Y-Y):

$$\text{ELU : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{111075,37}{858,95} + \frac{26016,618}{97438,92} \times 18,956 = 134,37 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{111075,37}{858,95} - \frac{26016,618}{97438,92} \times 18,956 = 124,25 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 134,37 + 124,25}{4} = 131,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{80916,86}{858,95} + \frac{26016,618}{97438,92} \times 18,956 = 99,26 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{80916,86}{858,95} - \frac{26016,618}{97438,92} \times 18,956 = 89,14 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 99,26 + 89,14}{4} = 96,73 \text{ KN/m}^2$$

▪ Vérification de la condition de résistance :

➤ **Sens longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU : } \sigma_m = 142,98 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{ELS : } \sigma_m = 107,92 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

▪ **Sens transversal :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU : } \sigma_m = 131,84 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{ELS : } \sigma_m = 96,73 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

E) Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

- . P : Poids total à la base du radier ($P = 48414,04 \text{ KN}$).
- . F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1,5$).
- . γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).
- . h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,1 \text{ m}$).
- . S : Surface du radier ($S = 858,95 \text{ m}^2$).

Donc :

$$P = 48414,04 \text{ KN} > 1.5 \times 1,1 \times 858,95 \times 10 = 14172,675 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.3. Ferrailage du radier**VII.3.1. Ferrailage de la dalle du radier**

Le radier est calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ouvrage

Dimensions du panneau le plus sollicité

$$L_y = L_x - b_y = 4,95 - 0,55 = 4,4 \text{ m.}$$

. **D'où :** $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0,977 \leq 1$. Le panneau travaille dans les deux sens.

$$. l_x = L_x - b_n = 4,85 - 0,55 = 4,3 \text{ m.}$$

. Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$. \text{Sens } l_x \text{ (Petite portée) : } M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$. \text{Sens } l_y \text{ (Grande portée) : } M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Où :

. μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'**annexe E.3 du BAEL 99** en fonction du rapport $\alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

$$. \text{Pour } \frac{l_x}{l_y} = 0,977 : \mu_x = 0,0393 \text{ et } \mu_y = 0,934$$

. p : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU} : q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 142,98 - \frac{21203,71}{858,95} = 118,29 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS} : q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 107,92 - \frac{21203,71}{858,95} = 83,23 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Donc :

. **À l'ELU**

$$. M_{xu} = [\mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2] \cdot 1ml = [0.0393 \times 118,29 \times 4,3^2] \cdot 1ml = 85,95 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{yu} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1ml = [0.934 \times 85,95] \cdot 1ml = 80,27 \text{ KN.m.}$$

· **À l'ELS**

$$. M_{xs} = [\mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2] \cdot 1ml = [0.0393 \times 118,29 \times 4,4^2] \cdot 1ml = 90 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{ys} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1ml = [0.934 \times 90] \cdot 1ml = 84,06 \text{ KN.m.}$$

· **Correction des moments**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

· **À l'ELU**

· **En travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 85,95 = 73,05 \text{ KN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 80,27 = 68,22 \text{ KN.m.}$$

· **Aux appuis**

$$. M_{1x}^a = -0.5 \times 85,95 = -42,97 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2x}^a = -0.3 \times 85,95 = -25,78 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{1y}^a = -0.5 \times 80,27 = -40,135 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2y}^a = -0.3 \times 80,27 = -24,08 \text{ KN.m.}$$

· **À l'ELS**

· **En travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 90 = 76,5 \text{ KN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 84,06 = 71,451 \text{ KN.m.}$$

. Aux appuis

$$. M_1^a_x = -0.5 \times 90 = -45 \text{ KN.m.}$$

$$. M_2^a_x = -0.3 \times 90 = -27 \text{ KN.m.}$$

$$. M_1^a_y = -0.5 \times 84,06 = -42,03 \text{ KN.m.}$$

$$. M_2^a_y = -0.3 \times 84,06 = -25,218 \text{ KN.m.}$$

➤ Ferrailage :

❖ en travée :

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73,05}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,065 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,065 \longrightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{73,05 \times 10^2}{0,966 \times 28 \times 34,8} = 7,76 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **6HA14 = 9,23 [cm²]** avec un espacement **s_t = 20 [cm]**

❖ aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42,97}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,038 \longrightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,97 \times 10^2}{0,981 \times 28 \times 34,8} = 4,5 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 [cm²]** avec un espacement **s_t = 20 [cm]**

• Sens YY :

➤ Ferrailage :

• en travée :

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{68,22}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,061 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,061 \longrightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{68,22 \times 10^2}{0,968 \times 28 \times 34,8} = 7,23 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **6HA14 = 9,23 [cm²]** avec un espacement **s_t = 20 [cm]**

• **aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,135}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,041 \longrightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{40,135 \times 10^2}{0,982 \times 28 \times 34,8} = 4,19 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 [cm²]** avec un espacement **s_t = 20 [cm]**

• **Calcul des armatures**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Zone	Sens	M _u [KN.m]	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]		S _t [cm]
En travée	x-x	73,05	7,76	6HA 14	9.23	20
	y-y	68,22	7,23	6HA 14	9.23	20
Aux appuis	x-x	-42,97	4,5	6HA 12	6.78	20
	y-y	-40,135	4,19	6HA 12	6.78	20

VII.3.2. Vérifications à l'ELU

A) Condition de non-fragilité (BAEL 99 / Art B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

Avec : ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

· **Sens x-x**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.97}{2} \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{x.min} = 3.436 \text{ cm}^2.$$

$$A_{uax} = 6,78 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{min} = 3,436 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

$$A_{utx} = 9,23 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{min} = 3,436 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

· **Sens y-y**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \longrightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{ymin} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

$$A_{uty} = 9,23 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{min} = 2,4 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

$$A_{uay} = 6,78 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{min} = 2,4 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

B) Diamètre maximal des barres (BAEL 99 / Art A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$$\phi_{adopté} = 14 \text{ mm} < 30 \text{ mm. La condition est vérifiée.}$$

C) Espacements des barres (BAEL 99/Art A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

. **Direction (x-x) :** $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. **Direction (y-y) :** $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

VII.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

A) Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

B) Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Se ns	M _s [KN.m]	A [cm ²]	P	β ₁	K ₁	σ _{st} [MPA]	σ _{bc} [MPA]	σ̄ _{st} [MPA]	σ̄ _{bc} [MPA]	Obs.
En travée	x-x	73,05	16.08	1.05	0.858	20.21	189.09	9.35	201,63	15	C.V
	y-y	68,22	16.08	1.05	0.858	20.21	176.59	8.73			C.V
Aux appuis	x-x	-42,97	12.06	0.783	0.873	24.37	145.76	5.98			C.V
	y-y	-40,13	12.06	0.783	0.873	24.37	136.14	5.58			C.V

VII.3.4. Ferrailage du débord

le débord est assimilé a une console rectangulaire, soumise a une charge ascendante uniformément répartie. le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m

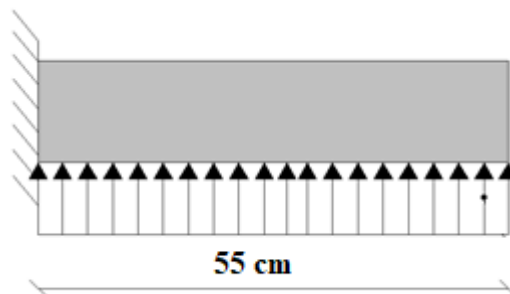


Figure VII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{118,291 \times 0.55^2}{2} = - 17,89 \text{ KN.m.}$$

$$q_u = 130,541 \text{ KN/m}^2$$

· Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{17,89.10^6}{1000 \times 280^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392.$$

À partir des abaques, $\mu = 0,016$: $\beta = 0,992$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{17,89.10^3}{0,992 \times 28.348} = 1,85 \text{ cm}^2.$$

Remarque

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.3.5. Ferrailage des nervures

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0,85 \leq 1$), donc,

les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- . Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- . Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.
- . Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » [en **page 174** une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q.l_m$$

$$q_t = q.l_t$$

Avec :

- . q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.
- . q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.
- . q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :

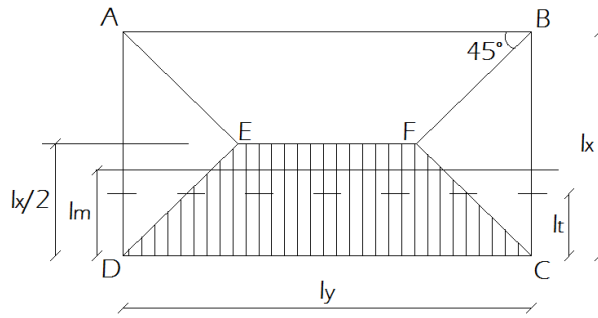


Figure VII.2 : Cas des charges trapézoïdales

· **Cas des charges trapézoïdales**

. **Moment fléchissant** : $l_m = l_x \cdot (0,5 - \rho_x^2 / 6)$.

. **Effort tranchant** : $l_t = l_x \cdot (0,5 - \rho_x / 4)$.

Cas des charges triangulaires

. **Moment fléchissant** : $l_m = 0,333 \cdot l_x$.

. **Effort tranchant** : $l_t = 0,25 \cdot l_x$.

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

Détermination des sollicitations

A) Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

B) Sens des petites portées (Charges triangulaires)

**Tableau VII.7) Détermination des charges uniformes
(simplifiées) dans le sens des grandes portées**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	chargement	L_m [m]	L_t [m]	q_u [KN/m ²]	q_s [KN/m ²]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]
AB	1	3,1	4,85	0,64	Trapézoïdale	1,34	1,23	118,29	83,23	158,38	296,41	111,44		145,90		102,65	
	2	3,1	3,6	0,86	Trapézoïdale	1,17	0,98	118,29	83,23	138,03		97,12	208,56	115,37	261,27	81,18	183,83
BC	1	3,65	4,85	0,75	Trapézoïdale	1,48	1,31	118,29	83,23	175,12		123,22		154,75		108,88	
	2	3,65	3,6	0,99	Trapézoïdale	1,23	0,94	118,29	83,23	145,88	321,00	102,64	225,86	110,88	265,62	78,01	186,89
CD	1	3,25	4,85	0,67	Trapézoïdale	1,38	1,26	118,29	83,23	163,45		115,00		149,06		104,88	
	2	3,25	3,6	0,90	Trapézoïdale	1,18	0,96	118,29	83,23	140,00	303,45	98,51	213,51	113,89	262,95	80,13	185,02
DE	1	3,35	4,85	0,69	Trapézoïdale	1,41	1,28	118,29	83,23	166,63		117,24		150,87		106,15	
	2	3,35	3,6	0,93	Trapézoïdale	1,19	0,95	118,29	83,23	140,94	307,57	99,17	216,41	112,35	263,22	79,05	185,20
EF	1	3,15	4,85	0,65	Trapézoïdale	1,35	1,24	118,29	83,23	160,11		112,66		147,01		103,44	
	2	3,15	3,6	0,88	Trapézoïdale	1,17	0,97	118,29	83,23	138,76	298,87	97,63	210,29	114,99	262,00	80,91	184,34

Tableau VII.8) Détermination des charges sens des grandes portées [suite]

Tableau VII.8) Détermination des charges sens des grandes portées [suite]										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	chargement	L_m [m]	L_t [m]	q_u [KN/m ²]	q_s [KN/m ²]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]
FG	1	4,95	4,85	0,98	Trapézoïdale	1,68	1,29	118,29	83,23	199,08	440,23	140,08	309,75	152,24	367,58	107,12	258,63
	2	4,95	3,6	0,73	Trapézoïdale	2,04	1,82	118,29	83,23	241,15		169,68		215,34		151,52	
GH	1	3,15	4,85	0,65	Trapézoïdale	1,35	1,24	118,29	83,23	160,11	298,87	112,66	210,29	147,01	262,00	103,44	184,34
	2	3,15	3,6	0,88	Trapézoïdale	1,17	0,97	118,29	83,23	138,76		97,63		114,99		80,91	
HI	1	3,35	4,85	0,69	Trapézoïdale	1,41	1,28	118,29	83,23	166,63	307,57	117,24	216,41	150,87	263,22	106,15	185,20
	2	3,35	3,6	0,93	Trapézoïdale	1,19	0,95	118,29	83,23	140,94		99,17		112,35		79,05	
IJ	1	3,25	4,85	0,67	Trapézoïdale	1,38	1,26	118,29	83,23	163,45	303,45	115,00	213,51	149,06	262,95	104,88	185,02
	2	3,25	3,6	0,90	Trapézoïdale	1,18	0,96	118,29	83,23	140,00		98,51		113,89		80,13	
JK	1	3,65	4,85	0,75	Trapézoïdale	1,48	1,31	118,29	83,23	175,12	321,00	123,22	225,86	154,75	265,62	108,88	186,89
	2	3,65	3,6	0,99	Trapézoïdale	1,23	0,94	118,29	83,23	145,88		102,64		110,88		78,01	
KL	1	3,1	4,85	0,64	Trapézoïdale	1,34	1,23	118,29	83,23	158,38	296,41	111,44	208,56	145,90	261,27	102,65	183,83
	2	3,1	3,6	0,86	Trapézoïdale	1,17	0,98	118,29	83,23	138,03		97,12		115,37		81,18	

Tableau VII.9) Détermination des charges uniformes
(simplifiées) dans le sens des petites portées

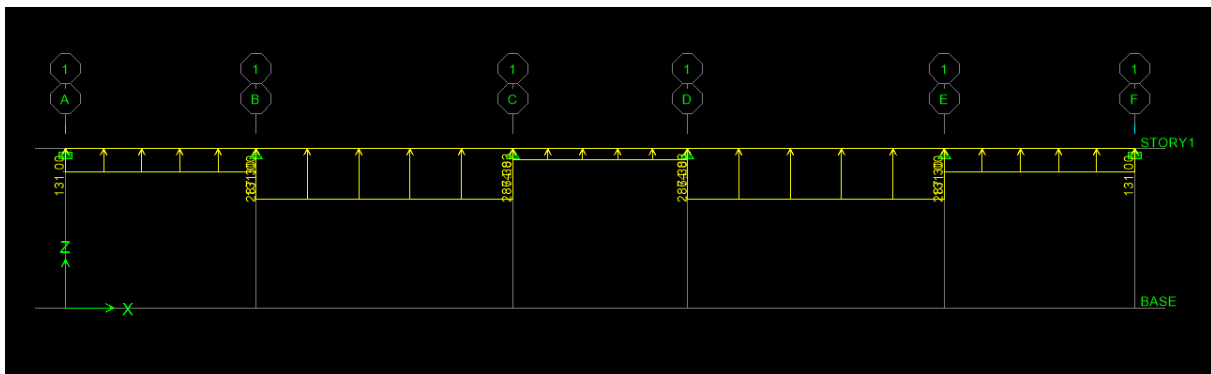
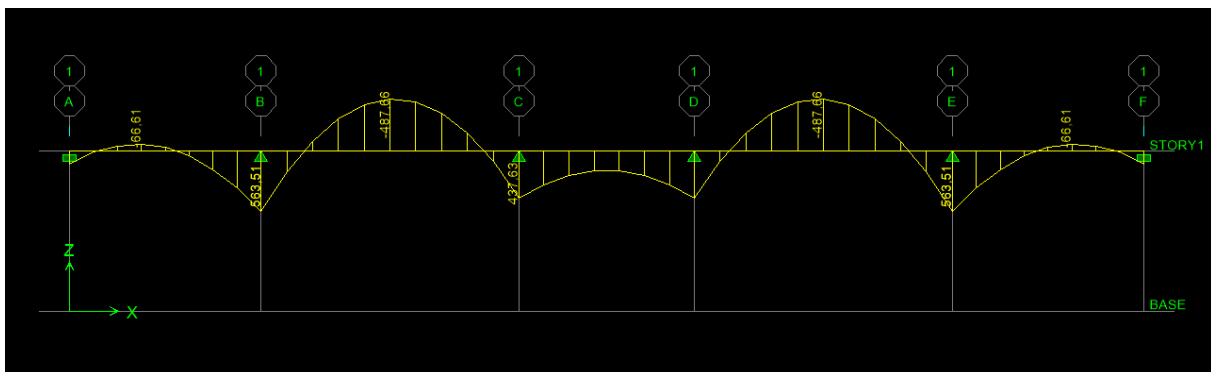
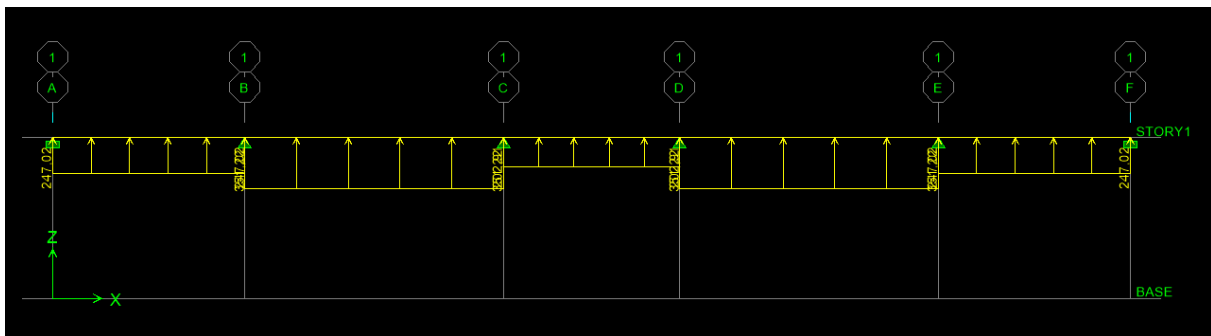
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	chargement	L_m [m]	L_t [m]	q_u [KN/m ²]	q_s [KN/m ²]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]
FG	1	4,95	3,6	1,38	Trapézoïdale	0,92	0,14	118,29	83,23	108,26	247,02	76,17	173,81	16,01	131	11,27	92,17
	2	3,15	3,6	0,88	Trapézoïdale	1,17	0,97	118,29	83,23	138,76		97,63		114,99		80,91	
GH	1	4,95	4,85	1,02	Trapézoïdale	1,62	1,19	118,29	83,23	191,11	351,22	134,47	247,12	140,29	287,30	98,71	202,15
	2	3,15	4,85	0,65	Trapézoïdale	1,35	1,24	118,29	83,23	160,11		112,66		147,01		103,44	
HI	1	4,95	3,3	1,50	Trapézoïdale	0,62	- 0,31	118,29	83,23	73,19	202,91	51,50	142,77	-36,60	64,83	-25,75	45,62
	2	3,15	3,3	0,95	Trapézoïdale	1,10	0,86	118,29	83,23	129,72		91,27		101,43		71,37	
IJ	1	4,95	4,85	1,02	Trapézoïdale	1,62	1,19	118,29	83,23	191,11	351,22	134,47	247,12	140,29	287,30	98,71	202,15
	2	3,15	4,85	0,65	Trapézoïdale	1,35	1,24	118,29	83,23	160,11		112,66		147,01		103,44	
JK	1	4,95	3,6	1,38	Trapézoïdale	0,92	0,14	118,29	83,23	108,26	247,02	76,17	97,63	16,01	131	11,27	92,17
	2	3,15	3,6	0,88	Trapézoïdale	1,17	0,97	118,29	83,23	138,76		97,63		114,99		80,91	

Remarque

Les charges q_{mu} , q_{tu} et q_{ms} agissant sur les nervures trouvées dans les tableaux ci-dessus sont celles engendrées par un seul panneau. Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (Du milieu), il faut multiplier ces charges (q_{mu} , q_{tu} et q_{ms}) par 2 (Car les panneaux ont les mêmes dimensions et le même chargement)

Calcul des efforts internes

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

Sens des petites portées (YY)

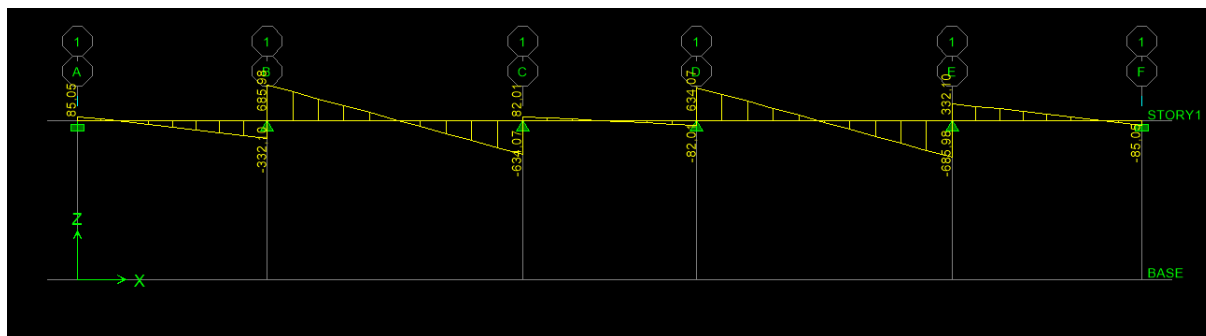
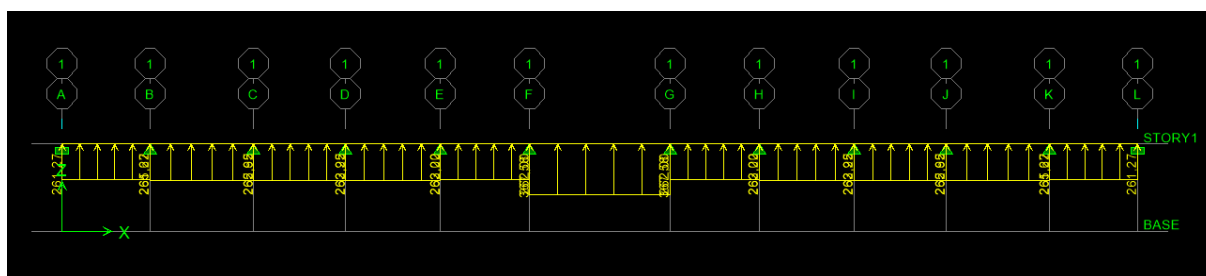
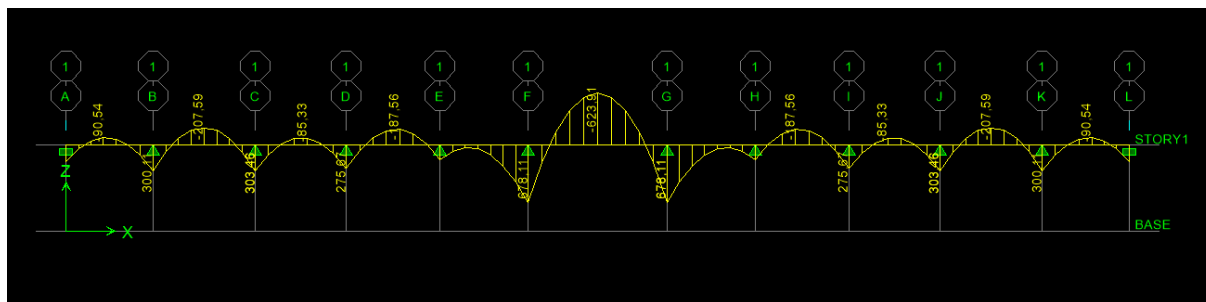
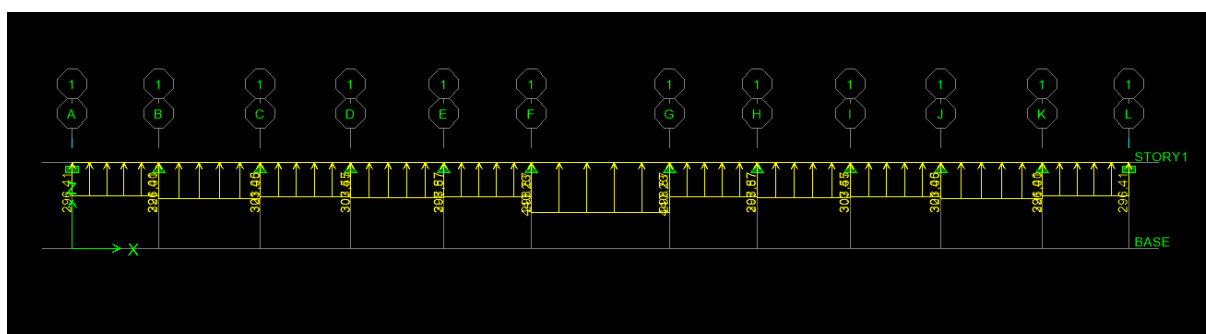


Figure VII.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées).

Sens des grandes portées (XX)



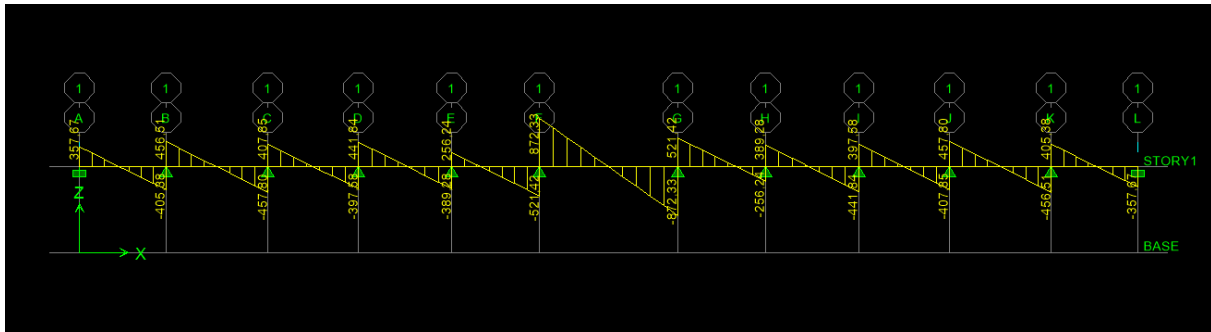


Figure VII.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).

- Sens des grandes portées

$$M_{t_{\max}} = 523,91 [\text{KN. m}]$$

$$M_{a_{\max}} = -678,11 [\text{KN. m}]$$

$$M_{ts_{\max}} = 432,77 [\text{KN. m}]$$

$$M_{as_{\max}} = -469,62 [\text{KN. m}]$$

$$T_{u_{\max}} = 872,33 [\text{KN}]$$

- Sens des petites portées

$$M_{t_{\max}} = 487,66 [\text{KN. m}]$$

$$M_{a_{\max}} = -563,51 [\text{KN. m}]$$

$$M_{ts_{\max}} = 337,81 [\text{KN. m}]$$

$$M_{as_{\max}} = -389,10 [\text{KN. m}]$$

$$T_{u_{\max}} = 634,07 [\text{KN}]$$

VII.4 Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 [\text{cm}], h = 110 [\text{cm}], d = 105 [\text{cm}], f_{bc} = 14,2 [\text{MPa}], \sigma_{st} = 348 [\text{MPa}]$$

❖ Exemple de calcul : sens des grandes portées

$$M_{t_{\max}} = 623,91 [\text{KN. m}] \quad ; \quad M_{a_{\max}} = -678,11 [\text{KN. m}]$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{678,11 \times 10^6}{550 \times 1050^2 \times 14,2} = 0,078 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,078 \longrightarrow \beta = 0,959$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{678,11 \times 10^6}{0,959 \times 1050 \times 348 \times 100} = 19,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : **5HA20+5HA16=25,75 [cm²]**

• **Aux travées :**

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{623,91 \times 10^6}{550 \times 1050^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 \text{ SSA.}$$

$$\mu_u = 0,072 \longrightarrow \beta = 0,963$$

$$A_a = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{623,91 \times 10^6}{0,963 \times 1050 \times 348 \times 100} = 17,73 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : **10HA20=31,41 [cm²]**

Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10) Ferrailage des nervures à L'ELU.

		M [KN.m]	μ	β	$A_{cal}[\text{cm}^2]$	choix	$A_{adop}[\text{cm}^2]$
Sens des grandes Portées	Appui	678,11	0,078	0,959	19,35	5HA16+5HA20	25,75
	Travée	623,91	0,072	0,963	17,73	5HA20+5HA20	31,41
Sens des petites portées	Appui	563,51	0,065	0,966	15,96	5HA16+5HA20	25,75
	Travée	487,66	0,056	0,971	13,74	5HA16+5HA16	20,10

VII.4.1. Vérification à l'ELU :**VII.4.1.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 550 \times 1050 \times 2,1}{400 \times 100} = 6,97 [cm^2]$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 19,35 [cm^2] > A_{min} = 6,97 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 17,73 [cm^2] > A_{min} = 6,97 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 15,96 [cm^2] > A_{min} = 6,97 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 13,74 [cm^2] > A_{min} = 6,97 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 872,33 [KN]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 [MPa]\right) = \min(2,5 [MPa]; 4 [MPa]) = 2,5 [MPa]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{872,33 \times 10^3}{550 \times 1050} = 1,51 [MPa] \leq \bar{\tau} = 2,5 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 [mm]$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 10 [mm]$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 10 [mm]$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \left\{\frac{110}{4}; 12 \times 2\right\} = 24 [cm] \longrightarrow \text{Soit } S_t = 10 [cm]$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{110}{4} = 20 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ [cm]}$$

c) Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_t^{\min} = 3,3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 2 cadres Ø10 et 1 épingle Ø8

$$A_t = 4HA10 + 2HA8 = 4,14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

VII.4.1.2. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 99 / Art A.5.1 ,22)

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (94,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \text{ max adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t^{\max} = 40 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$$

VII.4.1.3. Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 2003 en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 110 = 220 \text{ cm.}$$

VII.4.1.4. Armatures de peau (BAEL 99 / Art A.8.3)

« Des armatures dénommées ‘armatures de peau’ sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ». **D'où :**

$$A_{\text{peau}} = 3HA 12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

VII.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

Sens des petites portées (yy)

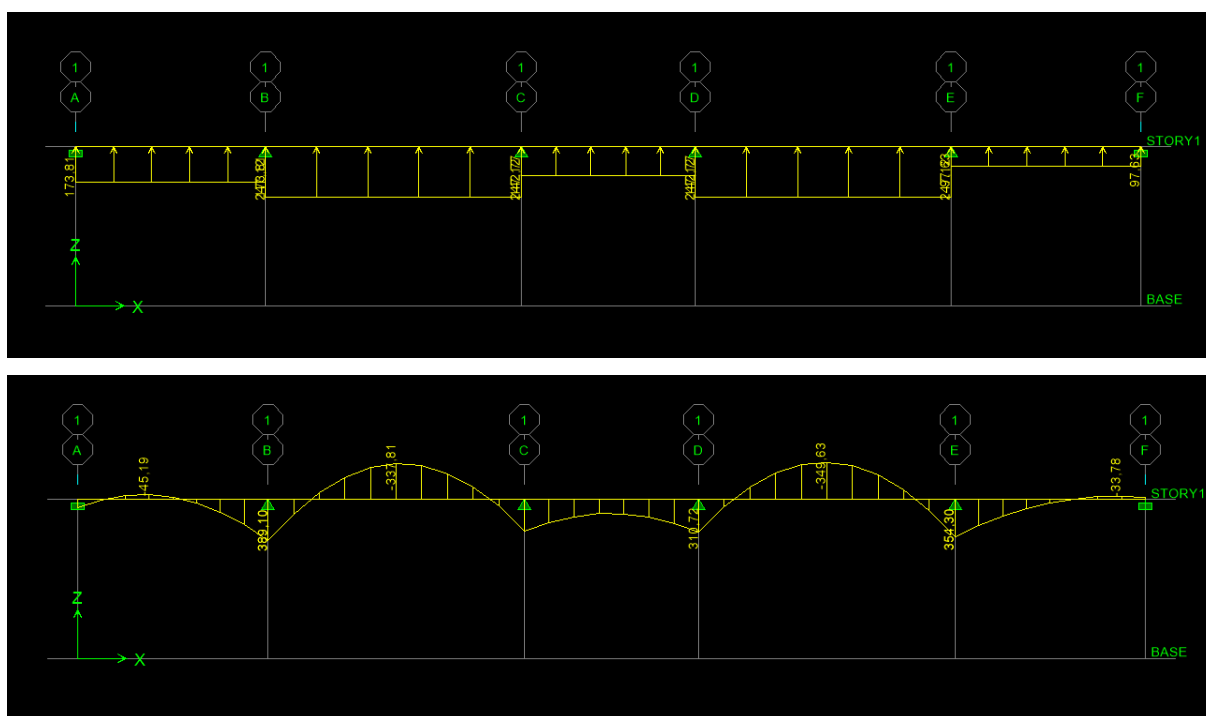


Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées).

Sens des grandes portées (XX)

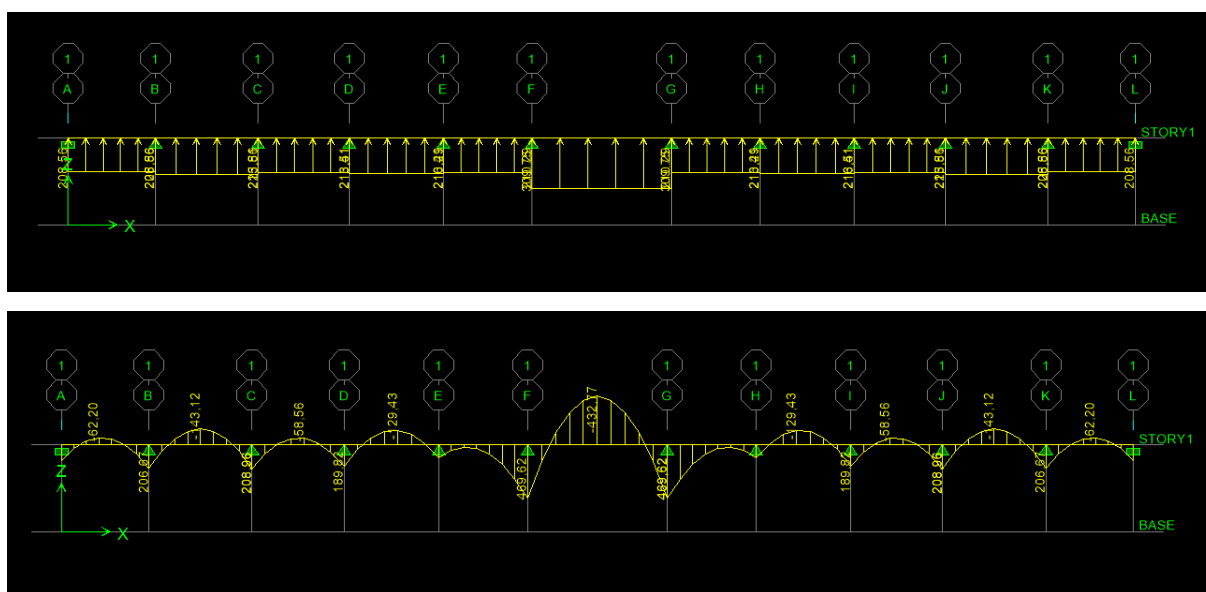


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des grandes portées).

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

A) Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

B) Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11) Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures

Sens	Zone	M_s KN.m	A cm ²	ρ	β_1	K_1	σ_{st} MPA	σ_{bc} MP A	$\bar{\sigma}_{st}$ MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA	Obs.
Petites portées	En travée	337,81	20,10	0,348	0.908	39,35	176,27	4.47	201,63	15	C.V
	Aux appuis	-389,10	25,75	0,445	0,898	34,02	160,25	4.71			C.V
Grand es portées	En travée	432,77	31,41	0.543	0.890	30.45	147,43	4,84			C.V
	Aux appuis	-469,52	25,75	0.445	0,898	34,02	193,37	5,684			C.V

Remarque : les contraintes de tractions dans les armatures aux appuis et aux travées pour les nervures (les deux sens) ne sont pas vérifiées, afin de satisfaire la condition citée dans l'article A.4.5.2/BAEL91, il y a lieu d'augmenter les sections d'armatures adoptées.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Nous nous sommes attardées, après une étude d'un système en portiques seul, à rechercher la meilleure position des voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes.

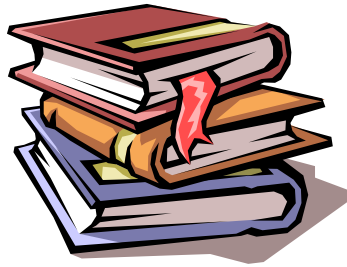
Avec ce choix de système de contreventement toutes les vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements.

Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, et effectuer en suite les vérifications à l'ELS.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais il doit aussi tenir compte du côté de la pratique.

Le résultat de cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et ferrailage que nous avons réalisés qui feront l'objet d'approbation par le CTC avant leur exécution sur chantier.

BIBLIOGRAPHIE



 *Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).*

 *Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).*


 *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*

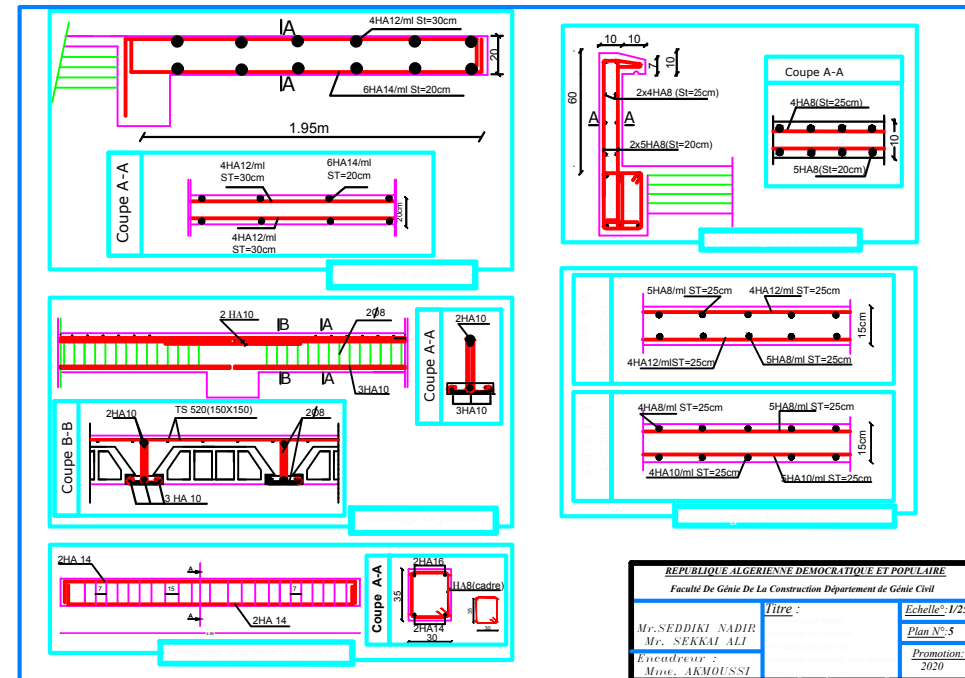
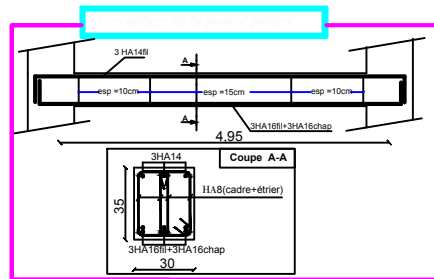
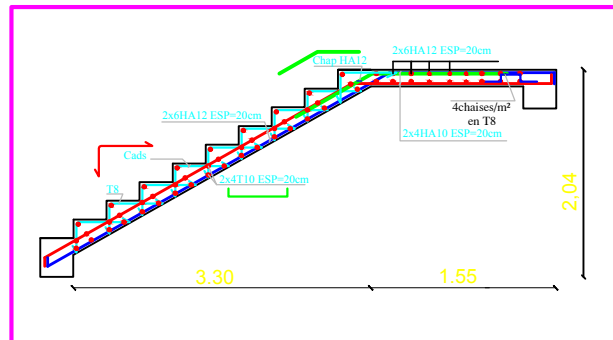
 *Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).*

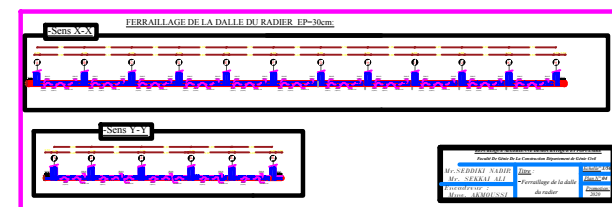
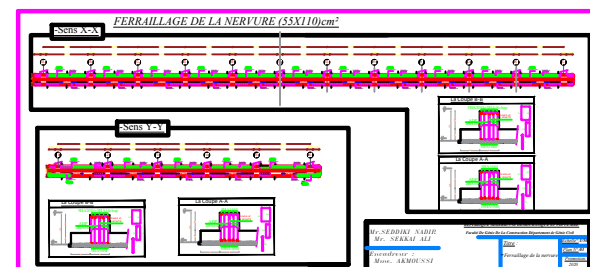
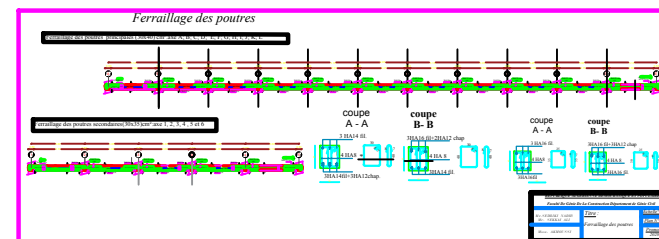
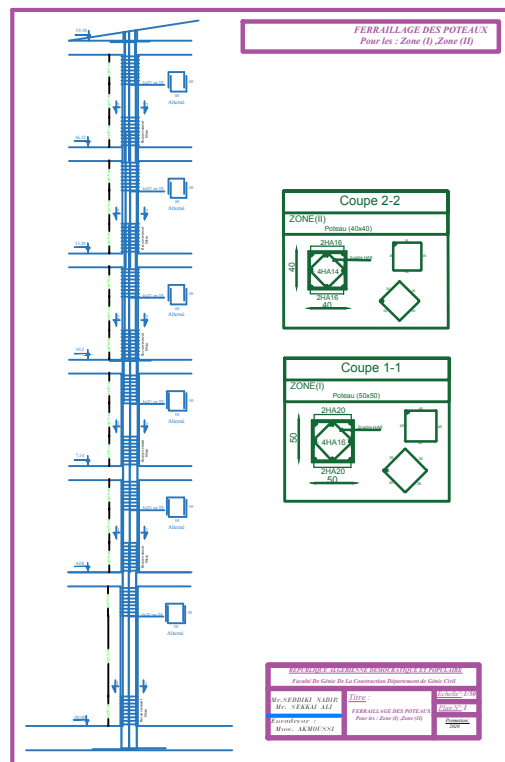
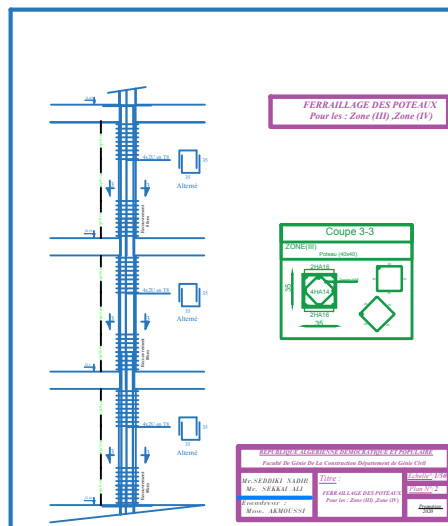
 *Formulaire de béton armé (Tomes 1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).*

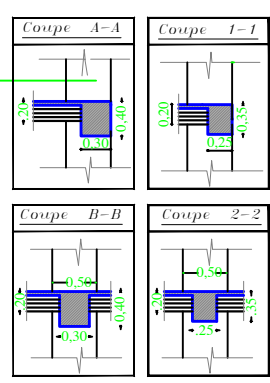
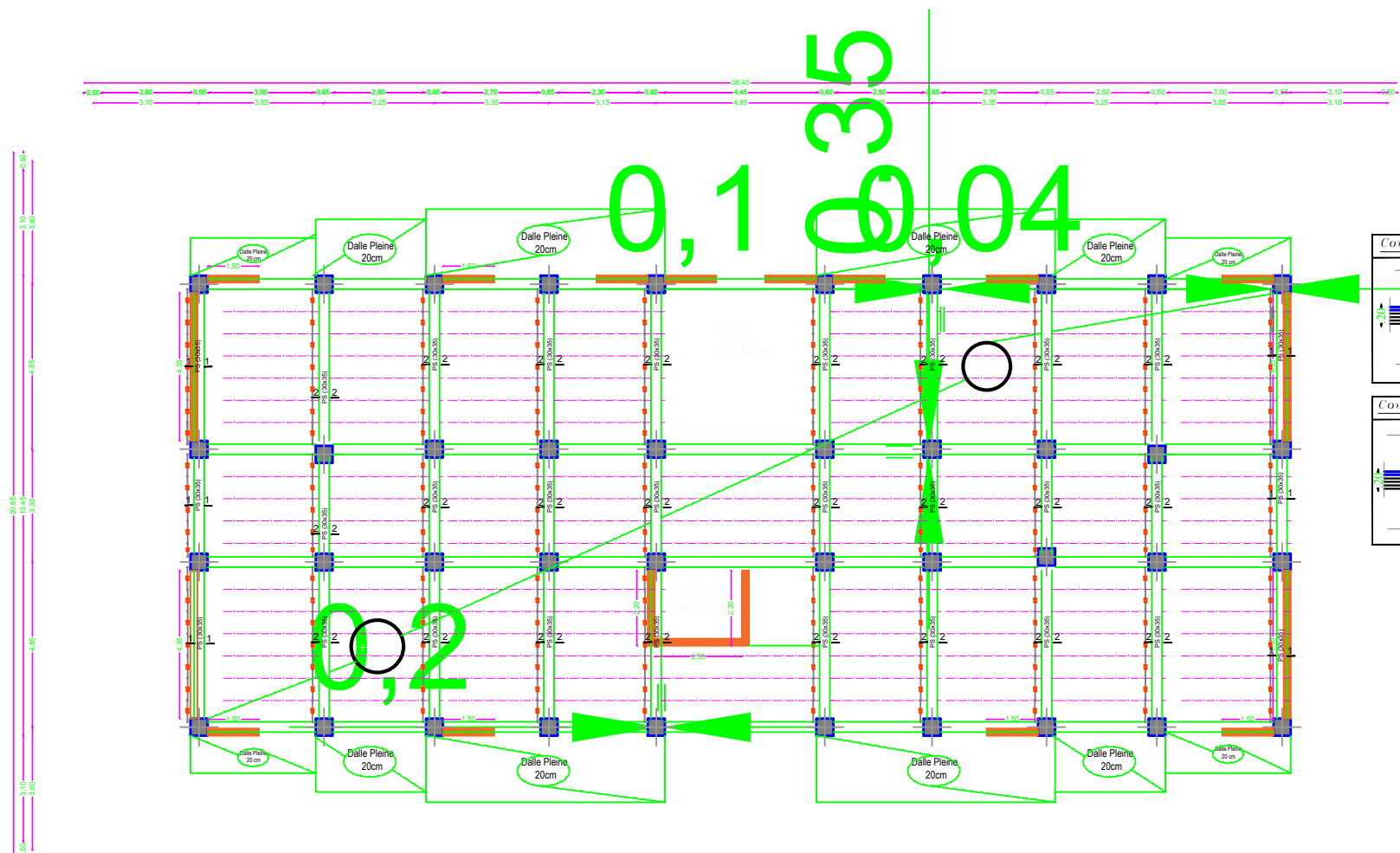
 *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).*

 *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*

 *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.*





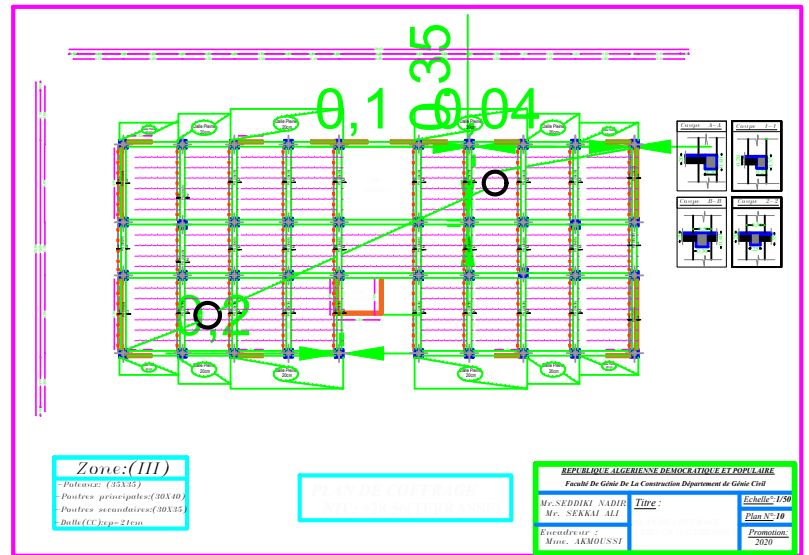
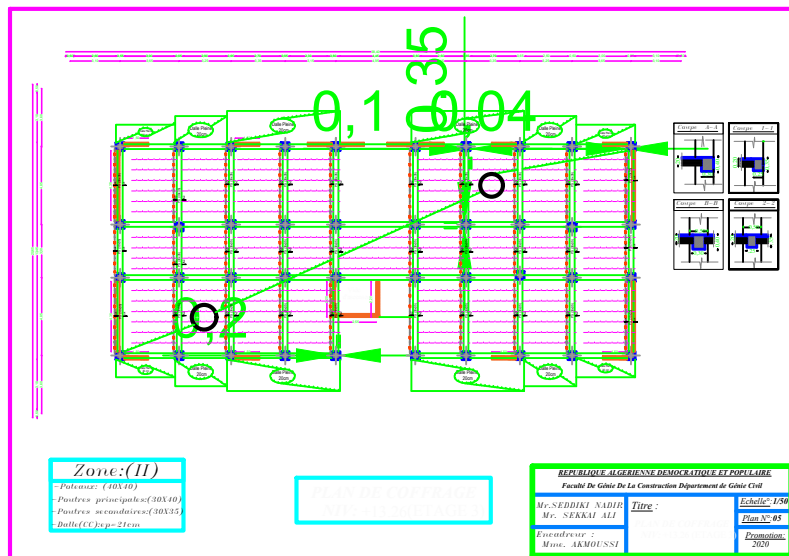
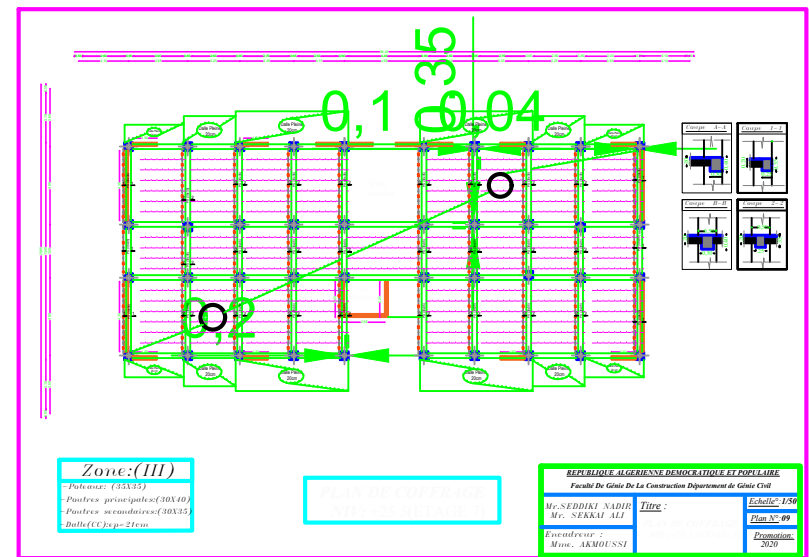
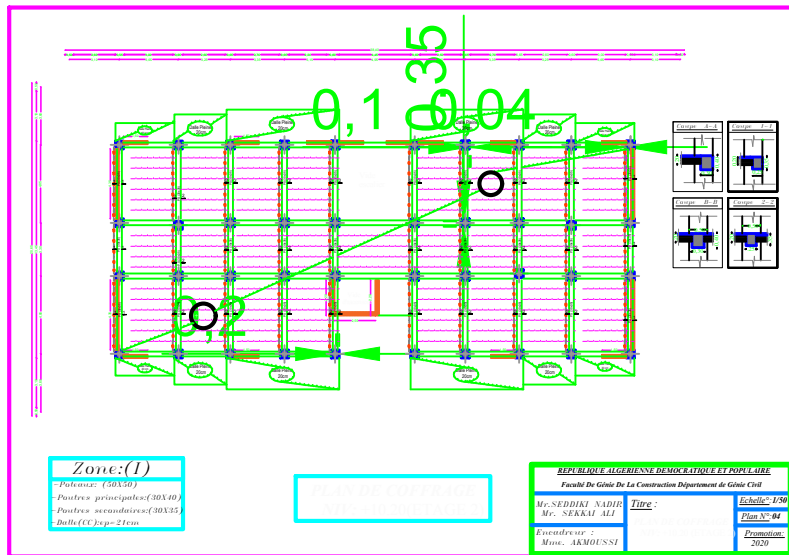


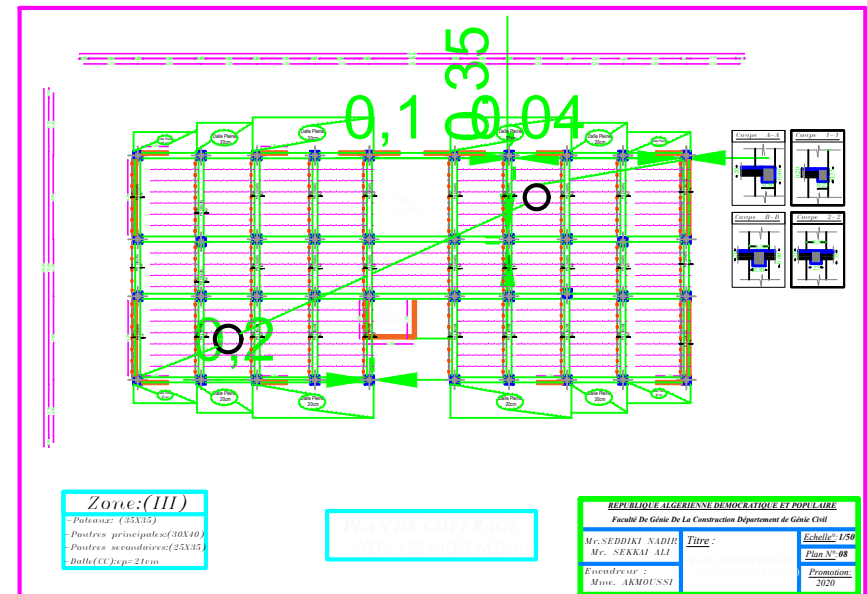
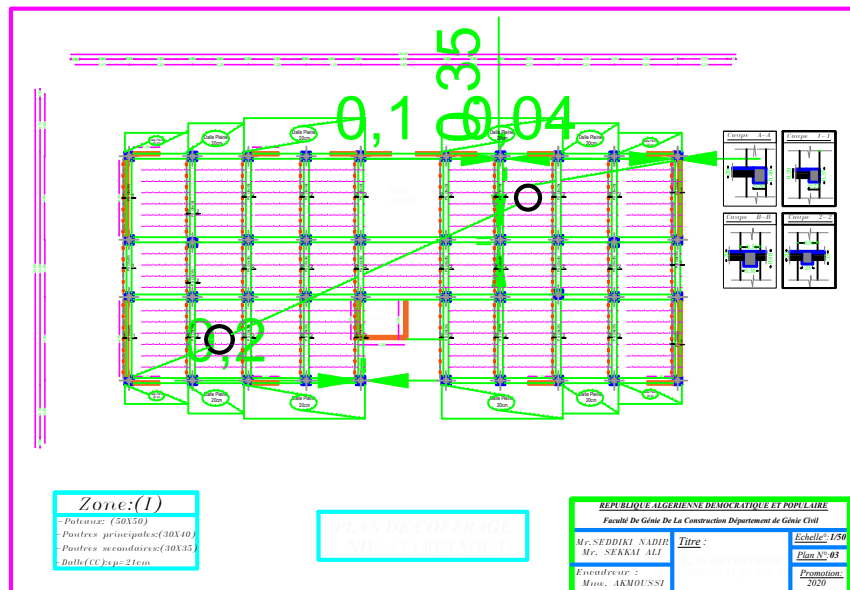
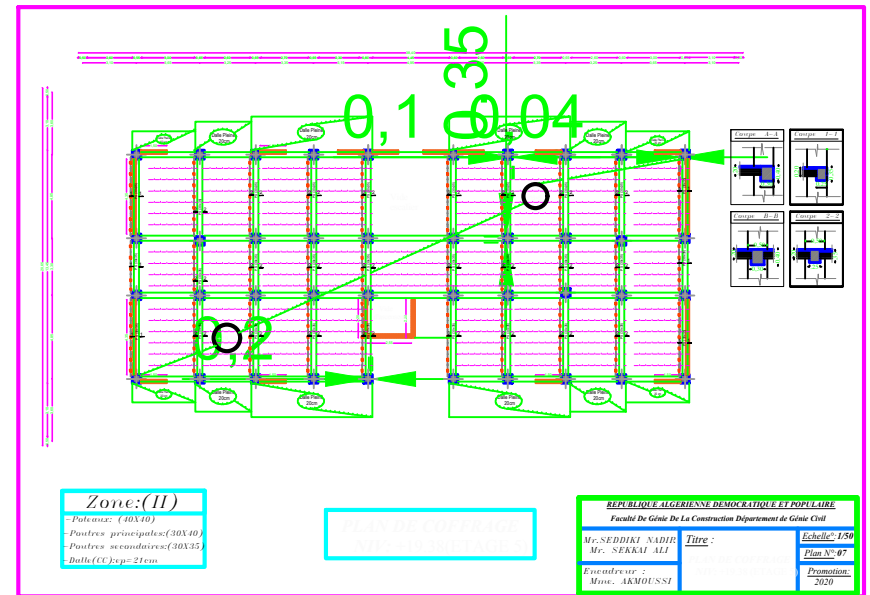
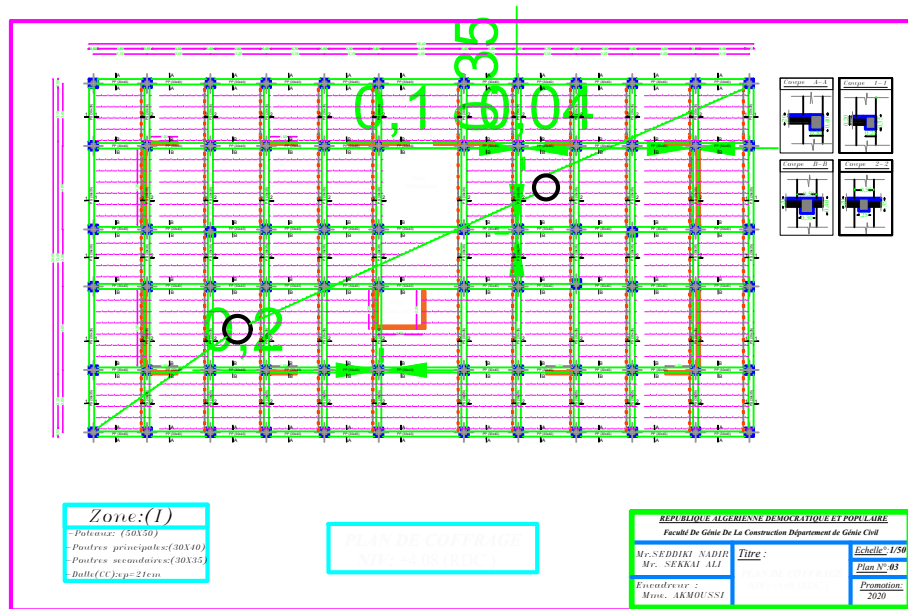
Zone:(II)

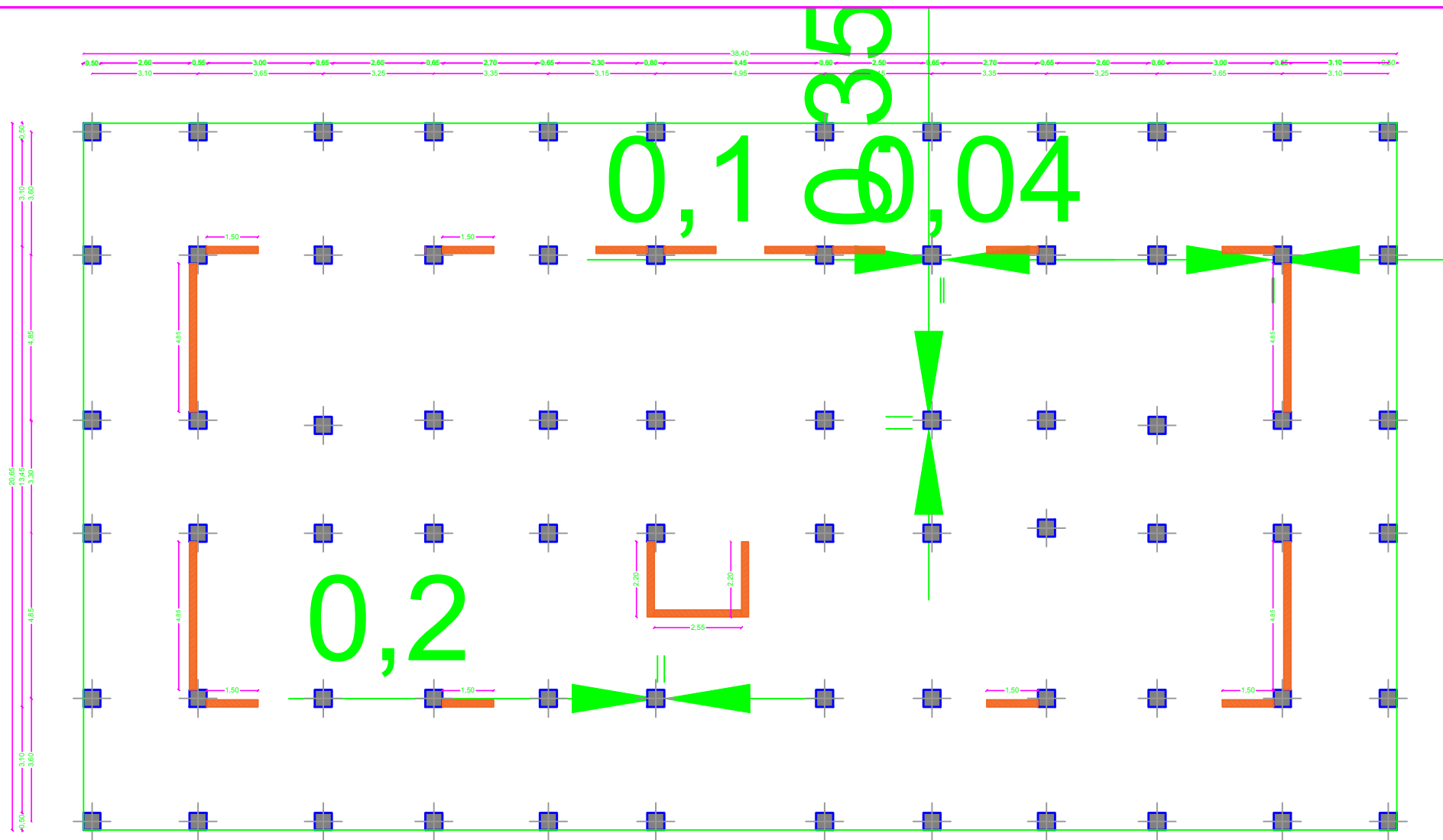
- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC):ep=21cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +16.32(ETAGE 4)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Mr.SEDDIKI NADIR Mr. SEKKAI ALI	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV: +16.32(ETAGE 4)	Echelle°:1/50 Plan N°:06
Encadreur : Mme. AKMOUSSI		Promotion: 2020







LA DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mr. SEDDIKI NADIR
Mr. SEKKAI ALI

Titre :

Echelle°: 1/50

Plan N°: 02

Encadreur :
Mme. AKMOUSSI

Promotion:
2020

