

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



N°Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme

de MASTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

**Étude d'un bâtiment R+7 à usage multiple en
zone sismique IIa**

Réalisé par :

- Bouloudnine wiam

- lattaifi ilham

Soutenu devant le jury :

M. Brahimi Abdelkader.

M. Tioua Tahar.

M. Rabhi Moustafa.

Mme Abada Rofia

Président

Examineur

Promoteur

Promoteur

Année universitaire : 2021/2022

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents : « qui représentent ma source d'affectation de courage et d'inspiration et qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce but ».

A mes frères : YOUNES , WASSIM .

Mon amie : HALA .

A toute ma famille, grande et petite.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

«ILHAM»

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chers parents : « qui représentent ma source d'affectation de courage et d'inspiration et qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce but».

A mes frères : Raid, Moayed

Et mes sœurs : Soundous, Assala

A toute ma famille Bouloudnine, et la famille de ma mère Latreche.

A toute la promotion 2022, et à tous mes amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

« WIAM »

Remerciements:

Nous remercions Dieu le Tout-Puissant qui nous a permis de mener à bien ce travail académique par l'inspiration et la détermination.

Tout d'abord, nous voudrions exprimer nos sincères remerciements et notre reconnaissance à nos deux encadreurs MOUSTEFA RABEHI et ROFIA ABADA pour leur encadrement et tous les conseils et les précieuses informations qu'ils nous ont offerts, ce qui a contribué à faire avancer et à enrichir le sujet de notre étude.

Nous adressons également nos sincères remerciements à tous les membres du jury, sans oublier de remercier tous nos enseignants universitaires de l'institut de génie civil et hydraulique de l'université Abdelhafid Boussouf Mila, pour toutes les connaissances que nous avons acquises grâce à eux.

Nous vous disons merci beaucoup pour vos efforts.

LISTE DES SYMBOLES

Symboles

Notations

A' A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
A	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
c	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte ultime du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δ_f	Fleche totale.
Δ_{fadm}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures duradier.
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.
M₀	Moment isostatique.
N	Effort normal.

N	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
S_{ra}	Surface du radier.
d	
S_t	Espacement des armatures.
T₁, T₂	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier..
σ_{adm}	Contrainte admissible.
T	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_t	Coefficient qui dépend du système de contreventement.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.
F_s	Coefficient de sécurité = 1.5.
S_{ba}	Surface totale du bâtiment.
t	
S_t	Espacement des armatures.
Z	Bras de levier
f	La flèche.
h_N	Hauteur mesurées en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.
H	Coefficient de la fissuration.
M_{bu}	Moment ultime réduite.
L_r	Longueur de recouvrement.
l_f	Longueur de flambement.
V	Effort tranchant
D	Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée
N_s	Effort normale de service
N_u	Effort normale ultime
M	Moment de calcul de service
M_s	
M_u	Moment de calcul ultime
E	Action accidentelle

q_u	La charge répartie ultime
q_s	La charge répartie service
G	La charge permanente
PP	Poutre principale
PS	Poutre secondaire

CV : Condition vérifiée

CNV : Condition non vérifiée

SOMMAIRE

LISTE DES SYMBOLES	
Introduction Générale :.....	1
Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des Matériaux	
I.1 Introduction :.....	3
I.2 Présentation de l'ouvrage :.....	3
I.2.1 Dimensions en plan :	3
I.2.2 Dimensions en élévation :	3
I.3 Caractéristique du site d'assise :	7
I.4 Les éléments de l'ouvrage :	7
I.4.1 Planchers :	7
I.4.2 Maçonnerie :	8
I.4.3 Revêtement :	8
I.4.4 Terrasse:	8
I.4.5 Escalier :	9
I.4.6 Ascenseur:	9
I.4.7 Ossature :	9
I.4.8 Isolation :	9
I.4.9 Acrotère :	9
I.4.10 Balcon :	9
I.5 Caractéristiques des matériaux:	10
I.5.1 Béton :	10
I.5.1.1 Définition :	10
I.5.1.2 Composition du béton :	10
I.5.1.3 Résistance caractéristique du béton :	11
I.5.2 L'acier :	14
I.5.2.1 Définition :	14
I.5.2.2 Résistance caractéristiques de l'acier :	15
I.5.2.3 Contrainte limite de l'acier :	15
I.6 Etats limites:.....	17
I.7 Actions et sollicitations :	18
I.7.1 Actions :	18

I.7.2 Sollicitations :	18
I.8 Conclusion.....	19
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1Introduction:	22
II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :	22
II.2.1 les planchers :	22
II .2.1.1Plancher à corps creux :	22
II.2.2. Les dalles pleines.....	25
II.2.2.1. Balcons :	25
II.2.2 Pré dimensionnement les escaliers :	26
II.2.3 Pré dimensionnent L'acrotère :	27
II .3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :	28
II.3.1 Pré dimensionnement les voiles :	28
II.3.2 Pré dimensionnement les poteaux :	29
II.3.3 Pré dimensionnement des poutres :	30
II.3.3.1 Poutres principales :	30
II.3.3.2 Poutre secondaires :	31
II. 4 Évaluation des charges et surcharges :	31
II.4.1 Les planchers :	31
II.4.2 Balcon :	33
II.4.3 Cloison extérieures:	34
II.4.4.Escalier :	34
II.4.5 Acrotère :	35
II.5 Descente de charges :	35
II.5.1 Loi de dégression : (DTR B.C.2.2)	35
II.5.2 Vérification de la section de poteau	39
II.6 Conclusion	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III .1 introduction :	42
III .2 Acrotère:	42
III.2.1 Evaluation des charges :	43

III.3 les escaliers :	46
III.3.1 définition des éléments d'un escalier :	46
III.3.2 schéma statique :	47
III.3.3 charge et surcharge :	47
III.3.4 combinaison des charges :	48
III.3.5 calcul des sollicitations :	48
III.3.6 Ferrailage :	51
III.3.7 Vérification à ELS :	53
III.3.8 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.A.5.1, 1)	54
III.3.9 Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)	54
III.3.10 Etude de la poutre palière :	58
III.3.11 Evaluation des charges.....	59
III.3.12 Ferrailage :	60
III.4 Calcul des balcons :	64
III.4.1 Sollicitations 1 :	65
III.4.1 Sollicitations 2 :	70
III.4.2 Ferrailage :	72
III.5 L'ascenseur :	75
III.5.1 Redimensionnement :	75
III.5.2 Détermination des charges et surcharges :	76
III.5.3 Combinaison des charges :	76
III.5.4 Calcul des efforts :	76
III.5.5 Ferrailage de la dalle :	70
III.5.6 vérification :	78
III.6.Plancher :	80
III.6.1 définition :	80
III.6.2 Plancher à corps creux :	81
III.6.3 Etude des poutrelles :	81
III.6.4 Calcul des planchers (poutrelles):	81
III.6.4.1 Méthode forfaitaire :	81
III.6.4.2 Méthode Caquot:	85

III.6.4.3 Ferrailage :	85
III.6.4.4 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :	87
III.6.4.5 Evaluation des charges :	88
III.6.4.6 Combinaisons d'action :	89
III.6.4.7 Détermination des sollicitations des planchées :	89
III.6.4.8 Ferrailage des poutrelles (terrasse) :	95
III.6.4.9 Ferrailage des poutrelles :	107
III.7 Etude de la table de compression.....	115
III.8 Conclusion	115

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.1 Introduction.....	117
IV.1 Étude dynamique :	117
IV.2. Objectif de l'Étude dynamique.....	117
IV.3 Choix de la méthode de calcul.....	118
IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale.....	122
IV.4. Étape de calcul par la méthode statique équivalent.....	122
IV.4.1. Modélisation.	122
IV.4.2. Calcul de la force sismique totale.....	126
IV.4.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	129
IV.4.4. Distribution horizontale des forces sismique	130
IV.4.5. Justification de la sécurité.....	132

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V. Etude des éléments structuraux	138
V.1. Ferrailage des portiques	138
V.1.1. Les poutres.....	139
V.1.1.1. Ferrailage des poutres	140
V.1.2. Les poteaux	147
V.1.2.1. Ferrailage des poteaux	149
V.2 Les voiles	156
V.2.1 Introduction	156
V.2.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérale	157

V.2.3 Rôle de contreventement	157
V.2.4 Avantages des voiles	158
V.2.5 Combinaisons des actions	158
V.2.6 Recommandations du RPA99.....	158
V.2.7 Règles communes	159
V.2.8 Disposition des voiles.....	160
V.2.9 Ferrailage des voiles	160
V.2.9.1 Armatures verticales	161
V.3 Conclusion	167
Chapitre VI : Études de l'infrastructure	
VI.I Introduction :.....	169
VI.II. Choix et type de fondations :.....	169
VI.3. Dimensionnement et calcul des semelles :.....	170
VI.3.1. semelles isolées :	170
VI.3.2. Semelles Filantes :.....	172
VI.3.3. Calcul de la hauteur de la semelle :.....	174
VI.3.4.Calcul de Ferrailage :.....	174
VI.3.5.Poutre de redressement :.....	176
VI.3.6. Etude de longrine :	178
Conclusion générale.....	182
BIBLIOGRAPHIE	184
Annexes.....	186

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I. 1 : composantes de béton	10
Tableau I. 2 : f_e en fonction du type d'acier.....	15
Tableau I. 3 : Caractéristique mécanique de Béton et l'Acier.....	20

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

Tableau II. 1 : Section des poteaux préalables	29
Tableau II. 2 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.....	32
Tableau II. 3 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.....	33
Tableau II. 4 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation de dalle de balcon.....	33
Tableau II. 5 : les charges permanentes et d'exploitations d'une cloison.....	34
Tableau II. 6: Charge permanente et d'exploitation de la pailleasse	34
Tableau II. 7 : Charges permanentes et d'exploitation d'un palier	34
Tableau II. 8 : charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.	35
Tableau II. 9 : Les différentes sections de poteau	37
Tableau II. 10: La descente de charge de poteau	37
Tableau II. 11: Résultats des vérifications au flambement	40

CHAPITRE III : CALCUL LES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

Tableau III. 1 : calcul de la combinaison des charges.....	48
Tableau III. 2 : La valeur du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU	49
Tableau III. 3 : La valeur du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS	50
Tableau III. 4: calcules des sollicitations du escalier	50
Tableau III. 5 : Armatures longitudinale à l'ELU.....	52
Tableau III. 6 : Armatures longitudinale.....	53
Tableau III. 7 : Armatures de répartitions.....	53
Tableau III. 8: Vérification des contraintes à l'ELS.	54
Tableau III. 9 : vérification de la flèche.....	55
Tableau III. 10 : Les moments et l'effort tranchant	60
Tableau III. 11: Ferrailage dans les deux sens.....	73
Tableau III. 12 : Vérification à L'ELS de la dalle pleine type 2.....	74
Tableau III. 13 : tableau récapitulatif des résultants de ferrailage	77
Tableau III. 14: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	79
Tableau III. 15 : Les charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	89
Tableau III. 16: Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 1(Plancher Terrasse).....	92
Tableau III. 17 : Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 2(Plancher Terrasse).....	93
Tableau III. 18: Ferrailage de la poutrelle type 1.....	96

Tableau III. 19: Ferrailage de la poutrelle type 1.....	97
Tableau III. 20 : Vérification des contraintes à l'ELS	100
Tableau III. 21: Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 1(Plancher étage).	102
Tableau III. 22: Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 2 (Plancher étage).	103
Tableau III. 23 : Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 3 (Plancher étage).	105
Tableau III. 24: Ferrailage de la poutrelle type 2.....	108
Tableau III. 25: Ferrailage de la poutrelle type 2.....	109
Tableau III. 26: Vérification des contraintes à l'ELS	112

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q	119
Tableau IV. 2: Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2014). Source Auteurs	124
Tableau IV. 3 : Valeurs des pénalités P_q	128
Tableau IV. 4: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.	129
Tableau IV. 5 : Vérification de la résultante des forces sismique.	130
Tableau IV. 6 : Centre de masse et centre de torsion.	131
Tableau IV. 7: vérification de L'excentricité dans chaque niveau.....	132
Tableau IV. 8 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme.	132
Tableau IV. 9: Déplacements relatifs.	133
Tableau IV. 10: L'effet $P-\Delta$ dans les sens longitudinal.	134
Tableau IV. 11: L'effet $P-\Delta$ dans les sens transversal.	134
Tableau IV. 12: Les moments stabilisant et renversement selon le sens x-x.	135
Tableau IV. 13: Les moments stabilisant et renversement selon le sens y-y.	136

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Tableau V.1 : Les différentes combinaisons.	138
Tableau V.2 : Sollicitations de la poutre principale.	140
Tableau V.3: Ferrailage des poutres principales	142
Tableau V.4 : Sollicitations Des poutres Secondaires.....	144
Tableau V.5: Ferrailage des poutres Secandaires	145
Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres secondaires.....	145
Tableau V.7 : Sollicitations des poteaux.	149
Tableau V.8 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	150
Tableau V.9 : Tableaux récapitulatifs des résultats pour le ferrailage longitudinal des poteaux.	154
Tableau v.10 : Calcul du ferrailage transversal pour les poteaux	155
Tableau v.11 : Tableau récapulatif pour la Vérification de cisaillement.	155
Tableau V.12 : Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC à 7 ^{ème} étage).....	162

Tableau V.13 : Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC à 7 ^{ème} étage).....	165
---	-----

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI. 1 : Charge due sur la semelle.	173
Tableau VI. 2: Résultats du moment maximal.....	176
Tableau VI. 3: Calcul de Ferrailage	176

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I. 1 : Vue en plan du réez de chaussée.	4
Figure I. 2: Vue en plan de l'étage courant	5
Figure I. 3: Vue en plan de terrasse.....	6
Figure I. 4: Plancher corps creux	7
Figure I. 5: dalle pleine	8
Figure I. 6: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	11
Figure I. 7: Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.....	13
Figure I. 8 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	14
Figure I. 9: Diagramme contraintes déformation de l'acier.	16

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

Figure II. 1 : Plancher à corps creux.	22
Figure II. 2 : dimensions de la section en T.	24
Figure II. 3: Schéma d'escalier	26
Figure II. 4 : Coupe de l'acrotère.	27
Figure II. 5 : Coupe de voile en élévation	29
Figure II. 6: coupe plancher terrasse.	32
Figure II. 7: coupe plancher étages courant + RDC.....	33

CHAPITRE III : CALCUL LES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

Figure III.1 : schéma réel et statique de l'acrotère:.....	42
Figure III. 2 : Schéma de ferrailage d'un acrotère.	46
Figure III. 3 : les diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS.....	51
Figure III. 4: Schéma de ferrailage d'escalier	57
Figure III. 5: Diagrammes des Moments fléchissant et de l'effort tranchant de la palière.	59
Figure III. 6 : Ferrailage de poutre palière.	64
Figure III. 7 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.	65
Figure III. 8 : Schéma de ferrailage du balcon Type 1.....	69
Figure III. 9: Section théorique pour le ferrailage du balcon.	70
Figure III. 10: Schéma de ferrailage du balcon.	75
Figure III. 11 : vue en plan de la dalle machine.	75
Figure III. 12 : disposition constructive des armatures de l'ascenseur	80
Figure III. 13: Schéma d'une poutrelle.	81
Figure III. 14: Evaluation des efforts tranchants.....	84
Figure III. 15 : Evaluation des moments et efforts tranchants type 01(plancher terrasse).....	93

Figure III. 16: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02(plancher terrasse).....	95
Figure III. 17: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	95
Figure III. 18: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01(plancher étage)	103
Figure III. 19: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02(plancher étage)	105
Figure III. 20: Evaluation des moments et efforts tranchants type 03(plancher étage)	107
Figure III. 20: Evaluation des moments et efforts tranchants type 03(plancher étage)	107
Figure III. 21: Ferrailage de poutrelle.	114
Figure III. 22: Ferrailage de la table de compression.....	115

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure IV. 1: Décrochements en plan limites autorisé par le RPA/2003.	120
Figure IV. 2: Interface de la structure sur Robot 2014.....	123
Figure IV. 3: Système de contreventement.	123
Figure IV. 4: 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).	125
Figure IV. 5: 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).	125
Figure IV. 6: 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).	126
Figure IV. 7: Distribution de l'effort tranchant au niveau de l'étage k.....	131
Figure IV. 8: Représentation des forces pour le calcul du moment de renversement et le moment stabilisant.....	135

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Figure V.1 : Ferrailage de la poutre principale	146
Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire	147
Figure V.3 : Ferrailage des poteaux.	156
Figure V.4 Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	157
Figure V.5: Disposition des voiles	160
Figure V .6 : Ferrailage du voile	167

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI. 1 : Types des fondations.	170
Figure VI. 2 : Schéma de ferrailage de Semelle isolé.....	171
Figure VI. 2 : Schéma de ferrailage de Semelle filante.....	175
Figure VI. 4: Schéma de ferrailage de poutre de redressement.	178
Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de longrine.	180

Résumé:

Ce projet est une étude technique pour la réalisation d'un bâtiment à usages multiples composé d'un rez-de-chaussée + 7 étages dans la Wilayat de Mila, qui est classé dans la zone sismique (**II a**) selon le système parasismique version 2003 algérien.

Les dimensions et l'armement de tous les éléments de résistance du bâtiment ont été déterminés en appliquant les normes et lois en vigueur en Algérie (BAEL91, RPA99, version 2003 modifiée99).

Le bâtiment a également été modélisé à l'aide du programme d'application d'éléments finis ROBOT2014, tandis que le processus de dessin a été réalisé par AUTOCAD2008.

Enfin, nous avons étudié l'infrastructure du bâtiment en calculant les fondations.

Abstract:

This project is a technical study for the realization of a multipurpose building consisting of a ground floor + 7 floors in the Wilayat of Mila, which is classified in the seismic zone (II a) according to the Para seismic system version 2003 Algerian.

The dimensions and armament of all the elements of resistance of the building were determined by applying the standards and laws in force in Algeria (BAEL91, RPA99, version 2003 modifiede99).

The building was also modeled using the finite element application program ROBOT2014, while the drawing process was carried out by AUTOCAD2008.

Finally, we studied the infrastructure of the building by calculating the foundations.

الملخص:

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية متعددة الاستعمالات تتألف من طابق أرضي + 7 طوابق بولاية ميله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (II a) حسب نظام مقاومة الزلازل نسخة 2003 الجزائري.

تم تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبنائة بتطبيق المعايير و القوانين المعمول بها في

الجزائر (BAEL91, RPA99,version 2003 modifiee99)

كما قمنا بنمذجة البناية باستعمال البرنامج التطبيقي للعناصر المنتهية ROBOT2014 في حين تمت

عملية الرسم بطريقة الرسم التقني AUTOCAD2008

و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبنائة و ذلك بحساب الأساسات.

Introduction

Introduction Générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, les ingénieurs civils se sont ceux qui s'occupent de la conception, de la réalisation de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société.

On peut les regrouper en deux catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale et les bâtiments qui s'approprient à abriter des vies humaines, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (II a), comportant un Rez-de-chaussée plus 7 étages (R+7), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Il a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

- **Le Premier chapitre**: consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- **Le troisième chapitre** : calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.
- **Le quatrième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- **Le cinquième chapitre** : calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2014.
- **Sixième chapitre** : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

Enfin, nous avons conclu notre étude par une conclusion générale qui concrétise les différents résultats que nous avons pu atteindre.

*Chapitre I : Présentation du projet et
caractéristiques des Matériaux*

I.1 Introduction :

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre travail de fin d'étude vas'intéresser à l'étude d'un bâtiment (R+7) (Rez-de-chaussée plus sept étages) à usage multiple ; le RDC est à usage commercial et les autres étages sont à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté à la wilaya de **MILA**, classée comme une région de moyenne sismicité (**ZONEIIa**) selon le règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003**.

I.2.1 Dimensions en plan :

- Largeur totale en plan16,75m.
- Longueur totale en plan29,90m.

I.2.2 Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment (avec l'acrotère)..... $H= 25,08$ m
- Hauteur d'étage $h=3,06$ m.
- Hauteur de l' RDC..... $h= 3,06$ m.

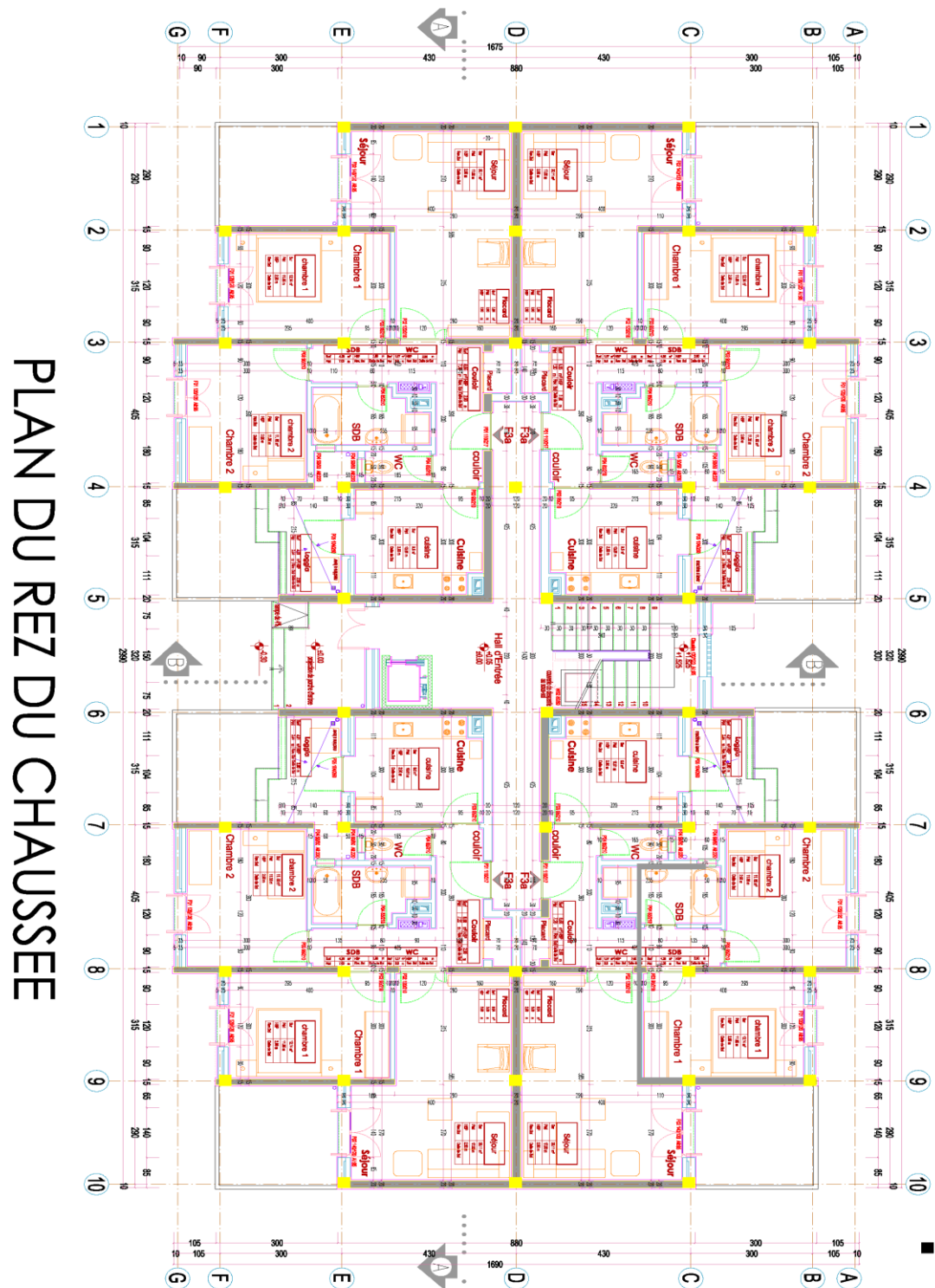


Figure I. 1 : Vue en plan du réez de chaussée.

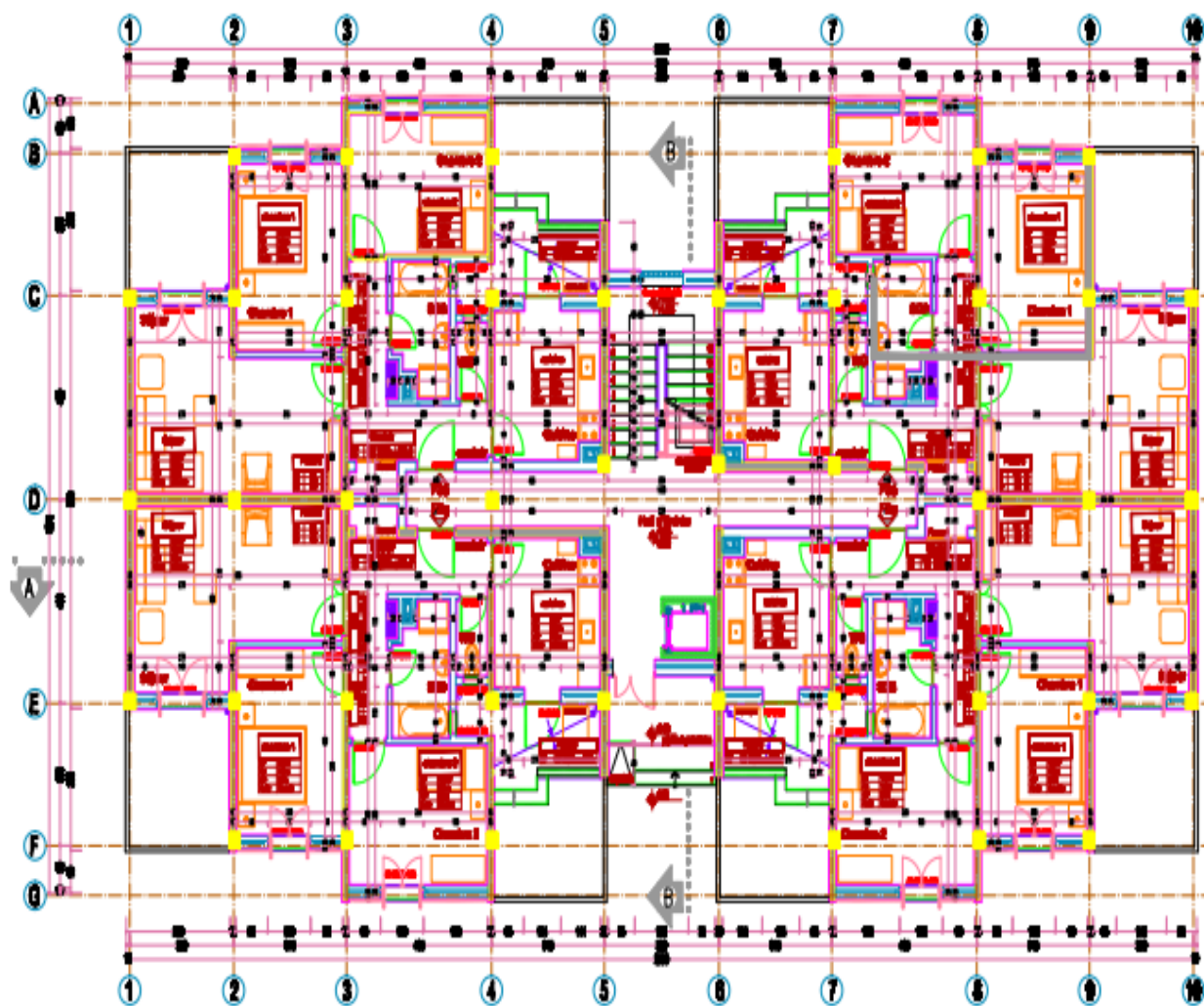


Figure I. 2: Vue en plan de l'étage courant

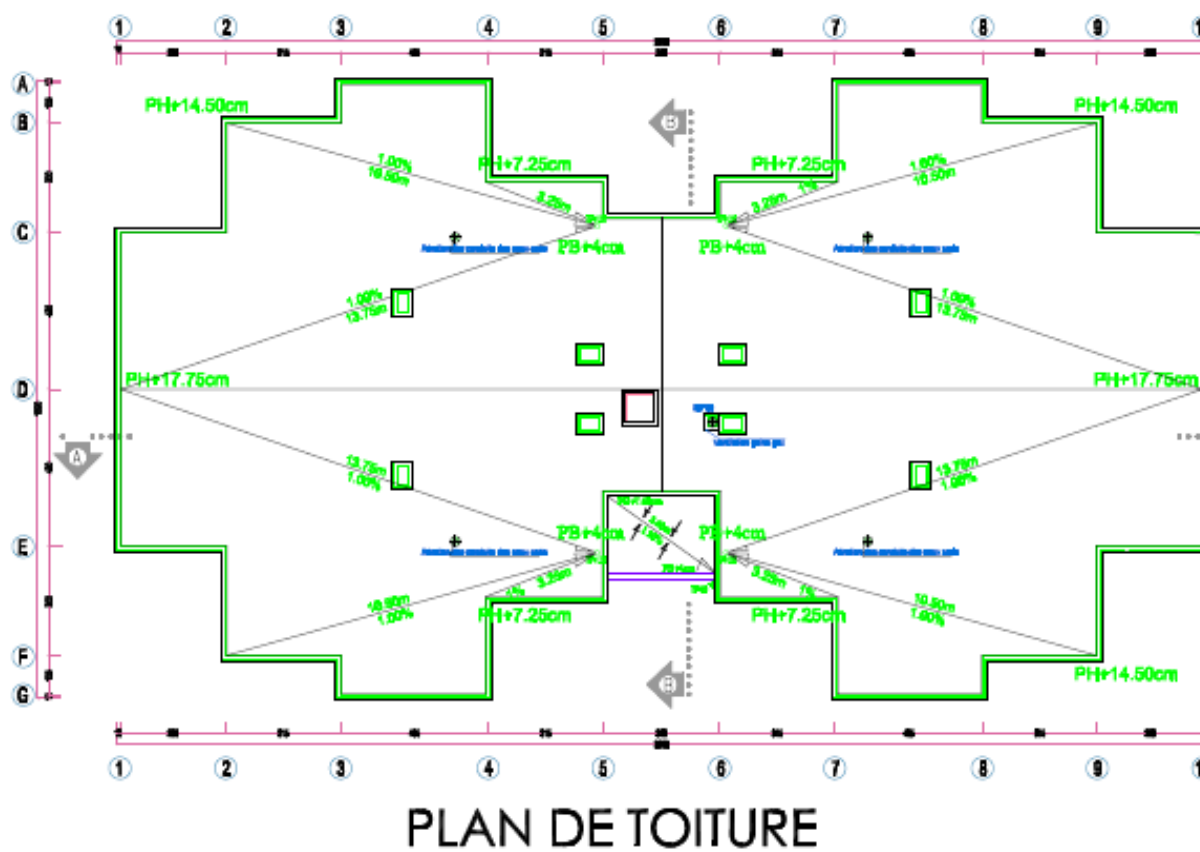


Figure I. 3: Vue en plan de terrasse

I.3 Caractéristique du site d'assise :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme Une zone de sismicité moyenne (zone II).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (Site 3)
- Contrainte admissible du $\bar{\sigma}_{sol}$ =1.5 bars.

I.4 Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1 Planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et reprendre les différentes charges et surcharges, dans Notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

- **Plancher corps creux** :(16+4cm) pour le RDC et les étages courant.

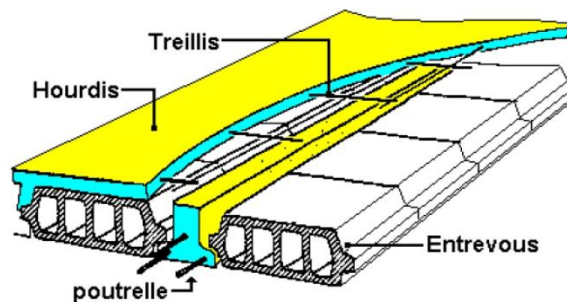


Figure I. 4: Plancher corps creux

- **Dalle pleine** : pour les balcons.

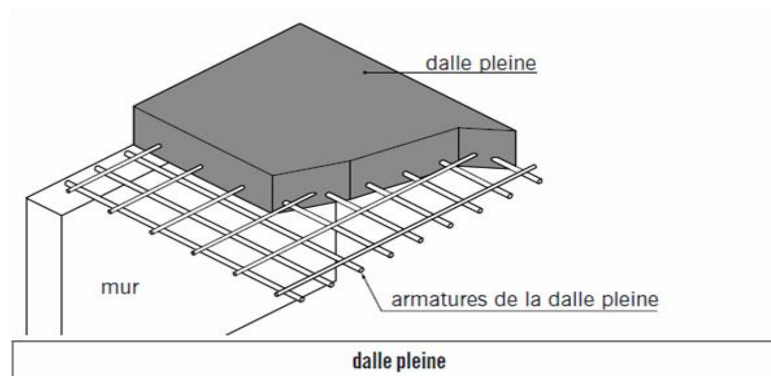


Figure I. 5: dalle pleine

I.4.2 Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- a. **Murs extérieurs:** sont réalisés en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) , L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- b. **Murs intérieurs (cloisons de répartition) :** ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3 Revêtement :

Est constitué de

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.4 Terrasse:

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.4.5 Escalier :

Ce sont des éléments non structuraux qui permettent le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers de repos.

- Escalier à deux volées avec un seul palier utilisé pour l'accès du RDC vers 1^{er} étage.
- Escalier à trois volées avec deux paliers utilisés pour l'accès du SS vers RDC.

I.4.6 Ascenseur:

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

1.4.7 Ossature :

C'est une ossature auto-stable réalisée en système de portique (poteaux-poutres).

I.4.8 Isolation :

- L'isolation acoustique : est assurée par le vide de corps creux et la masse du Plancher ; par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.
- L'isolation thermique : est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.4.9 Acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), elle a un rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

I.4.10 Balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

I.5 Caractéristiques des matériaux:

I.5.1 Béton :

I.5.1.1 Définition :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton armé utilise dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures comme les règles B.A.E.L.91 et R.P.A 99.

I.5.1.2 Composition du béton :

Un béton courant un mètre cube, est composé de:

350 Kg de ciment
(CPA 325).

✓ 400l Sable
($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800l de:

✓ Gravillons
($5 < D_g < 15\text{mm}$).

✓ Gravier
($15 < D_g < 25\text{mm}$).

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500Kg /m³.

Composantes	Graviers 15/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	7sacs	175L
Poids (kg)	1200	600	350	175

Tableau I. 1 : composantes de béton

I.5.1.3 Résistance caractéristique du béton :

a) Résistance à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »).

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,8 \cdot 3j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,9 \cdot 5j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

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

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

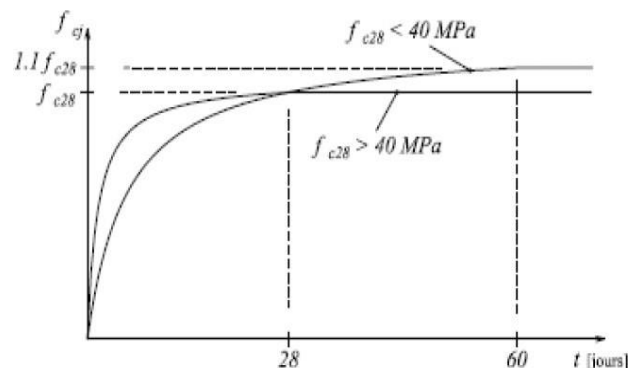


Figure I. 6: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b) Résistance à la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale

étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents:

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} est plus faible

que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définie par la

relation :

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

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si} \quad f_{c28} >$$

60MPa. Pour notre cas: $f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow$

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

c) Module de déformation longitudinale du béton :

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton de j jours est égal:

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} ; E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} .$$

- **Module de déformation longitudinale différé :**

Le module de déformation longitudinal différée du béton (" E_{vj} " à "j" jours) qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule: $E_{vj} = (1/3) E_{ij}$

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

d) Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension par longitudinale.

Dans Δl le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

$$\nu = \frac{(\Delta d / d)}{(\Delta L / L)}$$

Avec :

Δd : Déformation relative

transversale. ΔL : Déformation

relative longitudinale. D'après le

C.B.A.93, il est pris égale à :

$\nu = 0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré)..

e) Contraintes limites du béton :

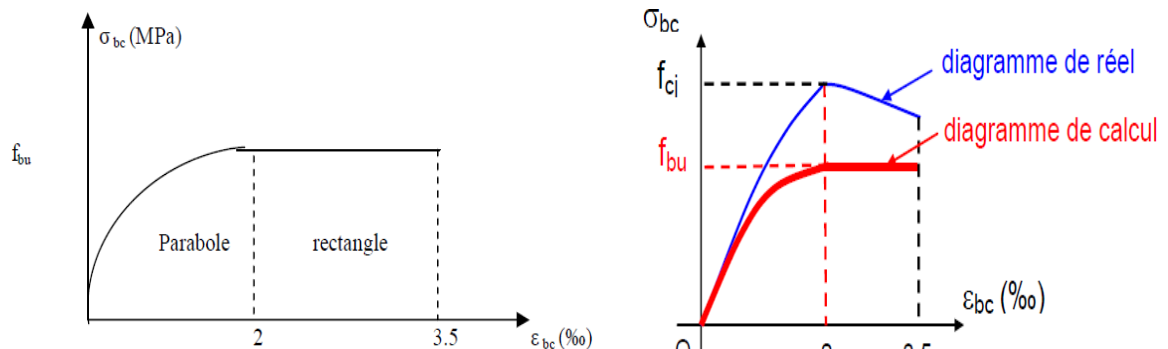
En limitant les contraintes à (résistance de compression ultime), et en tenant

Compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a:

Etat limite ultime(ELU) :

• Contrainte ultime de compression :

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle » Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'actions ponton retient les plus



défavorables.

Figure I. 7: Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU

f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression Pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq$

$3,5‰$ ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_b : Coefficients de sécurité : ($\gamma_b = 1,5$ cas général).

($\gamma_b = 1,15$ cas accidentel).

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

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions est $>24h$.

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

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0,85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 h.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

- **Contrainte limite de cisaillement:**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

- V_u : Effort tranchant.
- b, d : Dimensions de pièce.
 - On vérifie par là c'est condition:

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{si fissuration peu préjudiciables.}$$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,50 \quad \text{si fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Etat limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

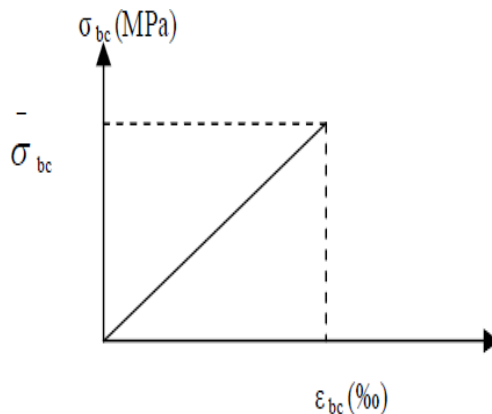


Figure I. 8 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à: $\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.5.2 L'acier :

I.5.2.1 Définition :

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone

en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).
L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène .On distingue deux types d'aciers :

Nuance donc pour 0.15à 0.25% de carbone.

- Nuance mi-dure et dure pour 0.25à0.40% de carbone.
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

I.5.2.2 Résistance caractéristiques de l'acier :

- **Limite d'élasticité garantie f_e :**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau I. 2 : f_e en fonction du type d'acier

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400.

I.5.2.3 Contrainte limite de l'acier :

- **à Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte de l'acier est donnée par: $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (MPa)

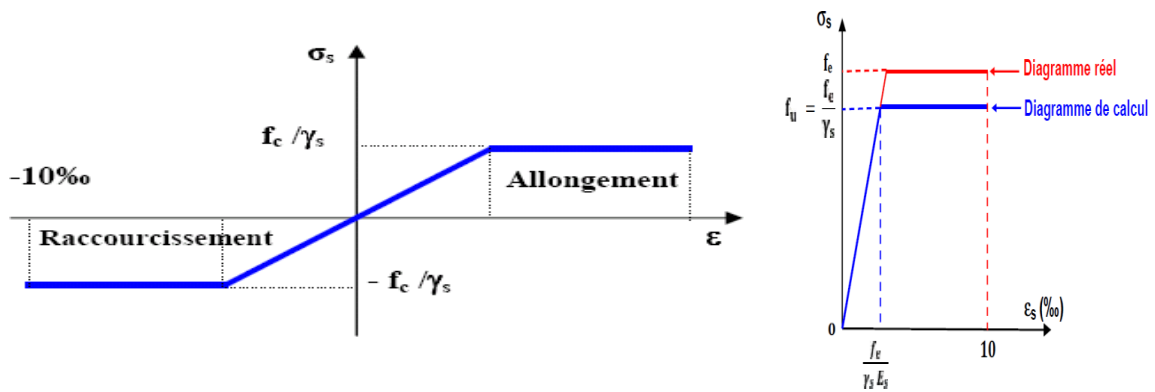
Avec :

f_e = Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s =Coefficient de sécurité.tel que :

- ✓ $\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.
- ✓ $\gamma_s = 1.15$ Situation durable.

D'après le règlement [BAEL 91 Art A.2.2.2], le diagramme des contraintes-déformations à



L'ELU est comme suit

Figure I. 9: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

➤ à Etat ultime de service (ELS) :

- ✓ Fissuration peu préjudiciable (F.P) :

$$\sigma_{st} \leq f_e \text{ pas de limitation}$$

- ✓ Fissuration préjudiciable (F.P) :

$$\sigma_{st} = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ Mpa.}$$

- ✓ Fissuration très préjudiciable (F.T.P) :

$$\sigma_{st} = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ Mpa.}$$

η : Coefficient numérique des armatures :

- $\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence (HA)

➤ Coefficient de scellement

- $\psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.
- $\psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences.

➤ Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté «n » avec :

$$n = \frac{E_b}{E_s} \quad \begin{cases} n: \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s: \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b: \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

I.6 Etats limites:

On distingue deux types d'états limites:

a. Les états limites ultimes (E.L.U)

Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique.
- De la résistance de l'un des matériaux (béton et l'acier).
- la stabilité de forme (flambement).

b. Les états limites de services (E.L.S)

Il correspond à la limite :

- Décompression de béton.

- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.

I.7 Actions et sollicitations :

I.7.1 Actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

a. Action permanents (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu.
- Les charges des équipements fixes.
- L'effort dus aux déformations permanentes imposées à la structure (retrait, fluage,.....).

b. Actions variables (Q) :

Leur intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. On distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions climatiques (définies par les règles Neige et Vent).
- Les actions dues à la température.

c. Actions accidentelles (Fa) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux

I.7.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

❖ Sollicitation de calcul :

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

➤ **A l'état limite ultime (ELU) :**

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

➤ **A l'état limite de service (ELS) :**

$$G + Q$$

➤ **Les combinaisons accidentelles (séisme, choc...) utilisées dans notre étude selon Les règles parasismiques algériennes (Le RPA99/version 2003) :**

$$G+Q \pm E$$

$$G+Q \pm 1,2E$$

$$0,8G \pm E$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = \text{charge permanente} \\ Q = \text{charge d'exploitation} \\ E = \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$

I.8 Conclusion

Dans notre projet, les valeurs utilisées sont :

- **Pour béton**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} , \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation instantané}$$

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation Différé}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad \text{Situation durable.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS } \{\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}\}$$

- **Pour l'acier**

$$\begin{array}{l} \text{ELU} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 363,63 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right. \\ \\ \text{ELS} \left\{ \begin{array}{ll} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} & \text{Fissuration Peu nuisible} \\ \sigma = 201,63 \text{ MPa} & \text{Fissuration nuisible} \\ \bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ MPa} & \text{Fissuration Très nuisible} \end{array} \right. \end{array}$$

Matériaux	Caractéristique mécanique		Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})		25
	Contrainte limite à l'ELU:	situation durable	14,17
		situation accidentelle	18,48
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})		15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}		32164,19
Acier	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}		10818.87
	Limite d'élasticité f_e		400
	Module d'élasticité		$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU:	situation durable	348
		situation accidentelle	400
	Contrainte à l'ELS:	FPN	348
		FN	201,63
		FTN	164,97

Tableau I. 3 : caractéristique mécanique de Béton et L'Acier .

Dans ce 1er chapitre, nous avons présenté préinscription du projet avec toute sa caractéristique, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisées ainsi que les codes et règlement en vigueur. Le Chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments structure de notre ouvrage.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction:

Le pré dimensionnement a pour but ‘‘le pré calcul ‘‘des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le BAEL 91 et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu’à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.2.1 les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d’étage d’un bâtiment. Leur principal rôle 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. Dans notre structure, on a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

II .2.1.1 Plancher à corps creux :

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants. Il permet d’avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d’être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n’a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c’est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm .
- Treillis soudés.

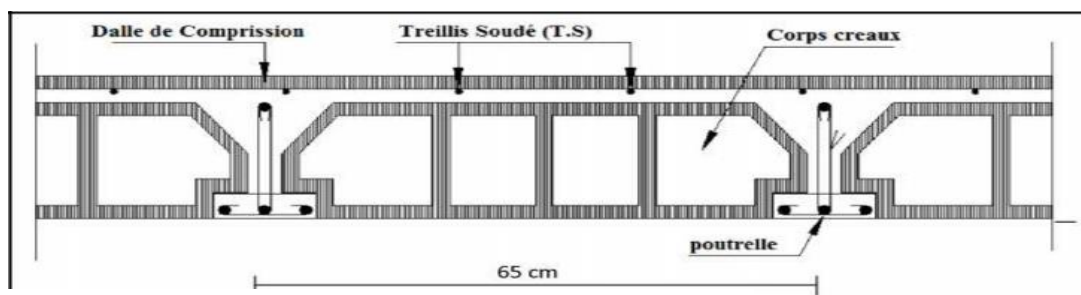


Figure II. 1 : Plancher à corps creux.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation Plus que les conditions de résistance.

Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les Conditions ci-après :

1. Condition de résistance au feu :

- $e = 07 \text{ cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.
- $e = 11\text{cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.
- $e = 17.5\text{cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu. Dans notre projet on prend **$e = 15\text{cm}$** .

2. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de : $e=16\text{cm}$.

3. Condition de résistance à la flèche :

La hauteur du plancher est déterminée à partir la condition de rigidité donnée par le

CBA93 comme suite :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec ;

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{405}{22.5} = 18 \text{ cm}$$

Donc : on adopte

$$\mathbf{h_t = 20 \text{ cm.}}$$

Dalle de compression = 4

cm.

Corps creux = 16 cm.

a) Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

➤ Dimensionnement des poutrelles :

1. Calcul de largeur de la nervure :

$$0.4h \leq b_0 \leq 0.6h \quad \text{Avec}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{max}}{10}\right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($L_x = 55 \text{ cm}$).

L_{max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires

($L_{max} = 405 \text{ cm}$).

tel que:

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}.$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{405}{10}\right) = \min(27.5; 40.5) \text{ cm}$$

On adopte:

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Pour la vérification :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

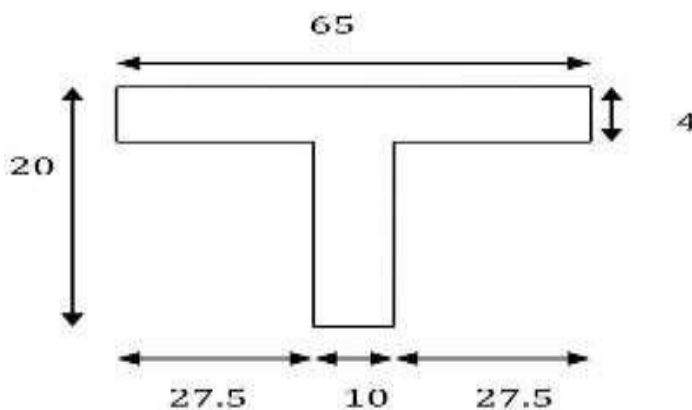


Figure II. 2 : dimensions de la section en T.

II.2.2. Les dalles pleines

II.2.2.1. Balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

a. Résistance au feu :

- Pour une heure de coupe de feu: $e \geq 7 \text{ cm}$,
 - Pour deux heures de coupe de feu: $e \geq 11 \text{ cm}$,
 - Pour quatre heures de coupe de feu: $e \geq 17,5 \text{ cm}$.
- (CBA93)

b. Condition d'isolation acoustique :

Selon les règles techniques (CBA93) en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur $e = 14 \text{ cm}$.

c. Résistance à la flexion :

Les condition qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivant :

- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Pour une dalle sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

Pour notre projet nous avons :

Type 1 : dalle sur un seul appui

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

on adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

Type 2 : dalle sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{165}{35} < e < \frac{165}{30} \rightarrow 4.74 < e < 5.5$$

on adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.2 Pré dimensionnement les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche .

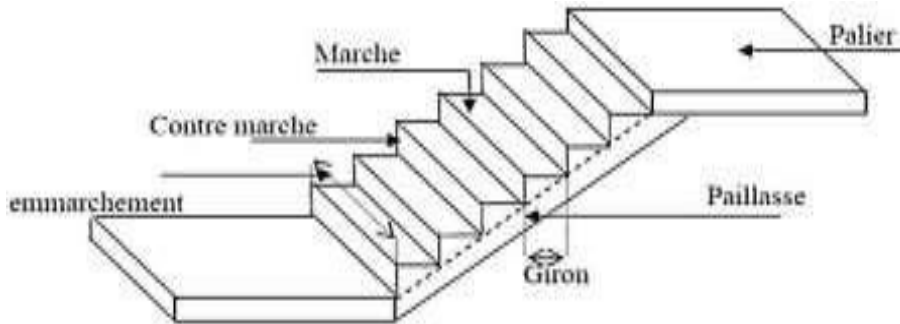


Figure II. 3: Schéma d'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marche "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL.

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66$$

H: hauteur de la marche (contre marche) la plus courante varie de 14 à 20cm (17cm en moyenne)

g:largeure de la marche, la plus courante varie de 22à33cm (30cm en moyenne)

On prend $2h+g = 64\text{cm}$ (généralement)

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=$

$he/2$) n:nombre de contre marches

L: la projection horizontale de la longueur total de la volée $L = (n - 1) g$

n: doit être racine de l'équation suivante:

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

 Calcul de nombre de marches:

$$H = n \times h \Rightarrow n = H/h \quad \text{Avec } n: \text{ nombre de contre marches}$$

H:de mi-hauteur d'un étage

h:hauteur d'une contre marche

H=153cm et on prend h=17cm

$$\text{Donc } n = \frac{153}{17} = 9 \text{ le nombre de marche serait alors } n-1 = 8 \text{ marches}$$

$$\text{D'autre part } (n-1)g=L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

donc on a 8 marches avec g=30cm, h=17cm.

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

 Epaisseur de la paillasse:

$$\Rightarrow L = 240$$

$$12 \text{ cm} \leq ep \leq 16 \text{ cm}$$

On prend $ep = 15 \text{ cm}$.

II.2.3 Pré dimensionnent L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher terrasse destinée essentiellement à protéger Les personnes contre la chute, les dimensions d'acrotère son donnée sur la figure ci-contre

$$G_{\text{ l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{ l'acrotère}}$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.10}{2} \right)$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0675 = 1.687 \text{ KN/ml}$$

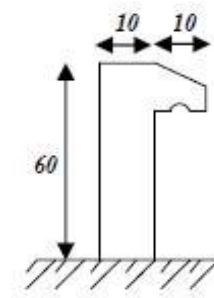


Figure II. 4 : Coupe de l'acrotère.

$$G = 168.7 \text{ Kg/ml}$$

Avec :

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.

- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³

II .3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Pré dimensionnement les voiles :

Les voiles sont des murs réalisées en béton armés, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4 \cdot e$.

L : La longueur du voile.

e : L'épaisseur du voile

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Le, **R.P.A 99 V2003, (7.7.1 P56)**, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus l'épaisseur R.P.A

99 V2003, doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent : - à reprendre les efforts horizontaux (séismes, vents).

- à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges).

- les transmettent aux fondations.

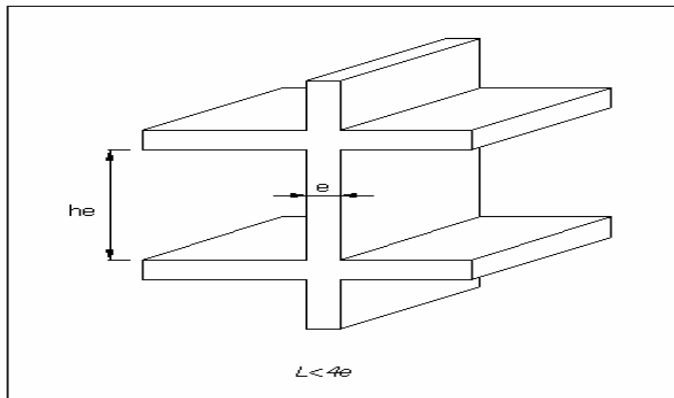


Figure II. 5 : Coupe de voile en élévation

On prend comme pré dimensionnement: $e = 15\text{cm}$

II.3.2 Pré dimensionnement les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour :

$$\text{Min } (b; h) \geq 25$$

$$\text{Min } (b; h) = h_e / 20$$

$$1/4 = (b/h) \leq 4$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

Tableau II. 1 : Section des poteaux préalables

Etages	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme}
Section (b × h) cm ²	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35

II.3.3 Pré dimensionnement des poutres :

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

II.3.3.1 Poutres principales :

Les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

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

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 4.70$ m)

D'où:

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31.33 \leq h_t \leq 47 \text{ donc :}$$

Soit : $h_t = 40$ cm

$b = 30$ cm

Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

✓ $b \geq 20\text{cm}$c'est vérifiée.

✓ $h_t \geq 30\text{cm}$c'est vérifiée.

✓ $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{40}{30}\right) = 1.33 \leq 4$ c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes:

$h = 40$ cm

$b = 30$ cm

II.3.3.2 Poutre secondaires :

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

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 4.05$ m)

D'où:

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \leq h_t \leq 40.5 \text{ donc :}$$

Soit : $h_t = 30$ cm

$b = 30$ cm

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

✓ $b \geq 20$ cm.....c'est vérifiée.

✓ $h_t \geq 30$ cm.....c'est vérifiée.

✓ $(\frac{h_t}{b}) = (\frac{40}{30}) = 1,33 \leq 4$ c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes:

$h = 30$ cm

$b = 30$ cm

II. 4 Évaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

Selon le DTR B.C.2.2

II.4.1 Les planchers :

a) Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Charge permanente et charge d'exploitation :

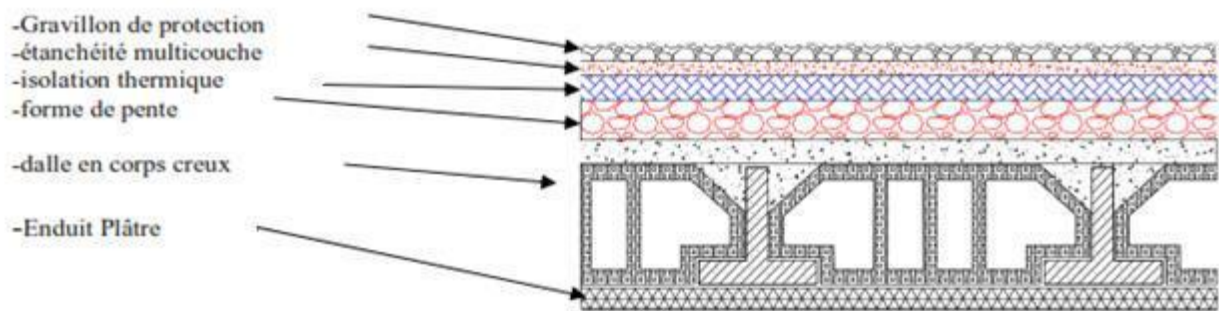


Figure II. 6: coupe plancher terrasse.

Tableau II. 2 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.

N	Désignation	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m^2)
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouche	0.02	6000	120
3	Forme de pente	0.1	22000	2200
4	Isolation thermique	0.04	4000	160
5	dalle à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_T = 6330$
Surcharge d'exploitation				$Q_T = 1000$

b) Plancher étage courant :

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

Charge permanente et charge d'exploitation :

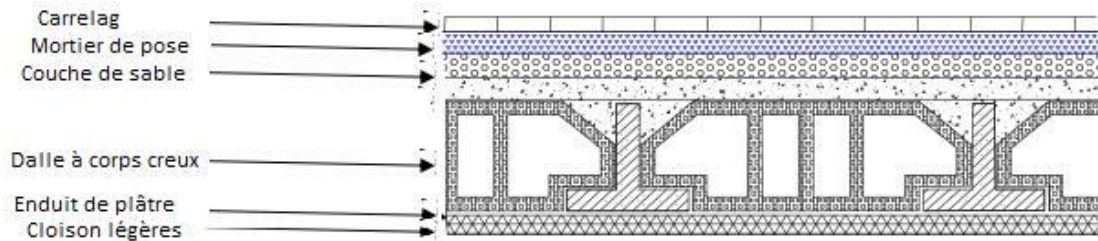


Figure II. 7: coupe plancher étages courant + RDC.

Tableau II. 3 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.

°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
	Cloison en brique	0.1	9000	1000
1	Carrelage	0.02	20000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.20	14000	2800
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_E = 5380$
Surcharge d'exploitation				$O_E = 1500$

II.4.2 Balcon :

Tableau II. 4 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation de dalle de balcon

N	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge .permanente totale				$G_b = 5330$
Surcharge d'exploitation				$Q_b = 3500$

II.4.3 Cloison extérieures:

Tableau II. 5 : les charges permanentes et d'exploitations d'une cloison

N	Désignation	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m^2)
1	Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
2	Brique creux de 15	0.15	9000	1350
(3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creux de 10	0.1	9000	900
5	Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_E = 2810$

II.4.4.Escalier :

1. le paillasse :

Tableau II. 6: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse

N	Désignation		e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	Horizontal	0.02	22000	440
		Vertical	$0.02^h/g$	22000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0.02	20000	400
		Vertical	$0.02^h/g$	20000	226.67
3	Poids des marches		0.17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		$0.13/\cos\alpha$	25000	3735.21
5	Enduit en plâtre		$0.02/\cos\alpha$	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G=8571
Charge d'exploitation totale					Q = 2500

2. Palier de repos :

Tableau II. 7 : Charges permanentes et d'exploitation d'un palier

N	Désignation	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m^2)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_{pr}=6400$
Surcharge d'exploitation				$O_{pr}=2500$

II.4.5 Acrotère :

Tableau II. 8 : charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.

Désignation	h (m)	Surface(m)	poids propre total (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN/ml)
Acrotère	0.6	0.068	1.70	1

II.5 Descente de charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations ; Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge :

- Charge permanent (G),
- Charge d'exploitation(Q).

II.5.1 Loi de dégression : (DTR B.C.2.2) [5] :

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) Q_0+Q_1

Sous étage immédiatement

inférieure

(Étage 2)

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

(étage 3)

$$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

(Étage 4)

$$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

(Pour n étage ≥ 5) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

$$\sum Q = Q_0 = 1 \text{ KN}$$

$$\sum Q = Q_1 + Q_2 = 2.5 \text{ KN}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3.850 \text{ KN}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5.05 \text{ KN}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6.1 \text{ KN}$$

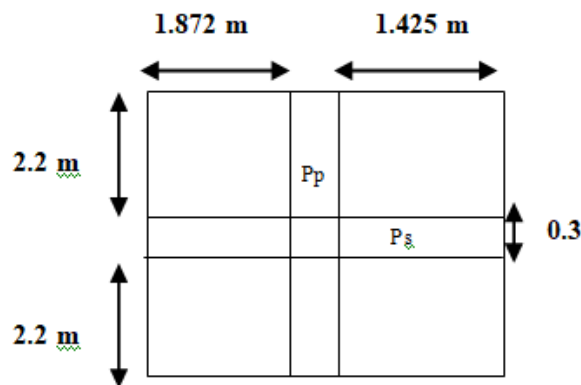
$$\sum Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7 \text{ KN}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 7.75 \text{ KN}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 8.455 \text{ KN}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.68 (Q_1 + \dots + Q_8) = 9.16 \text{ KN}$$

Pour la vérification de leur section dans ce cas on prend un type de poteau suivant :



Poteau intermédiaires : (la surface afférente)

$$S_T = [S_1 + S_2 + S_3 + S_4]$$

$$S_T = [(2.2 \times 1.872) \times 2 + (2.2 \times 1.425) \times 2]$$

$$S_T = 14.50 \text{ m}^2$$

• **Poutre :**

$$G_{pp1} = 25 \times 2.20 \times 0.3 \times 0.4 = 6.6 \text{ KN}$$

$$G_{pp2} = 25 \times 2.20 \times 0.3 \times 0.4 = 6.6 \text{ KN}$$

$$G_{ps1} = 25 \times 1.425 \times 0.3 \times 0.3 = 3.20 \text{ KN}$$

$$G_{ps2} = 25 \times 1.872 \times 0.3 \times 0.3 = 4.212 \text{ KN}$$

$$G_{p.tot} = \mathbf{20.61 \text{ KN}}$$

Tableau II. 9 : Les différentes sections de poteau

Les niveaux	Section du Poteau	La surface du poteau (s) m^2	La surface afférente (s) m^2
RDC	50 ×55	0.28	14.50
1^{er} et 2^{eme}	45 ×50	0.23	14.50
3^{eme} et 4^{eme}	40 ×45	0.18	14.50
5^{eme} et 6^{eme}	35 ×40	0.14	14.50
7^{eme}	30 ×35	0.11	14.50

Tableau II. 10: La descente de charge de poteau

Niveau	Element	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse Poteau (30×35)	6.33×14.50=91.79 20.61	
	Total	112.4	14.50
N0+ Poteau (30×35)	Venant N0 +Poteau (30×35)	0.3×0.35×3.06×25=8.03	
	Total	120.43	
N1	Venant N0+ poteau (30×35) GP .tot	120.43 5.38×14.50=78.01 20.61	
	Totale	219.05	36.25
N1+ Poteau (30×35)	Venant N1 Poteau (30×35)	219.05 8.03	
	Totale	227.08	
N2	Venant N1+poteau plancher étage Gp Tot	227.08 78.01 20.61	
	Total	325.7	55.83
N2+poteau(35×40)	Venant N2 Poteau (35×40)	325.7 10.71	
	Total	336.41	
N3	Venant N2+ poteau Plancher étage GP.TOT	336.41 78.01 20.61	
	Total	435.03	73.23

N3+ Poteau (35×40)	Venant N3 Poteau (35×40)	435.03 10.71	
	Total	445.74	
N4	Venant N3+ poteau Plancher étage GP.TOT	445.74 78.01 20.61	
	Total	544.36	88.45
N4+ Poteau (40×45)	Venant N4 Poteau (40×45)	544.36 13.77	
	Total	558.13	
N5	Venant N4+ poteau N3Plancher étage GP.TOT	558.13 13.77 20.61	
	Total	592.51	101.5
N5+ Poteau (40×45)	Venant N5 Poteau (40×45)	592.51 13.77	
	Total	606.28	
N6	Venant N5+ poteau Plancher étage GP.TOT	606.28 78.01 20.61	
	Total	704.9	112.38
N6+poteau (45×50)	Venant N6 Poteau (45×50)	704.9 17.21	
	Total	722.11	
N7	Venant N6+ poteau Plancher étage GP.TOT	722.11 78/01 20.61	
	Total	820.73	122.59
N7+poteau (45×50)	Venant N7 Poteau (45×50)	820.73 17.21	
	Total	837.94	
N8	Venant N7+ poteau Plancher étage GP.TOT	837.94 78.01 20.61	
	Total	936.56	132.82
N8+poteau (50×55)	Venant N8 Poteau (50×55)	936.56 21.03	
	Total	957.59	

Les sommes des charges permanent : $G_{TOT} = 957.59 \text{ KN}$.

Les sommes des charges D'exploitation : $Q_{TOT} = 132.82 \text{ KN}$.

II.5.2 Vérification de la section de poteau :

Selon le CBA93 (article B.8.11) [2] on doit majorer pour les poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à deux travées l'effort de compression ultime N_u à 15% telle que :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 \times 957.59 + 1.5 \times 132.82 = 1491.97 \text{ KN}$$

$$N_u^* = 1.15 \times (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$N_u^* = 1.15 (1.35 \times 957.59 + 1.5 \times 132.82) = 1715.77 \text{ KN}$$

Donc : $N_u^* = 1715.77 \text{ KN}$ (pour le poteau (50×55))

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \times A_s \right]$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

λ : élancement d'EULER.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \quad \text{avec :}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad \text{et} \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0.7 \times L_0$

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

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 14.84$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.55} = 13.4$$

$$\lambda = 14.84 < 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + \left(\frac{14.84}{35}\right)^2} = 0.82$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h - 0.2) (b - 0.02)$$

$$B_r = (0.55 - 0.2) (0.5 - 0.02)$$

$$B_r = 0.254 \text{ m}^2$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. $A = \max (A_{BAEL} ;)$

- **Selon BAEL**

$$A_{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B).$$

$$A_{BAEL} = \max (4 \times (0.5 + 0.55) \times 2 ; 0.2 \times \frac{50 \times 55}{100}) = \max (8.4 ; 5.5)$$

$$A_{BAEL} = \max (8.4 ; 5.5) \quad \text{donc : } A_{BAEL} = 8.4 \text{ cm}^2$$

- **Selon RPA 99 / 2003**

$$A_{RPA} = 0.8\%B \text{ (zone II}_a\text{)}$$

$$A_{RPA} = 0.8 \times \frac{50 \times 55}{100} = 22 \text{ cm}^2 \quad \text{donc : } A_{RPA} = 22 \text{ cm}^2$$

Tableau II. 11: Résultats des vérifications au flambement

Poteau	Nu* (KN)	A	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A (cm ²)	Br (m ²)	N (KN)	Condition
50x55	1715.77	0.82	8.4	22	22	0.254	4484.51	CV
45x50	1512.37	0.81	7.6	18	18	0.206	3597.13	CV
40x45	1116.34	0.80	6.8	14.4	14.4	0.163	2815.51	CV
35x40	818.33	0.79	6	11.2	11.2	0.125	2136.46	CV
30x35	415.07	0.77	5.2	8.4	8.4	0.092	1536.82	CV

II.6 Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III .1 introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas aux contreventements directement.

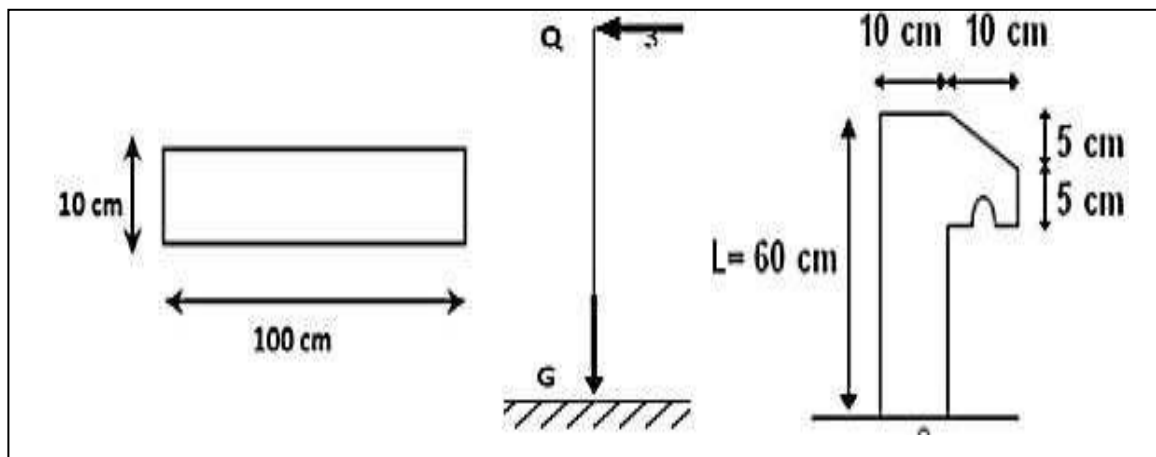
Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc. ...) ou en bétonarmé (acrotère, balcon, escalierEtc.).

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- Acrotère.
- dalle pleine.
- Escalier.
- balcon.
- Plancher.
- ascenseur.

III .2 Acrotère:

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son Poids propre(G) et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante. Le calcul s'effectue pour une bande de 1m Linéaire en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux



intempéries. Dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

Figure III.1 : schéma réel et statique de l'acrotère:

III.2.1 Evaluation des charges :

-La surface : $S = 0.0675 \text{ m}^2$

-Poids propre: $G = \gamma_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0.0675 = 1.68 \text{ KN / ml}$

-La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

-La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA99/V2003 Art 6.2.3)}$$

Avec :

$A = 0,15$ Coefficient d'accélération en fonction de la zone (groupe d'usage 2, zone IIa).

$C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale.

W_p : Poids total de l'acrotère.

$$W_p = 1.7 \text{ kn /ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.7 = 0.816 \text{ KN}$$

$$F_p \leq 1,5Q ;$$

▪ **ELU** :

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

$$2.295 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 0.9$$

$$\text{KN.m}$$

▪ **ELS** :

$$N_{\text{ser}} = G = 1.7 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = Q \times h = 0.6$$

$$\text{KN.m}$$

III .2.2 Calcul du ferrailage :

➤ **ELU** :

▪ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = 0.9 / 2.295 \rightarrow e =$$

$$0.392 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 10 / 6 = 1.67 \text{ cm} = 0.016 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

a. Ferrailage longitudinales:

Le moment au centre de gravité : $M_a = N_u \times e_a$

$$e_a = e + d - h/2 = 0.392 + 0.09 - (0.1/2) = 0.432 \text{ m}$$

$$M_a = 2.295 \times 0.432 = 0.991 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

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

$$\frac{0.000991}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} = 0.0086$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.1 = 0.09 \text{ m}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{ub} = 0.0086 < \mu_l = 0.392$$

Donc ;

les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_s = 0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0086)}) = 0.01075$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.09 (1 - 0.4 \times 0.01075) = 0.0896$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{0.991 \times 10^{-3}}{0.0896 \times 348} = 3.17 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.31 \text{ cm}^2$$

- Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 3.17 \times 10^{-5} - \frac{2.295 \times 10^{-3}}{348} = 2.51 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.251 \text{ cm}^2$$

-La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times 2.1/400 = 1.0867 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 1.086 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **4T8** = **2,01** cm² espacée de 25 cm.

b. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : **4T6** = 1.13 cm² et (S_t=15 cm)

➤ **ELS :**

▪ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = M_s / N_s = 0,6 / 1,7 = 0,35 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 10 / 6 = 1.67 \text{ cm} = 0.0167 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K Y$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } I_h = \frac{b y_s^3}{3} + n \cdot A_s (d - y_s)^2 + n A_s' (y_s - d')^2$$

Y : : position de l'axe neutre

-Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b \cdot y_s^3}{3} + n \cdot A_s (d - y_s)^2 + n A_s' (y_s - d')^2 = 0$$

$$\Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y_s^2 + 15(2.01) (9 - y_s) = 0$$

$$\Rightarrow 50 \cdot y_s^2 + 30.15 y_s - 271.35 = 0 \Rightarrow y_s = 2.047 \text{ cm}$$

- Calcul de Moment d'inertie I :

$$I_h = \frac{b \cdot y_s^3}{3} + n \cdot A_s (d - y_s)^2 + n A_s' (y_s - d')^2$$

$$\Rightarrow I_h = 100(2.047)^3 / 3 + 15(2.01)(9 - 2.047)^2$$

$$\Rightarrow I_h = 285.911 + 1457.577 \Rightarrow I_h = \mathbf{1743.48 \text{ cm}^4}$$

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \frac{0.6 \times 10^6}{1743.48 \times 10^4} \times (20.47) = 0.70 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \text{cv}$$

Dans l'acier : On doit vérifier $\sigma < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

On a :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) = 15 \times 0.034(90 - 20.47)$$

$$= 35.46 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0.09} = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$$

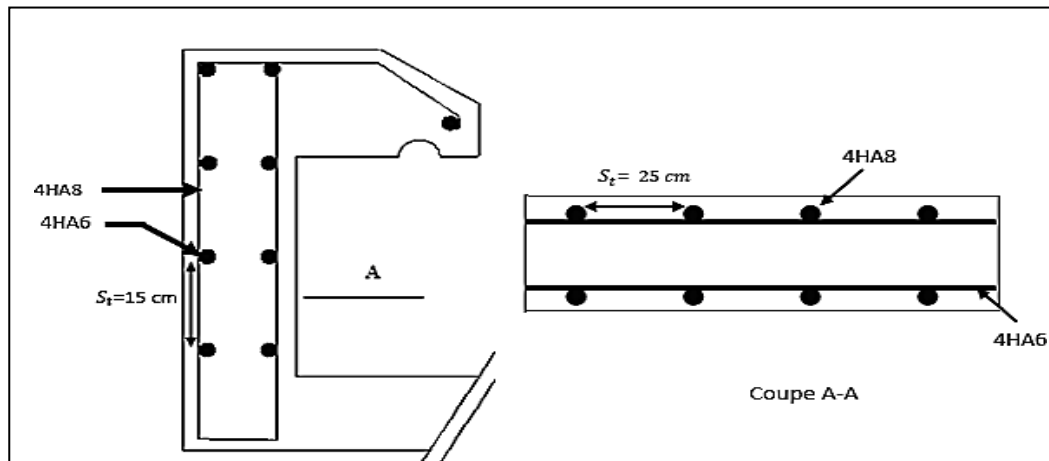


Figure III. 2 : Schéma de ferrailage d'un acrotère.

III.3 les escaliers :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux

Usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.3.1 définition des éléments d'un escalier :

La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.

La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives (h)

La contre marche: est le plan vertical situé entre deux marches successives.

Le nez de marche: est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contre marches successives (g).

Une volée: est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.

Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.

L'emmarchement : est la longueur d'une marche.

La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

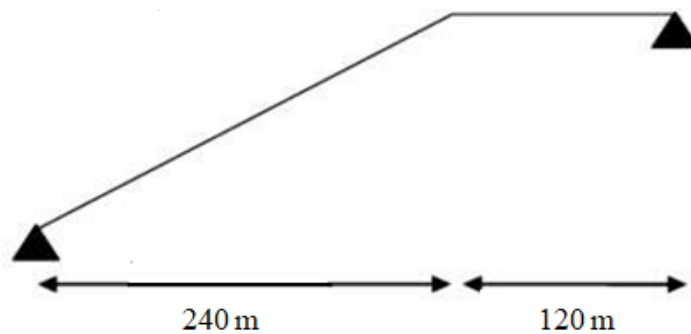
La ligne de foulée: est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

L'échappée : est distance verticale entre les nez de marches.

La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

III.3.2 schéma statique :

a) Étage courant :



III.3.3 charge et surcharge :

$$\text{Paillasse : } \begin{cases} G1 = 8.571 \text{ kn/m}^2 \\ Q1 = 2.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

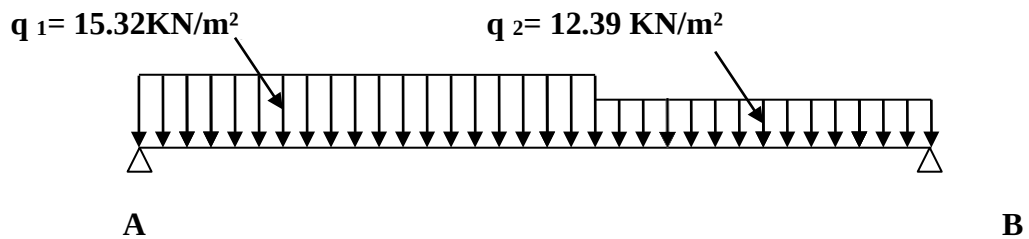
$$\text{Palier : } \begin{cases} G2 = 6.4 \text{ kn/m}^2 \\ Q2 = 2.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

III.3.4 combinaison des charges :

Tableau III. 1 : calcul de la combinaison des charges.

Eléments	ELU	ELS
	$q_u = 1.35G + 1.5Q (\text{KN/m}^2)$	$q_{ser} = G + Q (\text{KN/m}^2)$
Palier	12.39	8.9
Paillasse	15.320	11.071

III.3.5 calcul des sollicitations :



a. Calcul des réactions :

➤ ELU:

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.60 R_B = \left(15.32 \times \frac{2.4^2}{2}\right) + (12.39 \times 1.20) \left(2.4 \times \frac{1.2}{2}\right)$$

$$\Rightarrow R_B = 24.646 \text{ KN.}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.32 \times 2.4) + (12.39 \times 1.20)$$

$$\Rightarrow R_B = 26.984 \text{ KN.}$$

➤ ELS:

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.60 R_B = \left(11.071 \times \frac{2.4^2}{2}\right) + (8.9 \times 1.2) \left(2.4 \times \frac{1.2}{2}\right)$$

$$\Rightarrow R_B = 17.756 \text{ KN.}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.071 \times 2.4) + (8.9 \times 1.2)$$

$$\Rightarrow R_B = 19.494 \text{ KN.}$$

b. Calcul des moments et effort tranchant et moment fléchissant:

➤ ELU :

1. Effort tranchant et moment fléchissant :

Tableau III. 2 : La valeur du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2.4$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow X = 1.76$ $X = 0 \Rightarrow$ $T(x) = R_A = 26.984 \text{ KN}$ $X = (2,4) \Rightarrow$ $T(x) = -9.784 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(x = 1.76) = 23.76 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2,4) = 20.64 \text{ KN.m}$
$2.4 \leq x \leq 3.6$		$T(x) = R_A - 2,4q_1 - q_2(x - 2,4)$ $X = 2,4 \Rightarrow$ $T(x) = -9.784 \text{ KN}$ $X = 3.6 \Rightarrow$ $T(x) = -24.652 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2}\right) - \frac{(x - 2,4)^2}{2} q_2$ $M(2,4) = 20.64 \text{ KN.m}$ $M(3.6) = 0$

2. moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 23.76$$

$$M_t = 20.19 \text{ Kn.m}$$

3. moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 23.76$$

$$M_a = 11.88 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

1. Effort tranchant et fléchissant :

Tableau III. 3 : La valeur du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2.4$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.76\text{m}$ $x = 0 \Rightarrow$ $T(x) = R_A = 19.494\text{KN}$ $x = 2.4 \Rightarrow$ $T(x) = -7.076\text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2}$ $M(x = 1.76) = 17.146\text{ kN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2.4) = 14.90\text{ KN.m}$
$2.4 \leq x \leq 3.6$		$T(x) = R_A - 2.4q_1 - q_2(x - 2.4)$ $x = 2.4 \Rightarrow$ $T(x) = -7.076\text{ KN}$ $x = 3.6 \Rightarrow$ $T(x) = -17.756\text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2.4(x - \frac{2.4}{2}) - \frac{(x - 2.4)^2}{2} q_2$ $M(2.4) = 14.90\text{ KN.m}$ $M(3.6) = 0$

2. Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 17.146$$

$$M_t = 14.574\text{ KN.m}$$

3. Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 17.146$$

$$M_a = 8.573\text{ KN.m}$$

Tableau III. 4: calculs des sollicitations du escalier

Etas	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a = 0.5 M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	$V_u(\text{KN})$
ELU	23.76	11.88	20.19	26.984
ELS	17.143	8.573	14.574	19.494

➤ ELU :

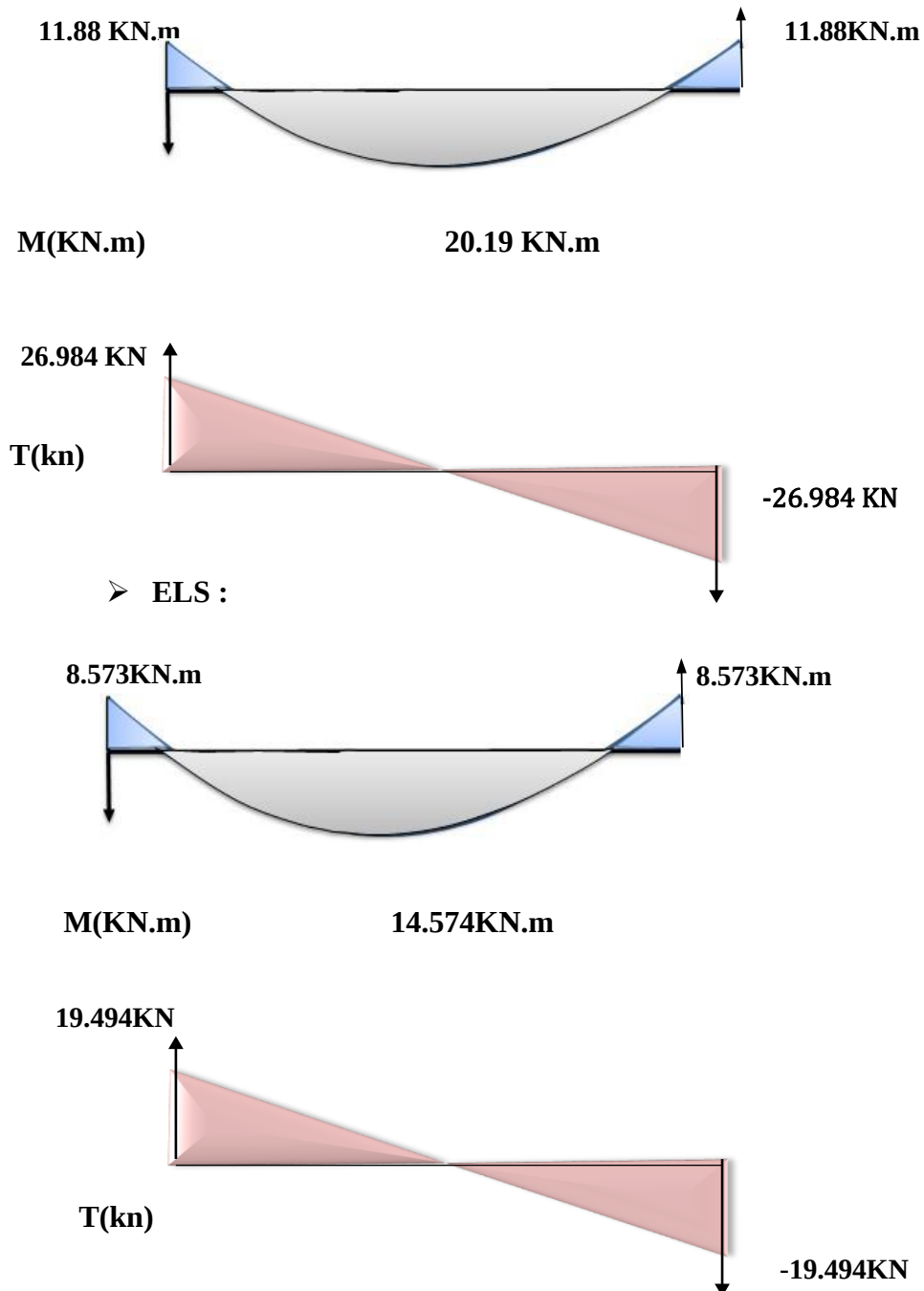
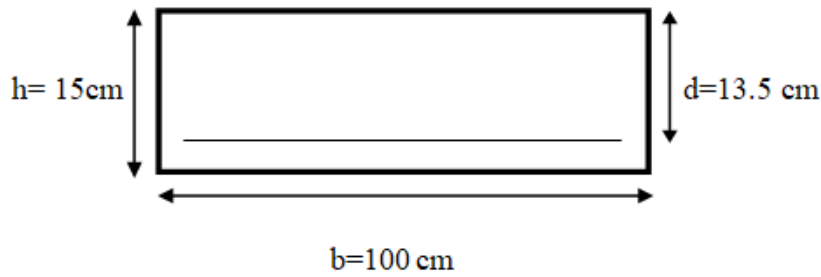


Figure III. 3 : les diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELU et ELS

III.3.6 Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.



▪ ELU :

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $b_0 = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires } A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4)$$

Section des armatures :

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

Tableau III. 5 : Armatures longitudinale à l'ELU

	$M_u \text{ (N.m)}$	μ	α	$Z \text{ (mm)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	20.19	0.078	0.10	129.6	4.47
Appuis	11.88	0.046	0.058	131.8	2.58

▪ condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_{st} \text{ (min)} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{min} ; A_{calcul})$$

Tableau III. 6 : Armatures longitudinale.

	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	4.47	1.63	4.47	5HA12=5.65
Appuis	2.58	1.63	2.58	4HA10=3.14

- les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} .$$

Tableau III. 7 : Armatures de répartitions.

Elément	A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5.65	1.41	4HA8=2.01
Appuis	3.14	0.79	3HA8=1.51

- **Espacement maximale :**

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{min} (3 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Travée :**

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \textbf{condition vérifié.}$$

- **Appuis :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \textbf{condition vérifié.}$$

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{min} (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

- **Travée :**

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \textbf{condition vérifié.}$$

- **Appuis :**

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \textbf{condition vérifié.}$$

III.3.7 Vérification à ELS :

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Avec $\rightarrow \eta = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

Travée :

$$\frac{100}{2} \times y^2 - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 84.75 y - 1144.125 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$y = \frac{-84.75 + 485.80}{100} = 4.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65 (13.5 - 4.01)^2$$

$$I = 9781.967 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{14.574 \times 10^3 \times 4.01}{9781.967} = 5.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}.$$

Tableau III. 8: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b ≤ σ _b
Travée	14.574	5.65	4.01	9781.96	5.97	CV
Appuis	8.573	3.14	3.13	6087.13	4.40	

III.3.8 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.A.5.1, 1)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{26.984 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.19 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration peu nuisible**

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

$$= \min 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv.}$$

III.3.9 Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $h = 0.15$; $l = 3.6$; $A_s = 5.65$; $M_t = 14.57$; $M_0 = 17.14$

Tableau III. 9 : vérification de la flèche.

Condition	Vérification	
$h_t/l \geq \frac{M}{10M_0}$	0.0416 < 0.085	non vérifiée
$h_t/l \geq \frac{1}{6}$	0.0416 < 0,0625	non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2 f_e$	0.004 < 0,0105	Vérifiée

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

❖ **Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) :**

La part de la flèche totale f_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur:

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Il faut avoir :

- $\frac{l}{500} \dots\dots\dots L \leq 5m.$
- $\frac{l}{500} + 0.5 \dots\dots\dots L \geq 5m.$

Donc : $f_{adm} = \frac{l}{500}$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

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

I_{fi} , I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 - 15(A + A')_1 - 15(d \times A - d' \times A') = 0 \longrightarrow y_1 = 4.01 \text{ cm} > 0 \dots CV$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre

s'écrit :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d)^2]$$

$$I = 9781.96 \text{ cm}^4; d = 13.5 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; A_s = 5.65 \text{ cm}^2; b = 100 \text{ cm}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

❖ **Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15 A_s (d - V)^2$$

$$V = \frac{\left[\frac{bh^2}{2} + 15 A_s d \right]}{bd + 15 A_s}$$

$$V = \frac{\left[\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times (5.65 \times 13.5) \right]}{100 \times 13.5 + 15 \times 5.65} \rightarrow V = 8.638 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left[\frac{15}{2} - 8.638 \right]^2 + 15 \times 5.65 (13.5 - 8.638)^2$$

$$I_0 = 32070.79 \text{ cm}^4$$

Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2.1}{(2+3) 0.0041} = 5.121$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.048$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721,4 \text{ MPa}$$

❖ **q_{eq} Calcul les moments fléchissant à ELS :**

Calcul (f_i ; f_v) : q = G

$$q \text{ de palier} = 6.04 \text{ KN/m} \quad \text{Paillasse} = 8.571 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq} = \frac{8.571 \times 2.4 + 6.4 \times 1.2}{3.6} = 7.847 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 0.85 * M_0$$

$$M_0 = (q * l^2) / 8 = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.80 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15.M_s (d-y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 10.80 \times (13.5 - 4.01)}{9781.97}$$

$$\sigma_s = 157.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho + f_{t28}} \right) \Rightarrow \mu = 0.214$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 32070.79}{1 + 5.121(0.214)} \Rightarrow I_{fi} = 16831.89 \text{ cm}^2.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 32070.79}{1 + 2.048(0.214)} \Rightarrow I_{fv} = 24527.95 \text{ cm}^2$$

$$f_i = \frac{M L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{14.574 \cdot 10^6 \cdot (3.6 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 16831.89 \cdot 10^4}$$

$$\Rightarrow f_i = 3.48 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = 7.2 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

$$f_v = \frac{M L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{14.574 \cdot 10^6 \cdot (3.6 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 10721.4 \cdot 24527.95 \cdot 10^4} \Rightarrow f_v = 7.18 \text{ CM}$$

D'après BAEL 91 Article (B.6.5.3) :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$3.7 \leq 7.2 \dots \text{CV}$$

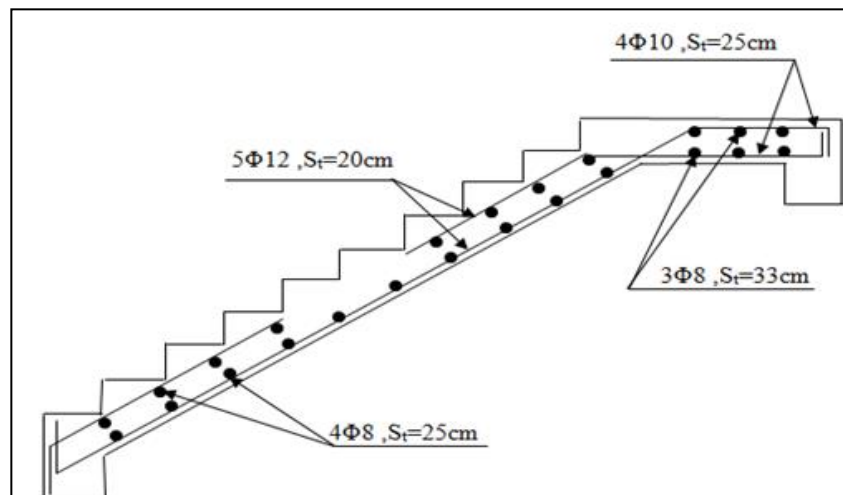


Figure III. 4: Schéma de ferrailage d'escalier

III.3.10 Etude de la poutre palière :

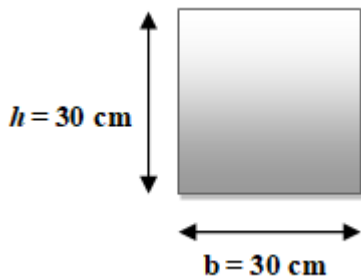
La poutre palière c'est la poutre qui supporte la paillasse d'escalier entre deux niveaux successifs. Elle est de section rectangulaire de dimension (bxh) ; uniformément chargée travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre « Pp » ;
- Poids du mur extérieur « Pm » ;
- La réaction de la volée.

Dans notre cas la poutre ne se trouve pas aux extrémités du palier donc elle ne supporte pas les poids du mur extérieure.

a) Dimensionnement Moment de Torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.



$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33 \leq h \leq 32 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$12 \leq b \leq 24 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

• D'après le RPA

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

$$= 30 \text{ cm} \Rightarrow cvh$$

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

$$30 \text{ cm} \Rightarrow cv$$

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 \Rightarrow cv$$

On adopte une section de (30* 30)cm²

III.3.11 Evaluation des charges

Poids propre de la poutre g_p :

$$G_{\text{poutre}} = (0.3) \times (0.3) \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

$$\text{Poids du mur extérieur : } G = 2.81 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{mur}} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) / 2 = 3.88 \text{ KN}$$

Charge permanente du palier de repos :

$$R = \frac{q \times l}{2} \text{ KN/m}$$

Avec :

$$32.592 \text{ KN}$$

Charge permanente : $G = 6.4 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

À l'E.L.U

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6.4 + 1.5 \times 2.5 = 12.39 \text{ KN/m}^2.$$

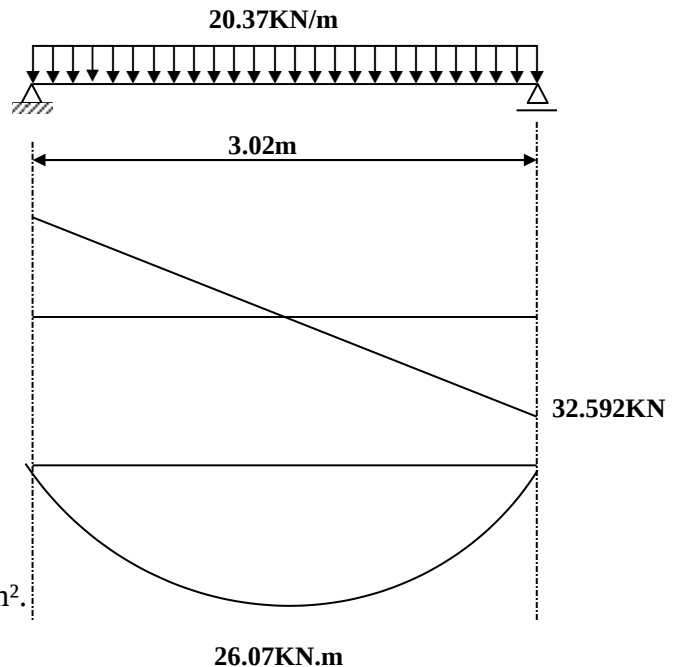


Figure III. 5: Diagrammes des Moments fléchissant et de l'effort tranchant de la palière.

À l'E.L.S

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/m}^2$$

- Réaction d'escalier ou niveau du palier

E.L.U :

$$R_B = \frac{12.39 \times 3.2}{2} = 19.824 \text{ KN/m}$$

E.L.S :

$$R_B = \frac{8.9 \times 3.2}{2} = 14.24 \text{ KN/m}$$

- Combinaison à considérer :

❖ **Etat limite ultime(ELU) :**

$$q_u = 1.35 \times (g_{\text{poutre}} + g_{\text{mur}}) + R_B$$

$$q_u = 1.35 \times (2.25 + 3.88) + 19.824 = 28.1 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 28.1 \text{ KN/m}$$

❖ **Etat limite de service(ELS) :**

$$q_s = (g_{\text{poutre}} + g_{\text{mur}}) + R_B$$

$$q_s = (2.25 + 3.88) + 14.24$$

$$q_s = 20.37 \text{ KN/m.}$$

Calcul des moments max et efforts tranchants max

$$\text{Moment (max)} = \frac{q_e L^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q_e L}{2}$$

✓ Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,85M$ isostatique.

✓ Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = 0.5M$ isostatique.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau III. 10 : Les moments et l'effort tranchant

Etas	Q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	$M_t \text{ max}$ (KN.m)	$M_a \text{ max}$ (KN.m)	$T \text{ max}$ (KN)
ELU	28.1	35.968	30.57	17.984	44.96
ELS	20.37	26.07	22.16	13.035	32.592

III.3.12 Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu Préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

✓ **b** : largeur de la section ; **b= 30 cm.**

- ✓ $c = c'$: enrobage ; $c=c'= 2 \text{ cm}$.
- ✓ $d = 0.9 \cdot h$: hauteur utile ; $d= 0.9 \cdot 30 = 27 \text{ cm}$.
- ✓ h : Epaisseur de la section ; Soit : $h= 30 \text{ cm}$.
- ✓ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
- ✓ $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

a. Armatures longitudinales :

a.1 En travée :

$$M_t = \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$= \frac{30.57 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.17} = 0.098 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.13$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.948$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = 3.43 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA14 = 4.62 cm²**

a.2 Sur appuis :

$$M_a = 17.984 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$= \frac{17.984 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 348} = 0.058 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.075$$

$$Z = (1 - 0.4 \cdot 0.075) = 0.97$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{17.984 \times 10^3}{0.97 \times 27 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$$

On prend : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

b. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} h/35 = 8.57 \text{ mm} \\ \phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \end{cases}$$

• **Calcul des espacements :**

Généralement, si la fissuration n'est pas très préjudiciable et il n'y a pas de reprise de bétonnage on utilise la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,8 f_e}$$

$$A_t = 0,003 . S . b = 0,003 \times \frac{30}{2} \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad (\text{Minimum de RPA})$$

$$\text{Donc on prend } \phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 3.02 \text{ cm}^2$$

Par condition :

$$S < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) = 7.5 \text{ cm} \quad (\text{zone nodale})$$

$$S' < \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad (\text{zone courante})$$

$$S' = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \begin{cases} S = 7 \text{ cm} & (L_{ZN} = 2 \times h = 60 \text{ cm}) \\ S' = 15 \text{ cm} & (L_{ZC} = 1,35 \text{ cm}) \end{cases}$$

➤ **Vérifications nécessaires :**

a. Vérification de la contrainte :

Considérons le cas préjudiciable.

• **En travée :**

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2; M_{ser} = 22.16 \text{ kN.m};$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d+y) = 0 \Rightarrow y = 9.09 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 29740.12 \text{ cm}^4$$

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}$ et $\sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_b = \frac{22.16 \times 9.09}{29740.12} \times 10^3 = 6.77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_a = 15 \frac{22.16}{29740.12} (27 - 9.09) \times 10^3 = 200.1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_a = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

• **Sur appuis :**

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2; M_{ser} = 13.035 \text{ kN.m}$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s (d + y) = 0 \Rightarrow y = 8.02 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476.72 \text{ cm}^4$$

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_b = \frac{13.035 \times 8.02}{23476.72} \times 10^3 = 4.45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_a = 15 \frac{13.035}{23476.72} (27 - 8.02) = 158.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_a = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \min \left\{ A_s^t; A_s^a \right\} = A_s^a = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

c. Vérification de la flèche :

On doit vérifier dans les deux sens

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.3}{3.2} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 27} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.3}{3.2} = 0.093 \geq \frac{30.57}{10 \times 35.969} = 0.085 \Rightarrow \text{OK}$$

d. Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

• **Fissuration peu nuisible**

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

$$= \min \left\{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$T_a = 32.592 \text{ KN} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{32.592 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.402 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

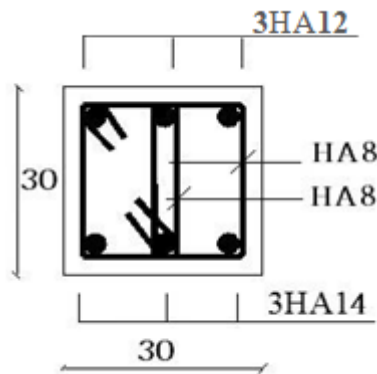


Figure III. 6 : Ferrailage de poutre palière.

III.4 Calcul des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $L/35 < e < L/30 \Rightarrow$ avec $L = 1.2 \text{ m}$

$3.42 \leq e \leq 4$ on prend : $e = 15 \text{ cm}$.

Avec des considérations pratiques (expérience) ; on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : **$e = 15 \text{ cm}$** .
Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrées.

- **1^{er} type : Balcon encastré sur 1 seul sens (console)**

$$L_x = 1,2m$$

$$L_y = 4.20$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{420} = 0,311$$

$\rho = 0,28 < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console) 168.75

- **Evaluation des charges :**

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G = 5.33 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul peut se fait pour une bande de 1m.

III.4.1 Sollicitations 1 :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

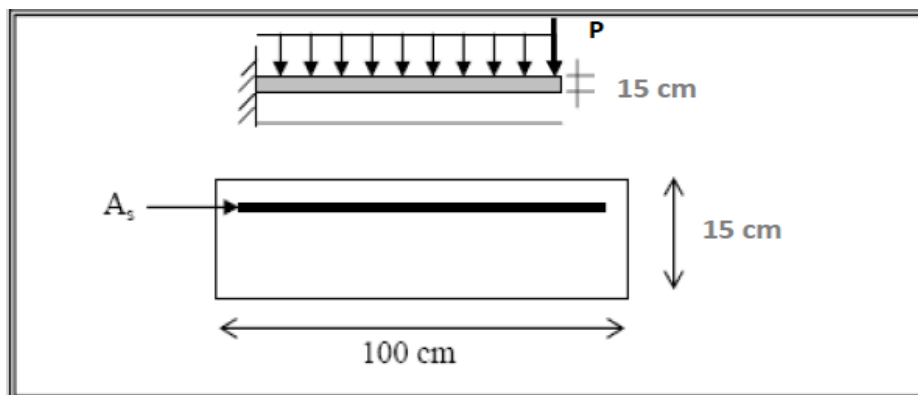


Figure III. 7 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.

- **Combinaisons :**

a/ E.L.U

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

$$q_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 12,445 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times P$$

$$P_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$$

b/ E.L.S

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5,33 + 3,5) \times 1 = 8,83 \text{ KN}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**

a/ E.L.U

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = \frac{12,445 \times 1,2^2}{2} + 1,35 \times 1,2 = 10,580 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L + P_u$$

$$V_u = 12,445 \times 1,2 + 1,35 = 16,284 \text{ KN}$$

b/ ELS

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + P_s \times L$$

$$M_s = \frac{8,83 \times 1,2^2}{2} + 1,2 = 7,557 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s L + P_s$$

$$V_s = 8,83 \times 1,2 + 1 = 11,596 \text{ KN}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$M_u = 10,580 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{10,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,051$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0.132 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{10,58 \times 10^{-3}}{0.132 \times 348}$$

$$A_s = 2,30 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.630 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 ($A_u = 4.52 \text{ cm}^2$)

Espacement :

$$\delta_t \leq \min (3 \times h ; 33 \text{ cm})$$

$$\delta_t = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 ($A_s = 1.51 \text{ cm}^2$)

- **Vérification à L'ELU :**
- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16,284 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,12 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration préjudiciable**

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

$$= \min \left\{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$50 \times y^2 + 15 (13,5 - y) \times 0 - 15 (13,5 - y) \times 3,39 = 0$$

$$Y = 3,23 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \eta [A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d)^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3,23^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (13,5 - 3,23)^2$$

$$I = 6486,57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{7,557 \times 10^3 \times 3,23}{6486,57} = 3,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} . \text{ cv}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

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

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

$$\sigma_b = \frac{15 M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{15 \times 7,557 \times 10^3 (13,5 - 3,23)}{6486,57}$$

$$\sigma_b = 179.47 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots\dots CV$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.2} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow OK$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100 \times 13.5} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow OK$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{10.85}{10 \times 10.85} = 0.1 \Rightarrow OK$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

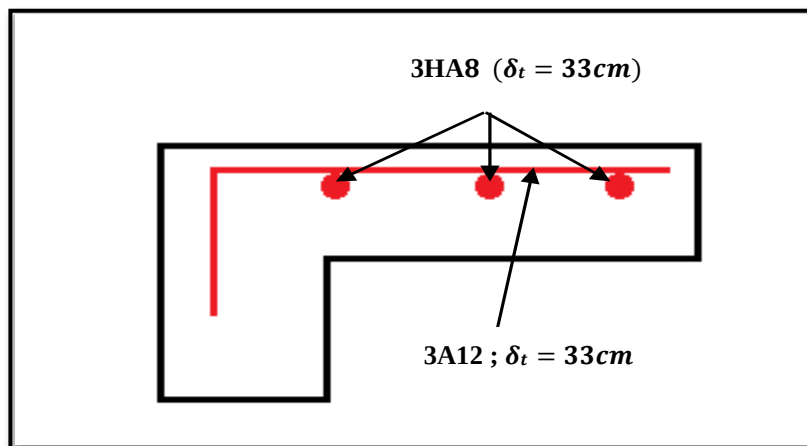


Figure III. 8 : Schéma de ferrailage du balcon Type 1.

- **2^{ème} type : Balcon encastré sur deux sens.**

$$L_x = 1.65 \text{ m}$$

$$L_y = 3.3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{3.3} = 0.5$$

$\rho = 0.5 > 0.4$ donc La dalle portera en deux sens

- **Panneau de la dalle :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \Rightarrow h_d = 15$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5$$

On prend : $\phi = 12 \text{ mm}$

- **Moment sur les panneaux :** [[1] ; Annexe E3]

$$M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \text{ Suivant la direction } l_x$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \text{ Suivant la direction } l_y$$

- **Coefficient de poisson :**

$\nu = 0 \rightarrow$ états limites ultime (béton fissuré)

$\nu = 0.2 \rightarrow$ états limites service (béton non fissuré)

Après le tableau : $\alpha = 0.5$ [[1] ; Annexe E3]

- **E. L.U** : $\mu_x = 0.0966$; $\mu_y = 0.2500$

- **E. L.S** : $\mu_x = 0.1000$; $\mu_y = 0.3671$

- **Evaluation des charges :**

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1m.

III.4.1 Sollicitations 2 :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

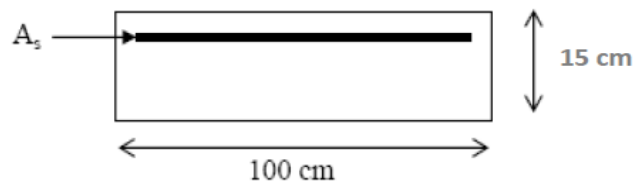


Figure III. 9: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

- **Combinaisons :**

a/ **E.L.U**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1$$

$$q_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5) \cdot 1 = 12.445 \text{ KN/m}$$

b/ **E.L.S**

$$q_s = (G + Q) \cdot 1 = (5.33 + 3.5) \cdot 1 = 8.83 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**

a/ E.L.U :

Moment en

appuis :

$$M_{0X} = 0.0966 \times 12.445 \times 1.65^2 = 3.272 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0.2500 \times 3.272 = 0.818 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$M_a = 0.5 M_0 \text{ (Appuis intermédiaire)}$$

$$M_a = 0.3 M_0 \text{ (Appuis de rive)}$$

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 3.272 = 1.636 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 0.818 = 0.409 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0.3 M_{0X} = 0.3 \times 3.272 = 0.981 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 M_{0Y} = 0.3 \times 0.818 = 0.245 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment sur travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 3.272 = 2.781 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0Y} = 0.85 \times 0.818 = 0.695 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow \frac{2.118}{4} = 0.695 \dots CV$$

b/ ELS :

Moment en appuis :

$$M_{0X} = 0.1000 \times 8.83 \times 1.65^2 = 2.403 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0.3671 \times 2.403 = 0.882 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 2.403 = 1.201 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 0.882 = 0.441 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0.3 M_{0x} = 0.3 \times 2.403 = 0.720 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 M_{0y} = 0.3 \times 0.882 = 0.264 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment sur travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 2.403 = 2.042 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 0.882 = 0.749 \text{ KN.m}$$

III.4.2 Ferrailage :

- **Calcul le ferrailage de la dalle pleine :**

Sens x-x :

- **En travée :** $M_t = 2.781 \text{ KN.m}$

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

$$= \frac{2.781 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135^2) \times 14.17}$$

$$1 \times (0.135^2) \times 14.17$$

$$\mu_{bu} = 0.0107 < \mu_l = 0.392$$

$\Rightarrow$ (les armature comprimée ne sont pas nécessaires $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.013$$

$$Z = d \times (1 - 0.4) = 0.1342 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s}$$

$$Z \times \sigma_s$$

$$A_s = \frac{2.781 \times 10^{-3}}{0.1342 \times 348}$$

$$0.1342 \times 348$$

$$A_s = 0.595 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 11: Ferrailage dans les deux sens.

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	x-x	2,781	0,0107	0,013	0.1342	0,59	4HA8= 2,01
	y-y	0,695	0,0026	0,003	0,1348	0,14	4HA8= 2,01
Appuis	x-x	1.636	0,0063	0,007	0,1346	0,34	4HA8= 2,01
	y-y	0,409	0,0015	0,001	0.1348	0,08	4HA8= 2,01

Condition non fragilité :

$$A_{y \min} \begin{cases} 12 h_0 \rightarrow \text{R.L (rend lisse)} \\ 8 h_0 \rightarrow \text{FeE 400.} \\ 6 h_0 \rightarrow \text{FeE500.} \end{cases}$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{y \min} = \frac{3-0.5}{2} \times 1,2 = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min x} = 1,50 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min y} = 1,20 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement :

$$\delta_t \leq \min(3 \times h_0; 33 \text{ cm})$$

$$\delta_t = 33 \text{ cm}$$

On prendre : $S_t = 25 \text{ cm}$

• Vérification à L'ELU :

• Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.071 \text{ MPa}$$

$$V_u = V_{\max} = \frac{q_u L_X}{2} \times \frac{L_y^4}{(L_y^4 + L_X^4)}$$

$$V_u = V_{\max} = \frac{12.445 \times 1.65}{2} \times \frac{3.3^4}{(3.3^4 + 1.65^4)} = 9.663 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{9.663 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.071 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration préjudiciable**

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.071 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$$

Position de l'axe neutre :

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

$$50 \times y^2 + 15(13,5 - y) \times 0 + (13,5 - y) \times 2.01 = 0$$

$$Y = 2.56 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \eta \times [A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d^2)]$$

$$I = \frac{b \times 2.56^3}{3} + 15 \times (2.01)(13.5 - 2.56)^2$$

$$I = 4167.70^4$$

Tableau III. 12 : Vérification à L'ELS de la dalle pleine type 2

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée									
X-X	2,042	2,56	4167,7	1.25	15	Vérifiée	80,40	201.63	Vérifiée
Y-Y	0,749	2,56	4167,7	0,46	15	Vérifiée	29,49	201.63	Vérifiée
Sur appuis									
X-X	1,201	2,56	4167,7	0,73	15	Vérifiée	47.28	201.63	Vérifiée
Y-Y	0,441	2,56	4167,7	0,27	15	Vérifiée	17.36	201.63	Vérifiée

• Vérification de la flèche :

$$✓ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,65} = 0,0909 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow OK$$

$$✓ \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 13,5} = 0,0014 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow OK$$

$$✓ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0909 \geq 0,085 \Rightarrow OK$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

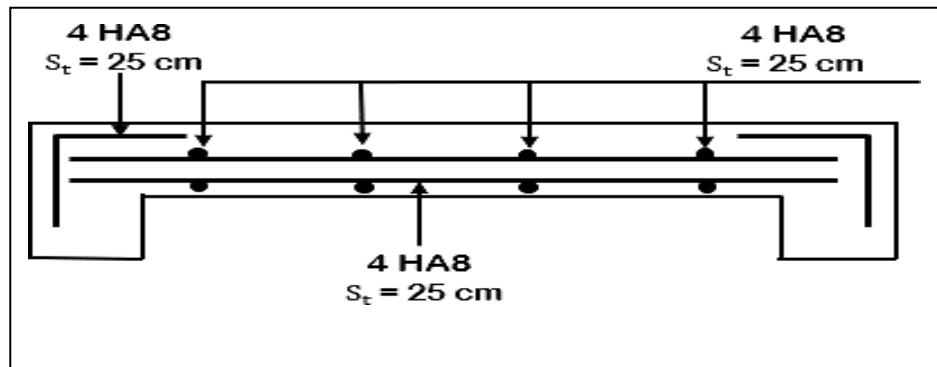


Figure III. 10: Schéma de ferrailage du balcon.

III.5 L'ascenseur :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est dû au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.5.1 Redimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine, nous avons deux conditions à vérifier : Résistance à la flexion :

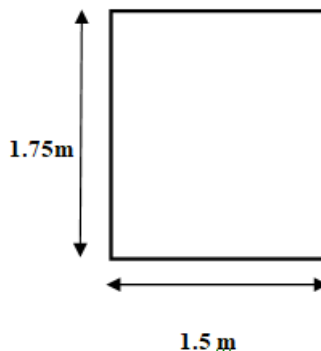


Figure III. 11 : vue en plan de la dalle machine.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3 \text{ cm} \leq e \leq 3.75 \text{ cm}$$

a) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$.

On prend : **$e = 25 \text{ cm}$**

III.5.2 Détermination des charges et surcharges :

a-Charges permanentes

- Poids de la dalle machine supportée $50,00 \text{ KN /m}^2$
- Poids propre de la dalle $0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN /m}^2$

$$\mathbf{G = 56,25 \text{ KN /m}^2}$$

b-Surcharge d'exploitation :

$$\mathbf{Q = 1,00 \text{ KN/m}^2}$$

III.5.3 Combinaison des charges :

$$\mathbf{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44 \text{ KN /m}^2$$

$$\mathbf{E L.S : } q_{ser} = G + Q = 57,25 \text{ KN /m}^2$$

III.5.4 Calcul des efforts :

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

Calcul de « ρ »:

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} < 1$$

$$0,4 < \rho = \frac{150}{175} < 1$$

$$0,4 < \rho = 0.85 < 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

$$M_x = \mu_x q_\mu L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

ELU:

$$\begin{cases} \mu_x = 0.068 \Rightarrow M_x = 11.85 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.436 \Rightarrow M_y = 5.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

-Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85 M_x = 10.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0,85 M_y = 4.386 \text{ KN.m}$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax}= 0,3 M_x = 3.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}= 0,3 M_y = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max (M_{ax}, M_{ay}) = 3.55 \text{ KN.m}$$

III.5.5 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm^2 qui travaille en flexion simple. On a : b = 100 cm, h= 25 cm, d= 0.9h = 22.5cm, c = 2cm, = 14.17MPa, $\sigma_s=348\text{MPa}$

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

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\text{les armature comprimée ne sont pas nécessaires}).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s}$$

Tableau III. 13 : tableau récapitulatif des résultants de ferrailage

		M_t (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A^{cal} (cm^2)	A^{adp} (cm^2)
Travée	Sens x-x	10.07	0.0014	0.025	22.275	1.29	5HA8=2.51
	Sens y-y	4.386	0.006	0.012	22.392	0.56	5HA8=2.51
Appuis	Sens x-x	3.55	0.004	0.01	22.41	0.45	5HA8=2.51
	Sens y-y	3.55	0.004	0.01	22.41	0.45	5HA8=2.51

• **Espacement :**

-En travée

$$S_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{ cm (sens } x - x) \dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20 < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{ cm (sens } y - y) \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

-en appuis

$$S_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{ cm (sens } x - x) \dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20 < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{ cm (sens } y - y) \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

1. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} =$$

$$\frac{77.44 \times 1.5 \times 1.75}{2 \times 1.5 + 1.75}$$

$$T_x = 42.79 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{77.44 \times 1.5}{3} = 38.72 \text{ KN}$$

$$T_u = \max(T_x; T_y) = 42.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{42.79 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.5 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6 vérification :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

a- Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

b- Acier :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA} = 400 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de « y » :

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

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + n \times [A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d)^2]$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 14: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		$M_t(\text{KNm})$	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	(x-x)	8.10	2.51	3.75	14994.13	2.02	vérifiée
	(y-y)	4.73	2.51	3.75	14994.13	1.18	
Appuis		2.858	2.51	3.75	14994.13	0.71	

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$h = 25 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{3-\rho}{2} bh = 2,15 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \rho_0 = 0.08\% & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,85 \end{cases}$$

Sens Lx-x :

$$\text{Sur appuis : } A_x = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

En travée : $A_x = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2.15 \text{ cm}^2$vérifiée

Sens Ly-y :

Sur appuis : $A_y = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2.00 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_y = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2.00 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées(**B.A.E.L.91modifié 99**) :

$h = 0.25 \text{ m}$ et $l = 2.51 \text{ m}$

$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{1.5} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots cv$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.51}{100 \times 25} = 0.001 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots cv$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{1.5} = 0.16 \geq \frac{10.07}{10 \times 10.07} = 0.1 \dots \dots \dots cv$$

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

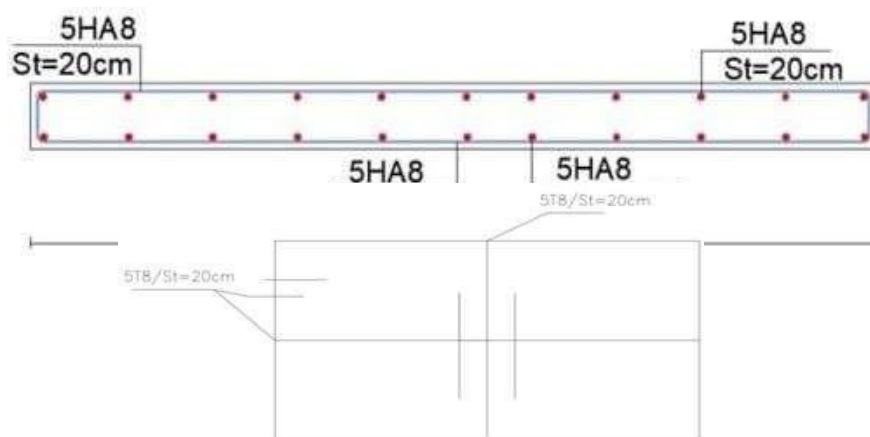


Figure III. 12 : disposition constructive des armatures de l'ascenseur

III.6.Plancher :

III.6.1 définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

III.6.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65)$ cm³, le tout sur monté d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

- ✓ Planchers à corps creux $(16+4=20\text{cm})$ Plancher = Poutrelle + Corps-creux Dalle de compression.

III.6.3 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre Continue semi encastrée aux poutres de rives.

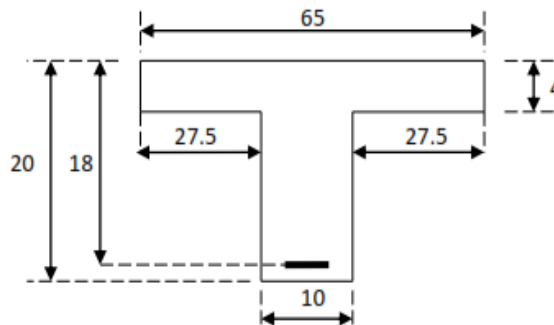


Figure III. 13: Schéma d'une poutrelle.

III.6.4 Calcul des planchers (poutrelles):

Pour le calcul des moments et d'efforts tranchants: On utilise les méthodes suivantes :

III.6.4.1 Méthode forfaitaire :

Domaine d'application:

- Fissuration n'est pas préjudiciable
- Les portées successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ; m s

$$\left(0.8 \leq \left(\frac{L_i}{L_{i-1}}, \frac{L_i}{L_{i+1}} \right) \leq 1.25 \right)$$
 ê
m
- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les e

- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m² $Q \leq \max [2G, 5 \text{ KN/m}^2]$

Application de la méthode :

qL^2 : Moment fléchissant de la poutre isostatique.

Soit : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

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

Les moments :

- Les moments en travées :

➤ **Pour les travées de rive:**

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

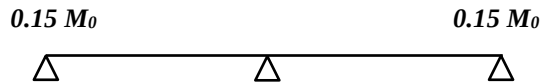
- **Pour les travées intermédiaires :** $M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0]$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

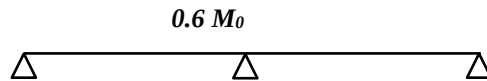
Les moments en appuis :

Pour une poutre à deux travées

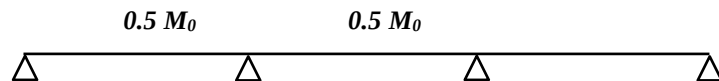
$0.15 M_0$: pour les appuis de rive



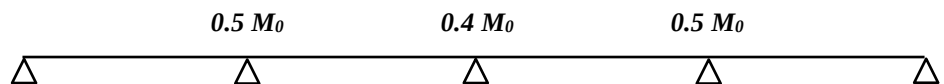
$0.6 M_0$: Pour une poutre à deux travées



$0.5 M_0$: Pour les appuis de rive pour une poutre >2 travées



$0.4 M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre >3 travées



L'effort tranchant :

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right| T_e = \frac{-qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

❖ **Les efforts tranchants:**

Pour calculer l'effort tranchant par la méthode forfaitaire, nous supposons que sur tous les appuis l'effort tranchant hyperstatique 'V' est égale à l'effort tranchant isostatique 'V₀' sauf sur les appuis voisin de rive où l'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

- 15% → s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

- 10% → s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

On note que : $V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$

Avec :

V_0 : effort tranchant isostatique ;

q_u : la charge sur les poutrelles ;

l_i : la longueur de la travée considérée.

Les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans les figures suivantes :

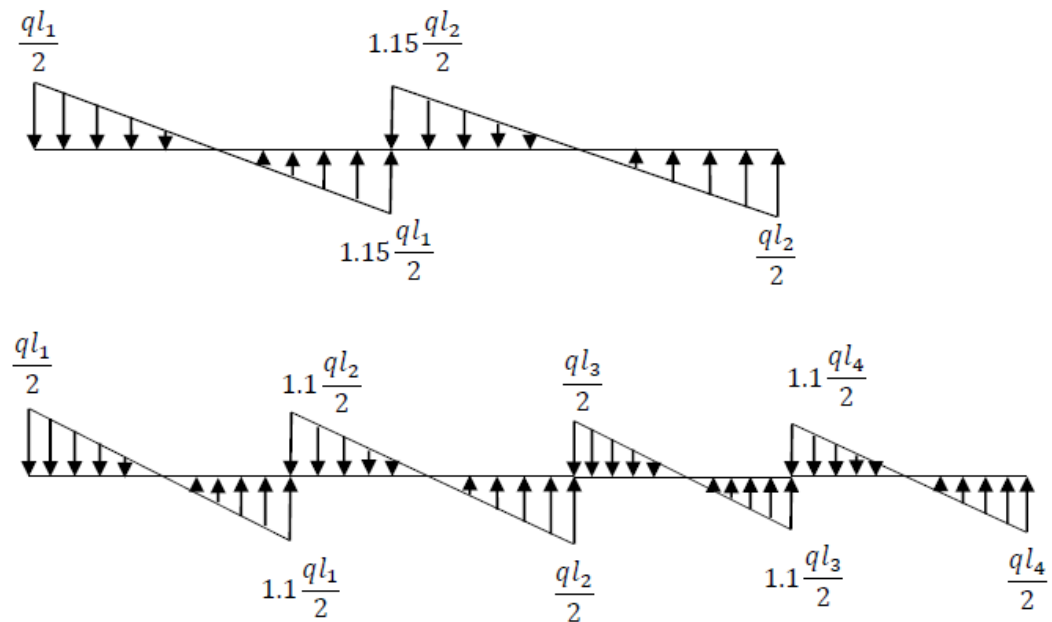


Figure III. 14: Evaluation des efforts tranchants.

III.6.4.2 Méthode Caquot:

Application de la méthode :

Les moments :

- Les moments en appuis :
- Appuis de rive : $M_A = M_H = 0$

- Appuis intermédiaires :

$$M_{appuis} = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5 (l'_w + l'_e)}$$

Avec $l' = 1$ pour les deux travées de rive

$l' = 0.8l$ pour les travées d'intermédiaire

- Les moments en travée :

$$M(x) = \frac{-qx^2}{2} + \frac{ql}{2} x + M_w + \frac{M_e - M_w}{L} X$$

$$\text{Avec : } T(x) = 0 \Rightarrow X = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{qL}$$

Les efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{ql^2}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$\text{Avec : } T_w(x=0) = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$T_w(x=l) = \frac{-ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$M_e ; M_w$: Sont des moments des appuis à droite et à gauche de la travée considérée

III.6.4.3 Ferrailage :

Les poutrelles sont ferrillées à la flexion simple, avec une fissuration peu nuisible organigramme de la flexion simple (section en T):

Organigramme de calcul de la poutrelle à la flexion simple avec FPN -section en Te-

Données :

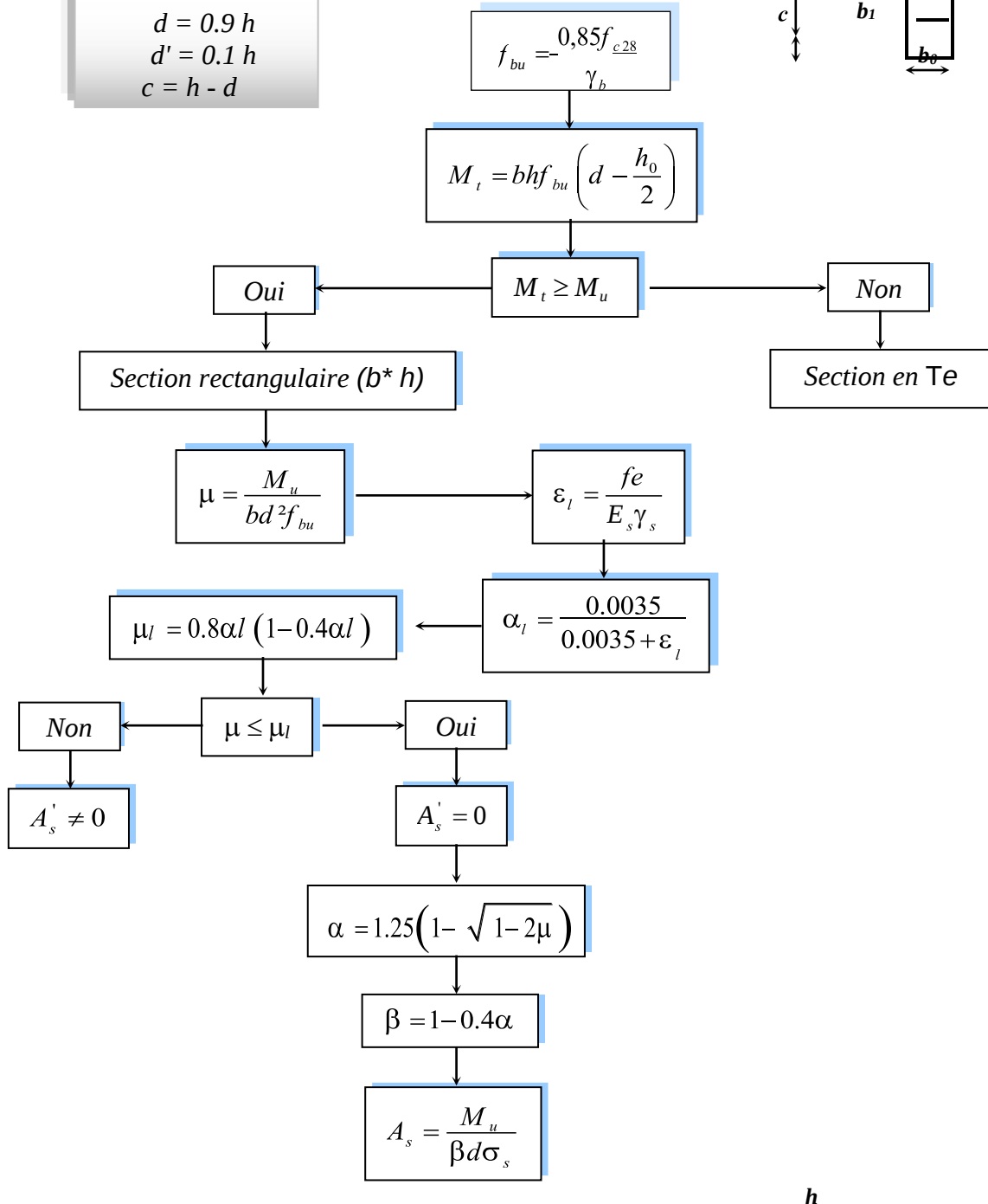
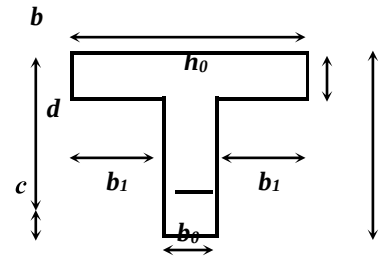
$$b, h, h_0$$

$$f_{c28}, f_e$$

$$d = 0.9 h$$

$$d' = 0.1 h$$

$$c = h - d$$



h

III.6.4.4 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \max (2G; 5\text{KN/m}^2)$

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.33\text{KN/m}^2$

$$Q = \max (2 \times 6.33; 5\text{KN/m}^2) = \max (12.66 ; 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = \frac{1\text{KN}}{\text{m}^2} < 12.66 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Plancher étage courant : $G = 5.38 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \max (2 \times 5.38; 5\text{KN/m}^2) = \max (10.76; 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 10.76 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les moments d'inertie constanteCV

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \dots \text{CV}$$

Fissurations sont considérées comme peu préjudiciables puisque les planches sont protégées.....CV

Absence de charge rapidement variable dans le temps et de position..... CV

$$0.8 \leq \frac{2.90}{3.15} = 0.92 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.15}{4.05} = 0.77 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

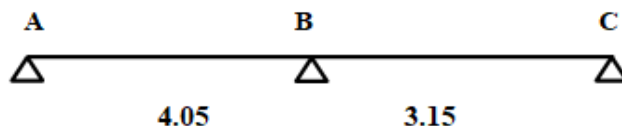
$$0.8 \leq \frac{4.05}{3.15} = 1.28 \leq 1.25 \dots \text{condition Non vérifiée.}$$

3^{eme} condition n'est pas vérifiée

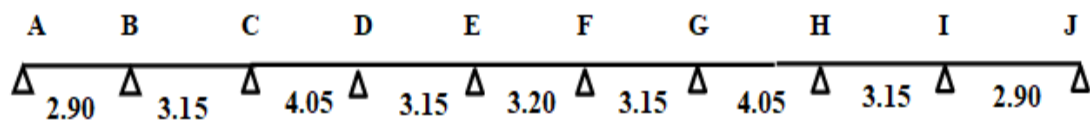
- Type des planchers :

a. Plancher terrasse :

Type 1 :

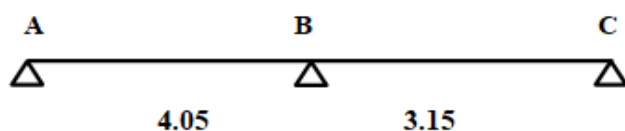


Type 2 :

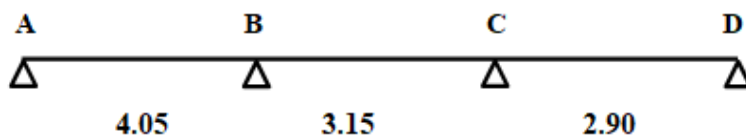


b. Etage courant + RDC :

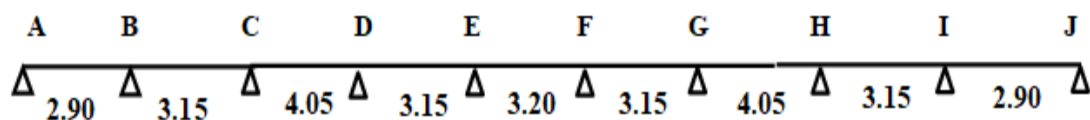
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



III.6.4.5 Evaluation des charges :

a) Plancher terrasse :

$$G = 6.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

a) Plancher étage :

$$G = 5.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

III.6.4.6 Combinaisons d'action :

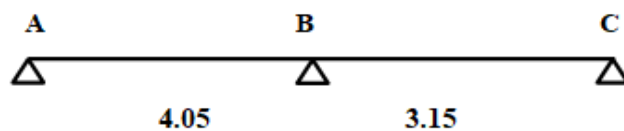
Tableau III. 15 : Les charges et surcharges revenant aux poutrelles.

Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $q_u = b \times (1,35G + 1,5Q)$	ELS [KN/ml] $q_s = b \times (G + Q)$
Terrasse inaccessible	6.33	1.00	0.65	6.53	4.76
Etage courant d'habitation	5.38	1.50	0.65	6.18	4.47

III.6.4.7 Détermination des sollicitations des planchées :

✚ Plancher terrasse :

Type 1 :



a. Calcul des longueurs fictives

Les deux travées sont de rive donc :

✓ $L'_{AB} = L_{AB} = 4.05 \text{ m.}$

✓ $L'_{BC} = L_{BC} = 3.15 \text{ m.}$

b. Calcul des moments

❖ Moments aux appuis : $M_0 = \frac{q L^2}{8}$

➤ Les appuis de rive

✚ Appui A :

$$M_A = 0 = -0.15 M_0 \begin{cases} \text{ELU} = -0.15 (12.98) = -1.94 \\ \text{ELS} = -0.15 (9.76) = -1.46 \end{cases}$$

✚ Appui C :

$$M_C = 0 = -0.15 M_0 \begin{cases} \text{ELU} = -0.15 (8.09) = -1.21 \\ \text{ELS} = -0.15 (5.90) = -0.88 \end{cases}$$

➤ Appui intermédiaire

★ Appui B :

$$M_B = - \frac{q'_g \times L'_g{}^3 + q'_d \times L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

$$\begin{cases} ELU : M_B = - \frac{6.53 \times 4.05^3 + 6.53 \times 3.15^3}{8.5(4.05 + 3.15)} = - 11.07 \text{ KN.m} \\ ELS : M_B = - \frac{4.76 \times 4.05^3 + 4.76 \times 3.15^3}{8.5(4.05 + 3.15)} = - 8.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L}$$

★ travée AB

A l'ELU :

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{q L_i} = \frac{4.05}{2} + \frac{-11.07 - 0}{6.53(4.05)} = 1.60 \text{ m}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x) = 6.53 \times \frac{1.60}{2} (4.05 - 1.60) = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L} = 12.97 + (-11.07) \frac{1.60}{4.05} = 8.42 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{q L_i} = \frac{4.05}{2} + \frac{-8.07 - 0}{4.76(4.05)} = 1.60 \text{ m}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x) = 4.76 \times \frac{1.60}{2} (4.05 - 1.60) = 9.32 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L} = 9.32 + (-8.07) \frac{1.60}{4.05} = 6.14 \text{ KN.m}$$

★ travée BC

A l'ELU :

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{q L_i} = \frac{3.15}{2} + \frac{0 - (-11.07)}{6.53(3.15)} = 2.11 \text{ m}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x) = 6.53 \times \frac{2.11}{2} (3.15 - 2.11) = 13.36 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L} = 13.36 + (-11.07) \frac{2.11}{3.15} = 3.50 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{qL_i} = \frac{3.15}{2} + \frac{0 - (-8.07)}{4.76(3.15)} = 2.11\text{m}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x) = 4.76 \times \frac{2.11}{2} (3.15 - 2.11) = 5.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L} = 5.22 + (-8.07) \frac{2.11}{3.15} = 2.56 \text{ KN.m}$$

c. Les efforts tranchants

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

❖ **A l'ELU :**

★ **Travée AB : $0 \leq x \leq 4.05$**

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$T(x) = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 10.49 \text{ KN.} \\ x = 4.05 \Rightarrow T(4.05) = -15.96 \text{ KN.} \end{cases}$$

★ **Travée BC : $0 \leq x \leq 3.15$**

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$T(x) = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -6.77 \text{ KN.} \\ x = 4.05 \Rightarrow T(3.15) = 13.80 \text{ KN.} \end{cases}$$

❖ **A l'ELS :**

★ **Travée AB : $0 \leq x \leq 4.05$**

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$T(x) = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 7.65 \text{ KN.} \\ x = 4.05 \Rightarrow T(4.05) = -11.63 \text{ KN.} \end{cases}$$

★ **Travée BC : $0 \leq x \leq 3.15$**

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$T(x) = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 4.93 \text{ KN.} \\ x = 4.05 \Rightarrow T(3.15) = -11.63 \text{ KN.} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

ELU :

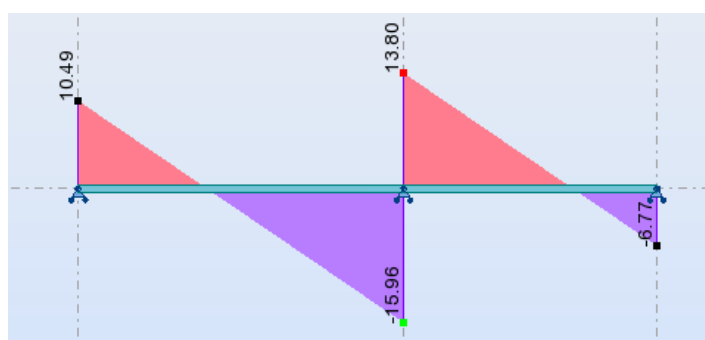
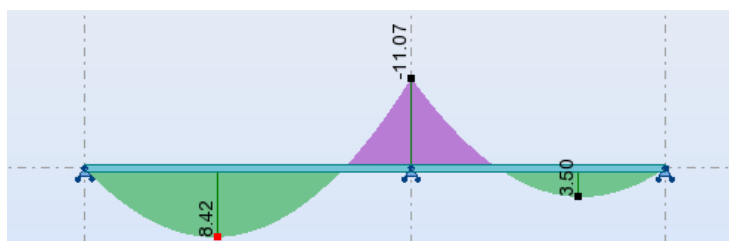
Tableau III. 16: Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 1(Plancher Terrasse).

Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en travée M_{tu} (KN.m)	Les efforts tranchants	
		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)		T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	4.05	0	-11.07	8.42	10.49	-15.96
B-C	3.15	-11.07	0	3.50	13.80	- 6.77

A l'ELS :

Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en travée M_{tu} (KN.m)	Les efforts tranchants	
		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)		T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	4.05	0	-8.07	6.14	7.65	-11.63
B-C	3.15	-8.07	0	2.56	-11.63	- 4.93

ELU :



ELS :

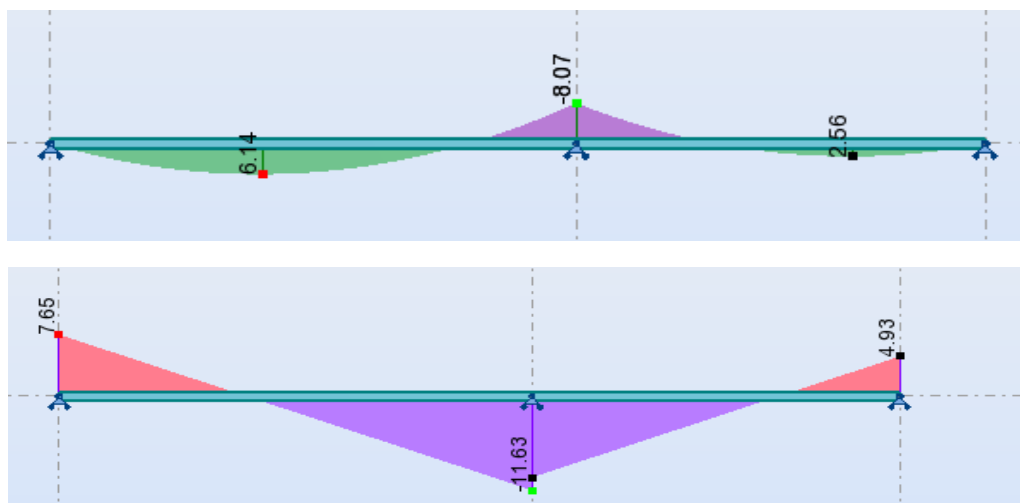
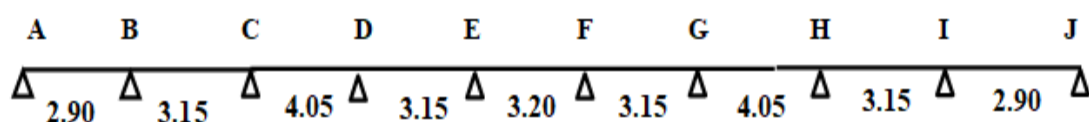


Figure III. 15 : Evaluation des moments et efforts tranchants type 01(plancher terrasse).

Type 2 :



ELU :

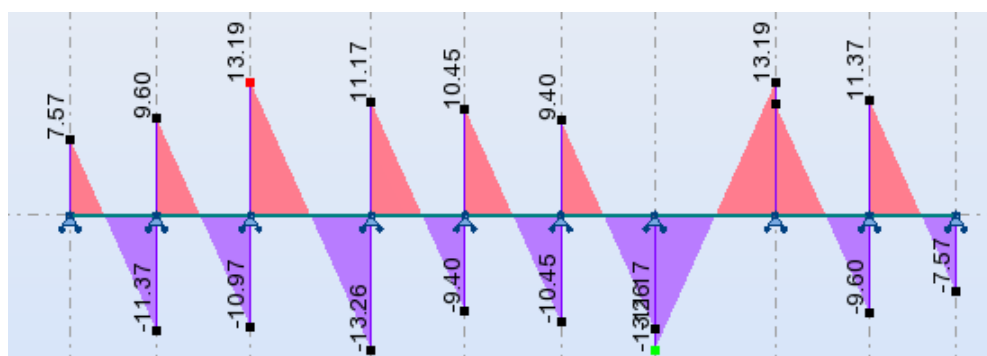
Tableau III. 17 : Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 2(Plancher Terrasse).

Travée	L(m)	Q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	2.9	6.53	0	-5.51	4.37	7.57	-11.37
B-C	3.15	6.53	- 5.51	-7.67	1.51	9.60	-10.97
C-D	4.05	6.53	-7.67	-7.82	5.64	13.19	- 13.26
D-E	3.15	6.53	- 7.82	-5.51	1.68	11.17	- 9.40
E-F	3.2	6.53	- 5.51	-5.51	3.33	10.41	-10.45
F-G	3.15	6.53	-5.51	-7.82	1.68	9.40	-11.17
G-H	4.05	6.53	-7.82	-7.67	5.64	-13.26	13.19
H-I	3.15	6.53	-7.67	-5.51	1.51	13.19	-9.60
I-J	2.9	6.53	-5.51	0	4.37	11.37	-7.57

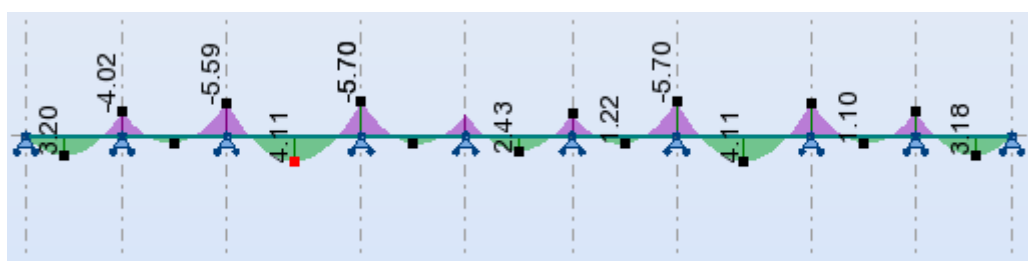
ELS :

Travée	L(m)	Q _u (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
A-B	2.9	4.76	0	- 4.02	3.20	7.57	-11.37
B-C	3.15	4.76	-4.02	-5.59	1.10	9.60	-10.97
C-D	4.05	4.76	- 5.59	-5.70	4.11	13.19	- 13.26
D-E	3.15	4.76	-5.70	-4.02	1.22	11.17	- 9.40
E-F	3.2	4.76	-4.02	-4.02	2.43	10.41	-10.45
F-G	3.15	4.76	-4.02	-5.70	1.22	9.40	11.17
G-H	4.05	4.76	-5.70	-5.59	4.11	13.26	13.19
H-I	3.15	4.76	-5.59	-4.02	1.10	13.19	-9.60
I-J	2.9	4.76	-4.02	0	3.18	11.37	-7.57

ELU :



ELS :



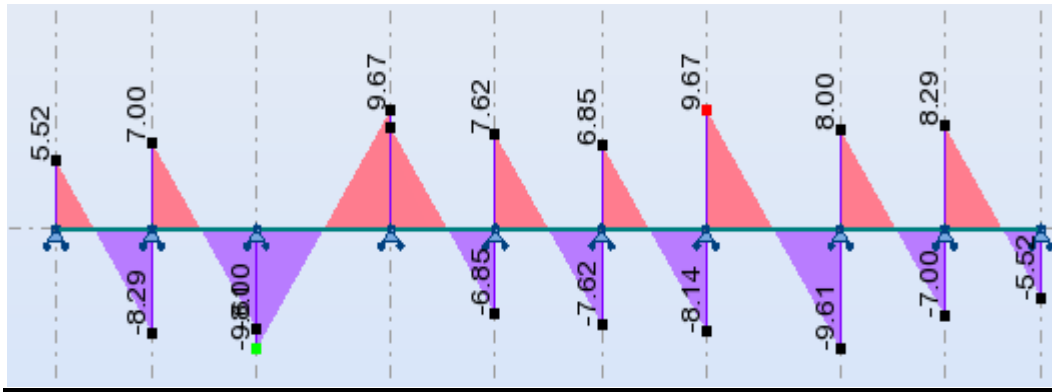


Figure III. 16: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02(plancher terrasse).

III.6.4.8 Ferrailage des poutrelles (terrasse) :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

ELU :

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_0 = \bar{\delta}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - 0.02) = 58.947 N.m$$

$$M_{Tmax} = 8.42 \text{ KN.m} < 58.94 \text{ KN}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

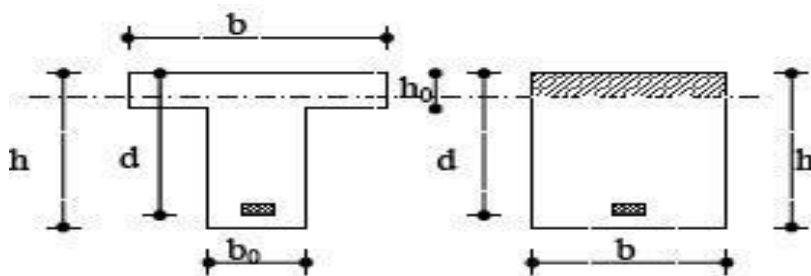


Figure III. 17: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\delta}_b \times b \times d^2} = \frac{8.42 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.028 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 180 (1 - 0.4 \times 0.035) = 177.4 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{8.42 \times 10^6}{177.4 \times 348} = 136.38 \text{ mm}^2 = 1.36 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

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

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_U = \max (A_{\text{cal}} = 1.36 ; A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2)$$

$$A_u = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3 HA10** soit **$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$**

Tableau III. 18: Ferrailage de la poutrelle type 1.

$M_t(\text{N.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A_{\min}$ (cm^2)	$A(\text{cm}^2)$	A_{adopt} (cm^2)
8.42	0.028	0.392	0.035	177.4	0.22	1.36	3HA10 = 2.36

Sur appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{11.07}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.241$$

$$\alpha = 0.350$$

$$Z = 154.77$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{11.07 \times 10^6}{154.77 \times 348} = 250.53 \text{ mm}^2 = 2.05 \text{ cm}^2.$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_u = \max (A_{\text{cal}} = 2.05 ; A_{\min} = 0.22)$$

$$A_u = 2.05 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 19: Ferrailage de la poutrelle type 1.

$M_t(\text{N.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
11.07	0.0241	0.392	0.035	154.77	2.05	0.22	2HA12 = 2.26

❖ **Vérification de la l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{15.96 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

❖ **Armature de répartition :**

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

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

Travée :

$$A_r = \frac{A_{\max}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Appui :

$$A_r = \frac{A_{\max}}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.56 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA6.=0.57cm²**

Espacement entre cadre (St) :

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9h; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_u \times f_e}{0.4b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_u \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9 \times 18 = 16.2; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.88 - 0.3 \times 2.1)} = 73 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2$$

Soit : **S_t = 15 cm**

Vérification de la bielle :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{ab_0} \end{cases} \quad \text{Avec : } a = \min \{0.9d; (40 - 4)\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 108.14$
KN

$T_u = 15.96 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN}$vérifie.

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{(15.96 \times 10^3) \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 1.04 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1.04 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ vérifié.

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$M_{ts}^{\max} = 6.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_s(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18-4) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

Calcul y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A'_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15 \times (18-y) \times 2.36 = 0$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.91^3 + 15 \times (18 - 3.84)^2 \times 2.36 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.14 \times 10^6 \times 39.1}{8323.04 \times 10^4} = 2.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.88 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

➤ **Appui :**

$$M_{ts}^{\max} = 8.07 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Calcul y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s' - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 10 \times y^2 - 15 \times (18-y) \times 2.26 = 0$$

$$y = 8.16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 10 \times 8.16^3 + 15 \times (18 - 8.16)^2 \times 2.26 = 5093.51 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.07 \times 10^6 \times 81.6}{5093.51 \times 10^4} = 12.92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.92 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Tableau III. 20 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	δ_{bc}	δ_{bc} ≤ δ_{bc}
Travée	6.14	2.36	3.91	8323.04	2.88	CV
Appuis	8.07	2.26	8.16	5093.51	12.92	CV

Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{4.05} = 0.049 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c. n. v} \\ \frac{0.2}{3.05} = 0.049 \geq \frac{8.42}{10 \times 12.98} = 0.064 \quad \text{c. n. v} \\ \frac{2.36}{65 \times 18} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{c. v} \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

❖ **Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) :**

La part de la flèche totale f_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Il faut avoir :

- $\frac{l}{500} \dots\dots\dots L \leq 5m.$
- $\frac{l}{500} + 0.5 \dots\dots\dots L \geq 5m.$

$$\text{Donc : } f_{adm} = \frac{l}{500} = 8.1 \text{ mm}$$

Avec :

Ei : Module de déformation instantanée du béton.

❖ **Calcule le moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15 A_s (d - V)^2$$

$$I_0 = 72246.09 \text{ cm}$$

Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2.1}{(2+3) 0.013} = 3.281$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho + f_{t28}} \right) \Rightarrow \mu = 0.818$$

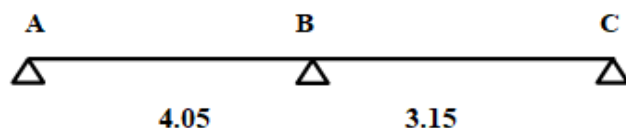
$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 72246.09}{1 + 3.281(0.818)} \Rightarrow I_{fi} = 21571.85 \text{ cm}^4$$

$$f_{Terrasse} = \frac{M L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 1.961 \text{ mm} < f = \frac{l}{500} = 8.1 \dots \text{cv}$$

✚ Plancher étage :

Type 1 :



ELU :

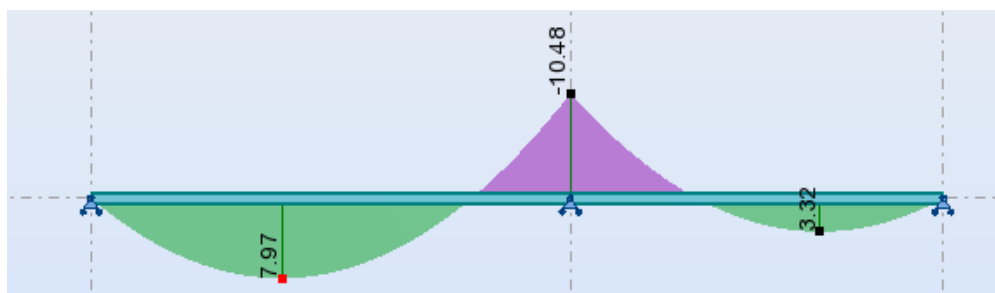
Tableau III. 21: Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 1(Plancher étage).

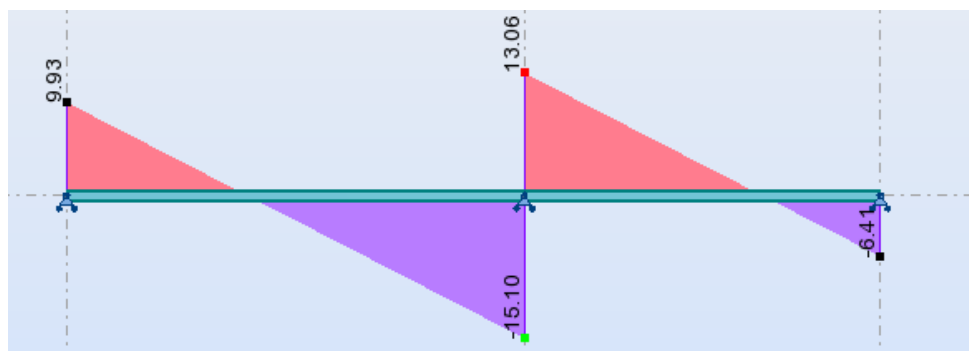
Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en travée M_{tu} (KN.m)	Les efforts tranchants	
		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)		T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	4.05	0	-10.48	7.97	9.93	-15.10
B-C	3.15	-10.48	0	3.32	13.06	- 6.41

ELS :

Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en travée M_{tu} (KN.m)	Les efforts tranchants	
		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)		T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	4.05	0	-7.58	5.77	7.18	-10.93
B-C	3.15	-7.58	0	2.40	9.45	- 4.64

ELU :





ELS :

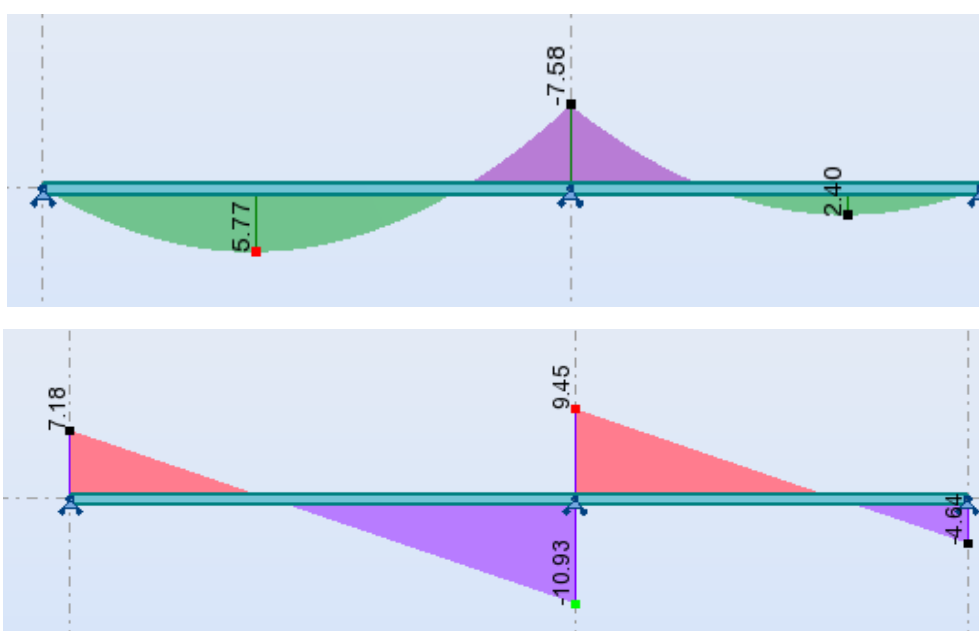
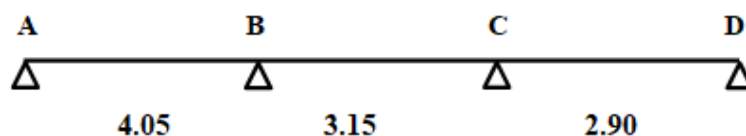


Figure III. 18: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01(plancher étage)

Type 2 :



ELU :

Tableau III. 22: Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 2 (Plancher étage).

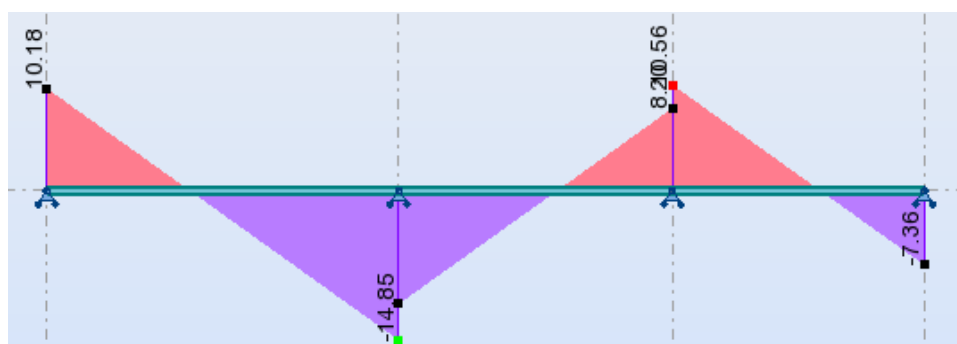
Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en Travée	Les efforts tranchants	
		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	4.05	0	-9.47	8.37	10.18	-15.96

B-C	3.15	-9.47	- 4.64	0.8	-8.20	8.20
C-D	2.90	-4.64	0	4.38	10.56	-7.36

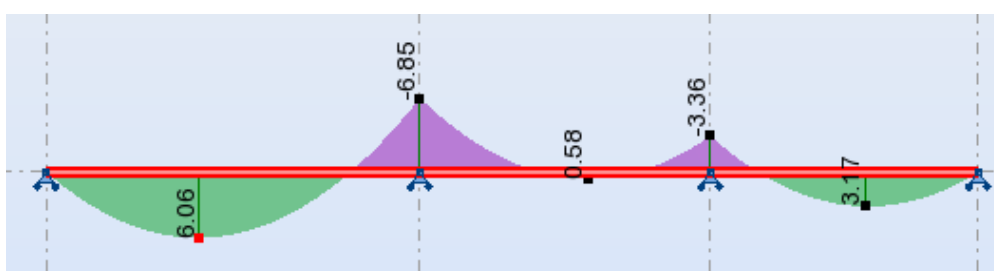
ELS :

Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en Travée M_{tu} (KN.m)	Les efforts tranchants	
		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)		T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	4.05	0	-6.85	6.06	7.36	-10.75
B-C	3.15	-6.85	-3.36	0.58	8.15	- 5.94
C-D	2.90	- 3.36	0	3.17	7.64	-5.33

ELU :



ELS :



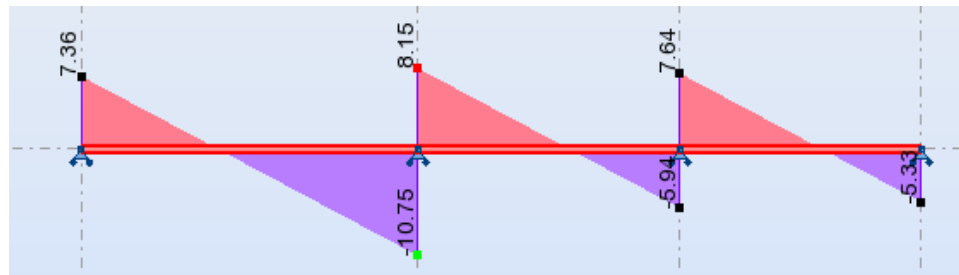
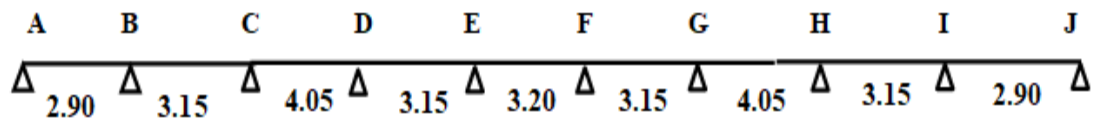


Figure III. 19: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02(plancher étage)

Type 03 :



ELU :

Tableau III. 23 : Les sollicitations à ELU et ELS, poutrelle type 3 (Plancher étage).

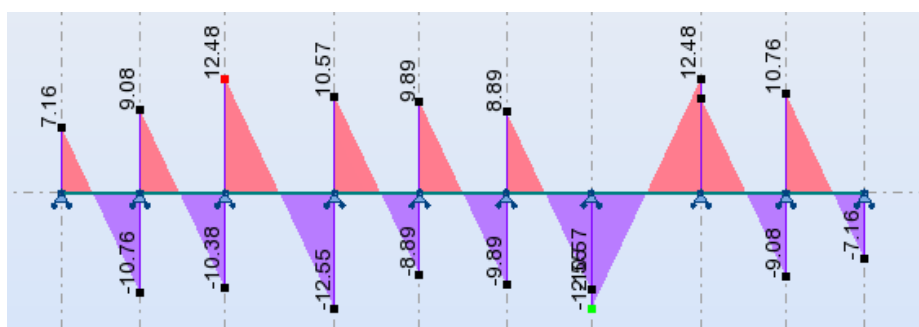
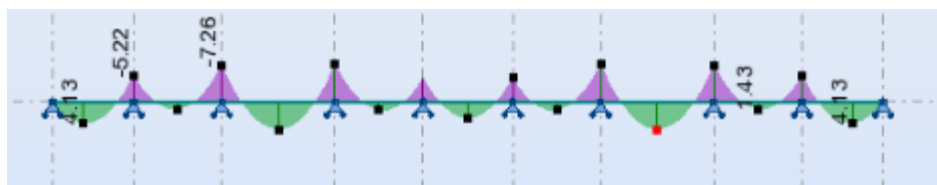
Travée	L(m)	Q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	2.9	6.18	0	- 5.22	4.14	7.16	-10.76
B-C	3.15	6.18	- 5.22	-7.26	1.43	9.08	-10.38
C-D	4.05	6.18	- 7.26	-7.26	5.34	- 12.48	- 10.57
D-E	3.15	6.18	-7.26	-4.76	1.60	12.55	- 8.89
E-F	3.2	6.18	-4.76	-4.76	3.15	-8.89	8.89
F-G	3.15	6.18	-4.76	-7.26	1.60	8.89	- 10.57
G-H	4.05	6.18	-7.26	-7.26	5.34	12.55	-12.48
H-I	3.15	6.18	-7.26	- 5.22	1.43	10.38	-9.08
I-J	2.9	6.18	- 5.22	0	4.14	- 10.76	-7.16

ELS :

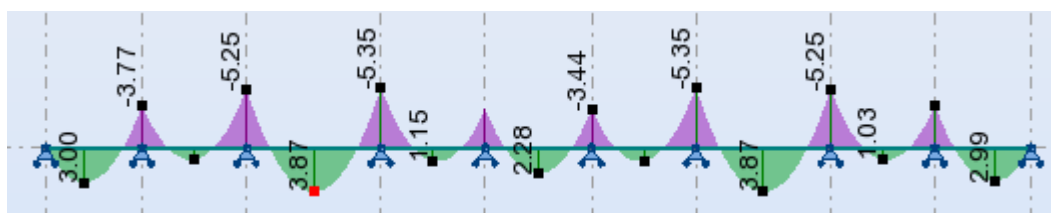
Travée	L(m)	Q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	2.9	4.47	0	- 3.77	3.00	5.18	-7.79
B-C	3.15	4.47	- 3.77	-5.25	1.03	6.57	-7.51

C-D	4.05	4.47	- 5.25	-5.35	3.87	-9.08	- 9.03
D-E	3.15	4.47	-5.35	- 3.44	1.15	7.65	- 6.44
E-F	3.2	4.47	- 3.44	- 3.44	2.28	7.16	-7.16
F-G	3.15	4.47	- 3.44	-5.35	1.15	6.44	-7.63
G-H	4.05	4.47	-5.35	-5.25	3.87	9.08	- 9.03
H-I	3.15	4.47	-5.25	- 3.77	1.03	7.51	- 6.57
I-J	2.9	4.47	- 3.77	0	2.99	7.79	-5.18

ELU :



ELS :



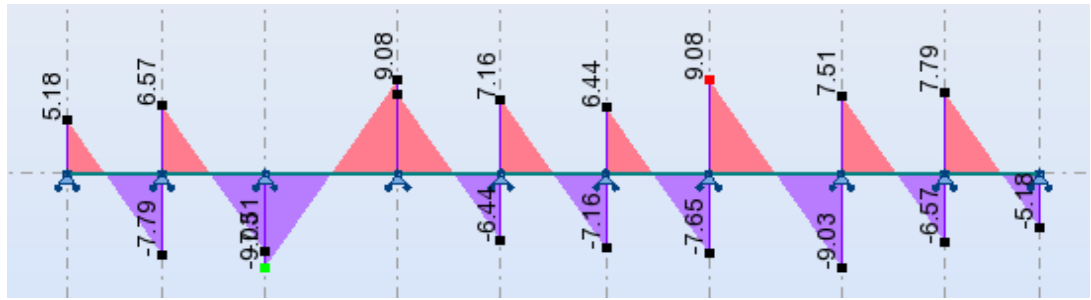


Figure III. 20: Evaluation des moments et efforts tranchants type 03(plancher étage)

III.6.4.9 Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

ELU :

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_0 = \bar{\delta}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - 0.02) = 58.947 \text{ N.m}$$

$$M_{T \max} = 8.37 \text{ KN.m} < 58.94 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

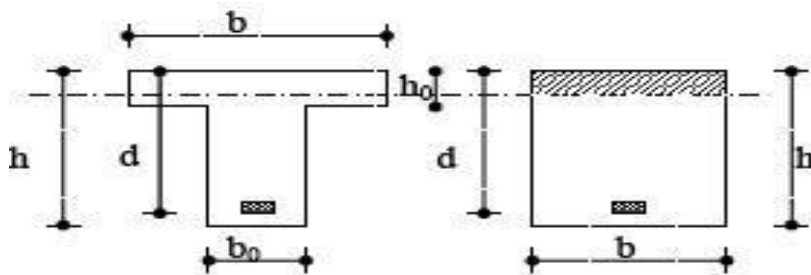


Figure III. 21: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{8.37 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.03 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.038$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 180 (1 - 0.4 \times 0.038) = 177.3 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{8.42 \times 10^6}{177.4 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} A_{\min} \geq$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

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

$$= 1.41 \text{ cm}^2 \quad A_{\min}$$

$$= \max (A_{\text{cal}} = 1.35 ; A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2) \quad A_u$$

$$A_u = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3 HA10** soit **$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$**

Tableau III. 24: Ferrailage de la poutrelle type 2.

M_t(N.m)	μ	μ_l	α	Z(mm)	A_{min} (cm²)	A(cm²)	A_{adopt} (cm²)
8.37	0.03	0.392	0.038	177.3	1.41	1.35	3HA10 = 2.36

Sur appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{9.47}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.03$$

$$\alpha = 0.038$$

$$Z = 177.3 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{9.47 \times 10^6}{154.77 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2.$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc $A_u = \max (A_{\text{cal}} = 1.53 ; A_{\min} = 0.22)$

$$A_u = 2.26 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 25: Ferrailage de la poutrelle type 2

M_t(N.m)	μ	μ_l	α	Z(mm)	A(cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopt} (cm²)
9.47	0.03	0.392	0.038	177.3	1.53	0.22	2HA12 = 2.26

❖ **Vérification de la l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14.85 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.825 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

❖ **Armature de répartition :**

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

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

Travée :

$$A_r = \frac{A_{\max}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Appui :

$$A_r = \frac{A_{\max}}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.56 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA6 = 0.57 cm²**

Espacement entre cadre (St) :

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9h; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_u \times f_e}{0.4b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_u \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9 \times 18 = 16.2; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.82 - 0.3 \times 2.1)} = 96 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2$$

Soit : **St = 15 cm**

Vérification de la bielle :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{ab_0} \end{cases} \quad \text{Avec : } a = \min \{0.9d; (40 - 4)\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 108.14$ KN

$T_u = 14.85 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN}$vérifie.

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{(14.85 \times 10^3) \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.96 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.96 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ vérifié.

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$M_{ts}^{\max} = 6.06 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_s(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18-4) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

Calcul y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y)A'_s - \eta (d-y)A_s = 0$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A'_s$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.06 \times 10^6 \times 39.1}{8323.04 \times 10^4} = 2.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.68 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

➤ **Appui :**

$$M_{ts}^{\max} = 6.85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Calcul y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y)A'_s - \eta (d-y)A_s = 0$$

$$y = 8.16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(d - y) A_s$$

$$I = 5093.51 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.85 \times 10^6 \times 81.6}{5093.51 \times 10^4} = 10.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.97 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Tableau III. 26: Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$
Travée	6.06	2.36	3.91	8323.04	2.68	CV
Appuis	6.85	2.26	8.16	5093.51	10.97	CV

Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{4.05} = 0.049 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c. n. v} \\ \frac{0.2}{4.05} = 0.049 \geq \frac{8.37}{10 \times 12.67} = 0.066 \quad \text{c. n. v} \\ \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{c. n. v} \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

❖ **Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) :**

La part de la flèche totale f_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Il faut avoir :

- $\frac{l}{500} \dots \dots \dots L \leq 5\text{m.}$
- $\frac{l}{500} + 0.5 \dots \dots \dots L \geq 5\text{m.}$

$$\text{Donc : } f_{adm} = \frac{l}{500}$$

❖ **Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15 A_s (d - V)^2$$

$$I_0 = 72246.09 \text{ cm}^4$$

Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.013$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho + f_{t28}} \right) \Rightarrow \mu = 0.818$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 21571.851 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 1.856 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = 8.1 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

❖ **Ferraillage de la dalle de compression des planchers avec hourdis et corps creux :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées: (BAEL B.6.5, 1) [3]

Avec : $h=0.20$ m et $l=4.05$ m.

Les ferraillages se fait par quadratique de barres, dont les dimensions des mailles n'ont pas dépasser :

- 20cm dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 33cm dans les sens perpendiculaires aux poutrelles
- L'espacement entre nervures est compris entre 53 et 8cm.

a. La section d'acier perpendiculaire aux nervures doit satisfaire :

$$\checkmark \text{ Si } 50 < L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp \text{Nervures}} \geq \frac{4l}{f_e} \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Si } L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp \text{Nervures}} \geq \frac{200}{f_e} \text{ cm}^2$$

Avec : $L = 65 \text{ cm}$, $F_e = 400 \text{ MPa}$.

$$A > \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte $5\emptyset 6 \text{ mm}$ **$A = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

b. Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel \text{Nervures}} = \frac{A_{\perp \text{Nervures}}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'où on opte pour : $4\text{HA}8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Donc $A_{\perp \text{Nervures}} = A_{\parallel \text{Nervures}} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

La maille choisie de (20x 20 cm) dans le sens parallèle aux nervures.

Schéma de ferraillage :

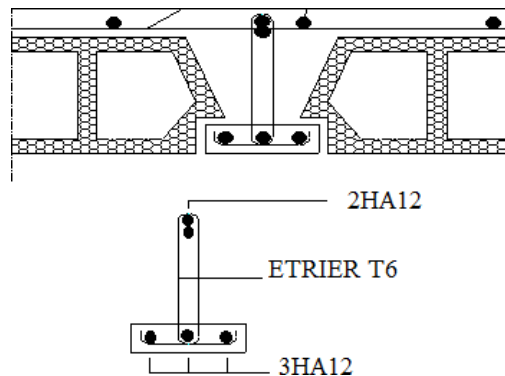


Figure III. 22: Ferraillage de poutrelle.

III.7 Etude de la table de compression

La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées **TREILLIS**

dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

La section d'armatures perpendiculaires aux nervures doit être :

$$A \geq \frac{4L}{f_e}$$

On adopte un treillis soudé de (150 × 150) de diamètre $\Phi 6$

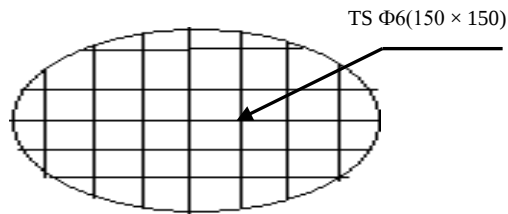


Figure III. 23: Ferrailage de la table de compression

III.8 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.1 Introduction

Le séisme est l'un des problèmes majeur que l'ingénieur doit prendre en considération comme point primordial dans l'élaboration des calculs car toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie a cette excitation dynamique de nature sismique ; ce dernier (le séisme) ce traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres, certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

- Effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps). Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [RPA99 version 2003].

IV.1 Étude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul Dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts Engendrés par l'action sismique.

IV.2. Objectif de l'Étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des

modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3 Choix de la méthode de calcul : [[2] ; Art: 4.1.1]

Les règles parasismiques algériennes (RPA99, version 2003), présentent trois méthodes de calcul :

La méthode statique équivalente ;

- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique

II.a (une zone de moyenne sismicité) et d'un Groupe **d'usage 02**

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les deux directions orthogonales et horizontale et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec

- **A** : Coefficient d'accélération de zone le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage
- Zone sismique

- **R** : Coefficient de comportement

- Il est en fonction du système de contreventement [[2] ; Tableau : 4.3]

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p q \quad [[2] ; Formule (4-4)]$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité *q* est satisfait ou non

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q	
	Critère observé	Critère non observé
1 condition minimale des files porteuses	0	0.05
2 Redondances en plan	0	0.05
3 Régularité en plan	0	0.05
4 Régularité en élévation	0	0.05
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

• **W** : Poids total de la structure.

$$- W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [[2] ; \text{Formule (4-5)}]$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation il est donné par [[2] ; Tableau : 4.5]

$W = 0.2$ pour usage d'habitation

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad [[2] ; \text{Tableau : (4-2)}]$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. [[2] ; Tableau : 4.7]

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

Où ε % est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du Type de structure et de l'importance des remplissages.

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad [[2] ; \text{Formule (4-6)}]$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et

donnée par le type de système de contreventement

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \quad [[2] ; \text{Formule (4-7)}]$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

b. Conditions d'application : [[2] ; Art: 4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

b.1. Régularité en plan :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- Notre bâtiment présenter une configuration antisymétrique suivant l'axe Longitudinale et configuration symétrique suivant l'axe transversale. **Condition non vérifié.**
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée:
 - La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.
- longueur/largeur = $29.90/16.75 = 1.78 < 4$. **Condition vérifié**
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

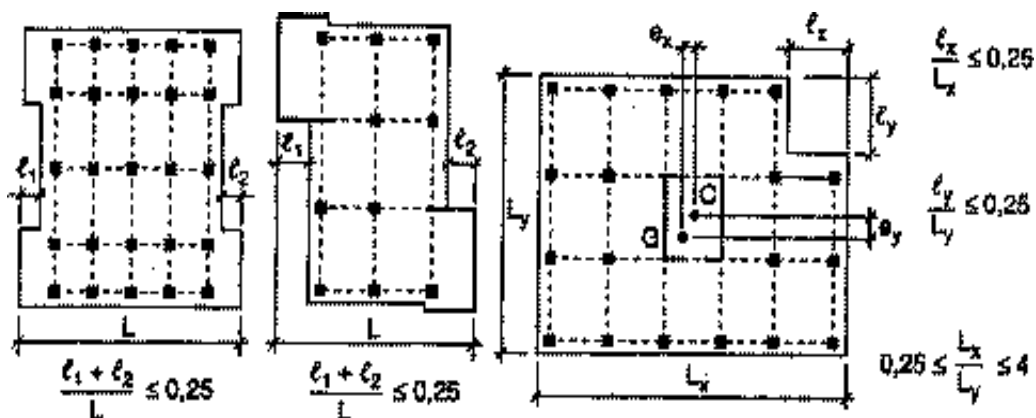


Figure IV. 1: Décrochements en plan limites autorisés par le RPA/2003.

Notre structure :

Zone : II.a ; Groupe d'usage : 02 ; H = 24.48 m

- Selon RPA2003:

$$0.25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4 \longrightarrow 0.25 \leq \frac{29.90}{16.75} \leq 4 \longrightarrow 0.25 \leq 1.78 \leq 4 \text{CV}$$

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de dernier.

✓ La structure est irrégulière en plan.

b.2.Régularité en élévation :

[[2] ; Art : b. 3.5.1]

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation ;
- Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment ;
- La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

✓ La structure est régulière en élévation

✎ La structure est:

Irrégulière en plan et régulière en élévation

➤ La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Malgré ces restrictions, la méthode statique équivalente reste cependant applicable aux bâtiments de configuration géométrique irrégulière sous réserve du respect des conditions complémentaires

IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

a. Principe de la méthode :

[[2] ; Art : 4.3.1]

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Domaine d'application:

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode Statique équivalente n'est pas appliquée.

Conclusion :

Dans notre projet nous avons utilisé la méthode statique équivalente en utilisant un logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014.

IV.4. Étape de calcul par la méthode statique équivalent

IV.4.1. Modélisation :

[[2] ; Art : 4.2.2]

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

➤ Notre structure est irrégulière en plan donc d'après [[2] ; Art : b. 4.3.2] , on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

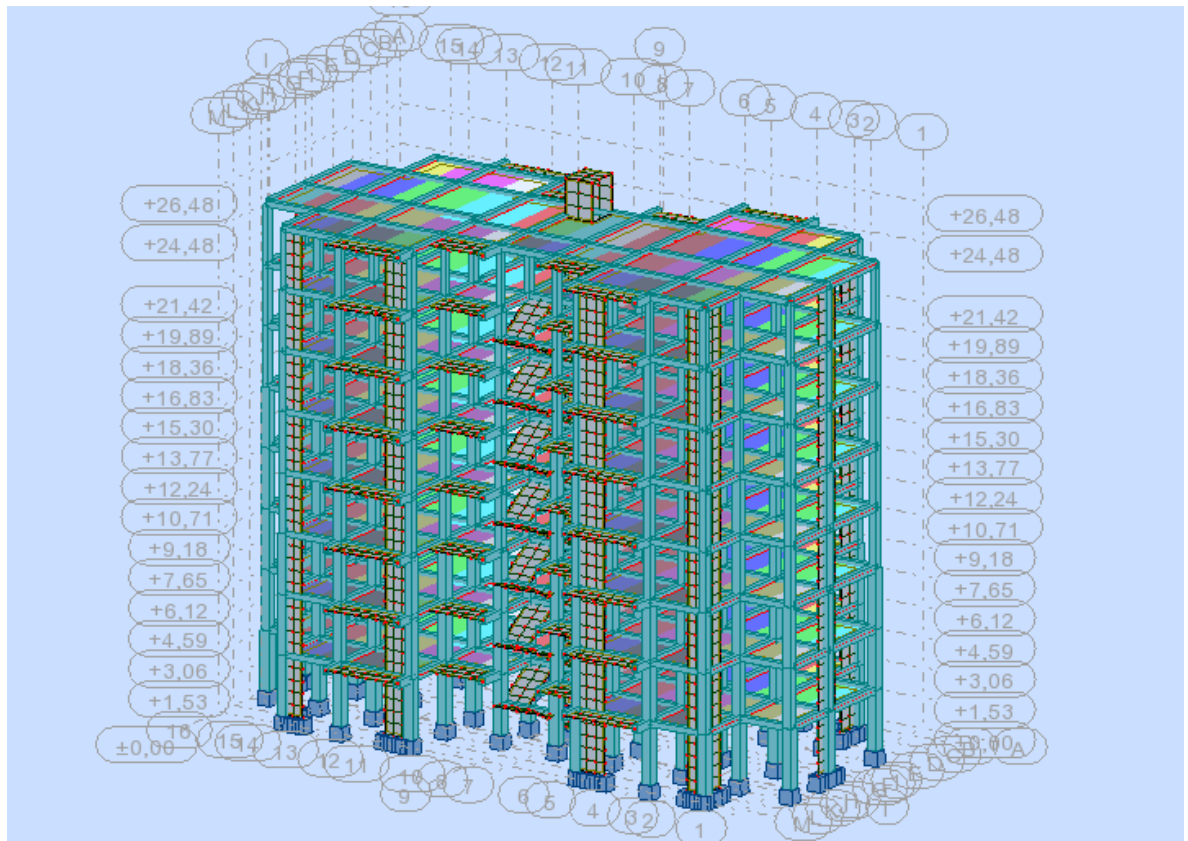


Figure IV. 2: Interface de la structure sur Robot 2014. Source : Auteurs

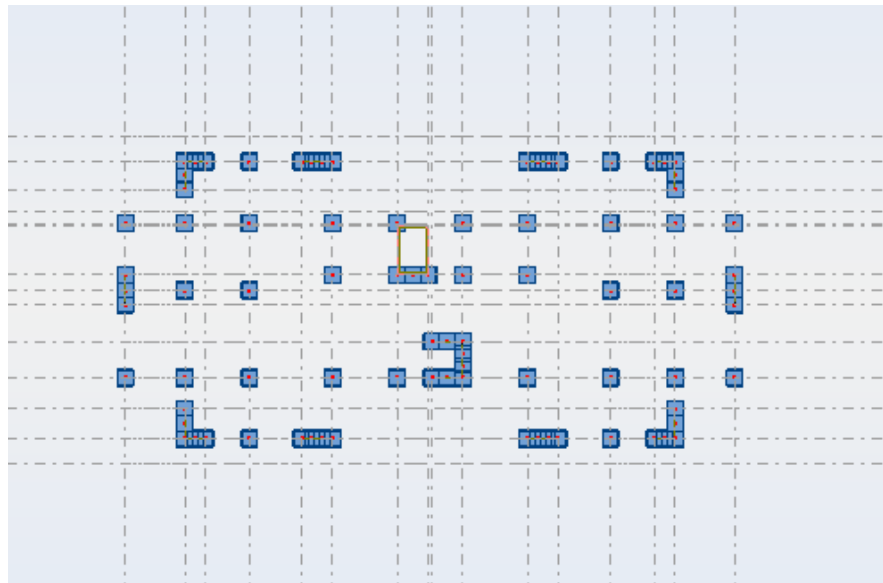


Figure IV. 3: Système de contreventement. Source : Auteurs

Tableau IV. 2: Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2014). Source Auteurs

Mod e	Fréquenc e (Hz)	Périod e (sec)	Masses cumulée s UX(%)	Masses cumulée s UY(%)	Masses cumulée s UZ(%)	Masse s modal e UX (%)	Masse s modal e UY (%)	Masse s modal e UZ (%)
1	1.57	0.63	68.06	0.01	0.0	68.06	0.01	0.0
2	1.79	0.56	68.12	67.72	0.0	0.05	67.71	0.0
3	1.93	0.52	69.67	68.92	0.0	1.55	1.21	0.0
4	2.80	0.36	69.68	69.47	0.0	0.01	0.54	0.0
5	3.27	0.31	71.97	69.50	0.0	2.29	0.03	0.0
6	3.40	0.29	74.26	69.50	0.0	2.29	0.00	0.0
7	3.57	0.28	74.26	69.50	0.0	0.00	0.00	0.0
8	3.58	0.28	74.26	69.53	0.0	0.00	0.03	0.0
9	3.66	0.27	75.28	69.53	0.0	1.03	0.00	0.0
10	3.76	0.27	75.28	69.53	0.0	0.00	0.00	0.0

❖ **Analyse des résultats :**

Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0.63 s**

- Les 1er et 2ème modes sont des modes de translation ;
- Le 3ème mode est un mode de rotation ;
- On doit retenir les 09 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99/2003)

❖ **Nombre des modes considérées :** [[2] ; Art : 4.3.4]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée.

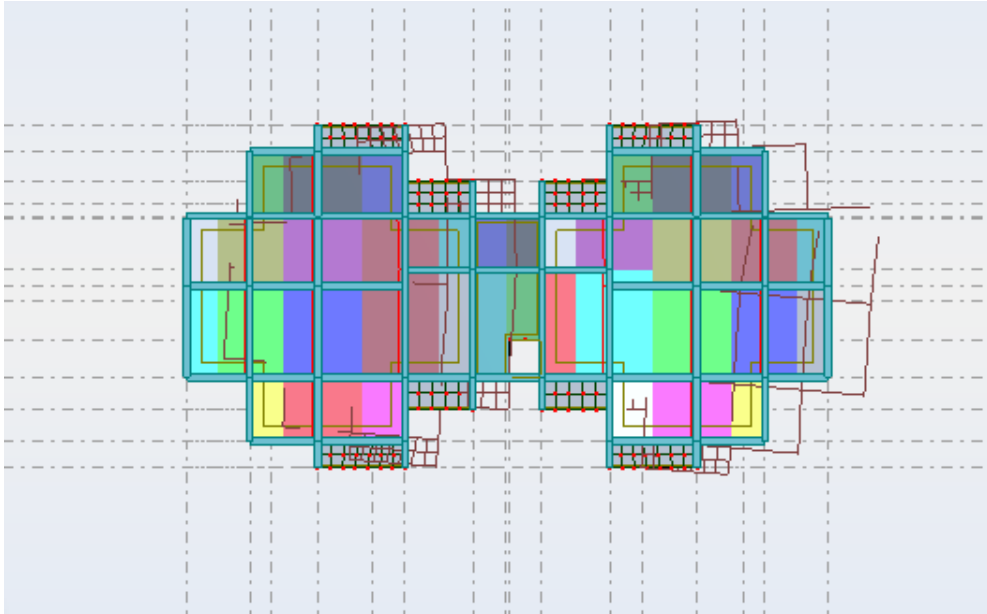


Figure IV. 4: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014). Source Auteurs.

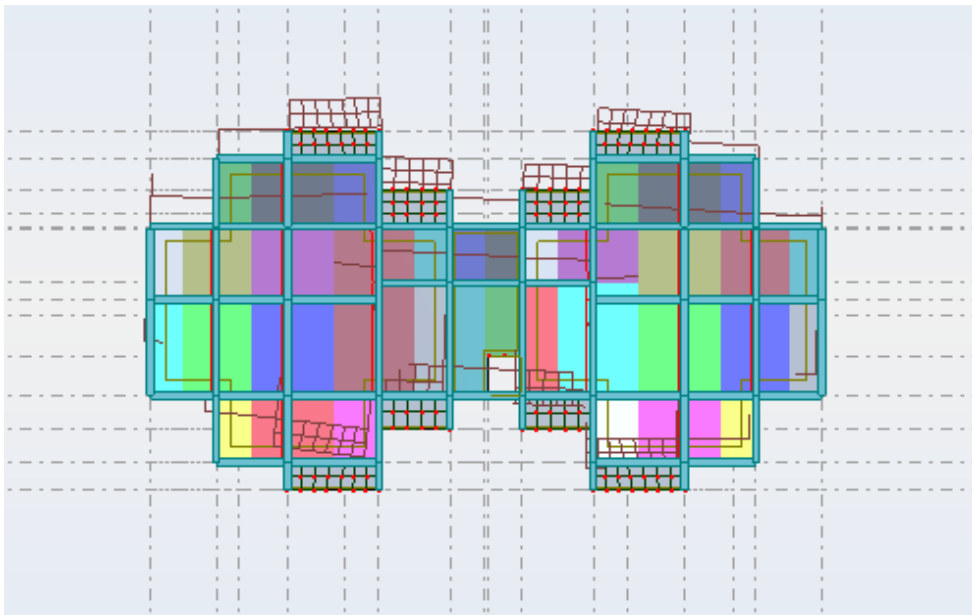


Figure IV. 5: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014). Source Auteurs.

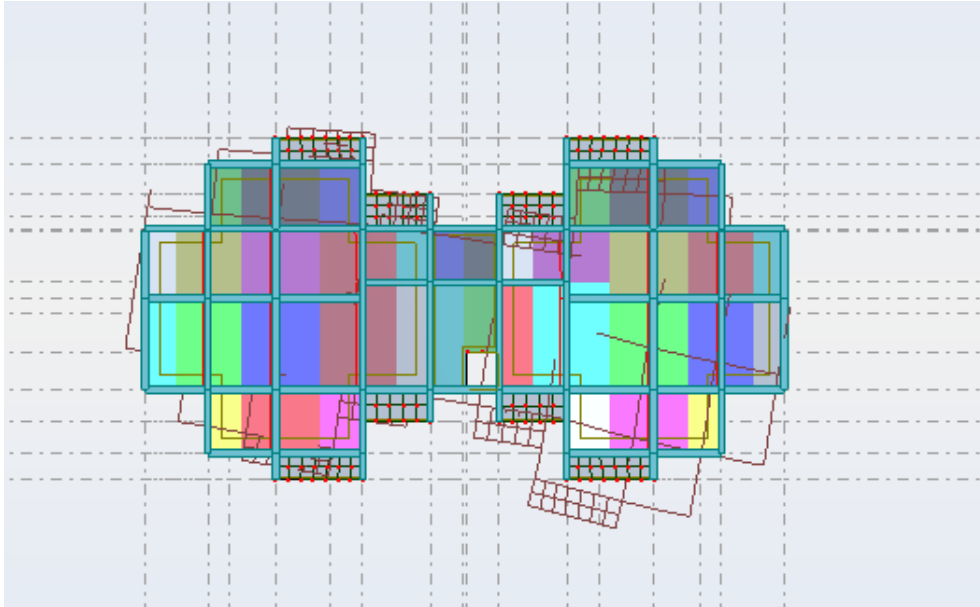


Figure IV. 6: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014). Source : Auteurs.

IV.4.2. Calcul de la force sismique totale :

[[2] ; Art : 4.4.3]

La force sismique totale "V" appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions; horizontales et orthogonales, selon la formule suivante:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone [[2] ; Tableau : 4.1]

Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 02
 - Zone sismique : Zone II.a
- } A = 0.15

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période;

fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad [[2] ; Formule : (4-2)]$$

- T_2 période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par

$T_2 = 0.50s$ (Site S3). [[2] ; Tableau : (4-7)]

- Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à [2] ; **Figure 4.1**

η : Le facteur de correction d'amortissement η est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

Où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\varepsilon = 7\%$ (Portiques en Béton armé avec Remplissage Dense) [[2] ; **Tableau : 4.2**]

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

♦ *Estimation de la période fondamentale de la structure :*

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T H_N^{3/4} \quad [[2] ; \text{Formule : (4-6)}]$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

➤ $h_n = 24.48\text{m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée Par le type de système de contreventement. [[2] ; **Tableau : 4.6**]

système de contreventement : Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie → **$C_T = 0.05$**

$$\text{Donc : } T = C_T h_n^{3/4} = 0.05 \times 24.48^{3/4} \rightarrow T = 0.55 \text{ s}$$

$$\text{On peut également utiliser aussi la formule : } T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad [[2] ; \text{Formule : (4-6)}]$$

Avec:

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

h_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

- Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules (4.6) et (4.7).

- T_2 période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par [[2] ; **Tableau : 4.7**]

$$T_2 = 0.50\text{s (site S3)}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.50\text{s} \leq T = 0.63 \leq 3\text{s} \rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.63}\right)^{2/3} = 1.84$$

• R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par

le [[2] ; **Tableau : 4.3**] en fonction du système de contreventement.

 Remarque :

Système de contreventement de structures en Portique par des voiles en béton armé
(RPA ver 2003) (**R = 4**)

- Q : Facteur de qualité de la structure dépend de :
 - la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
 - la régularité en plan et en élévation ;
 - la qualité du contrôle de la construction

Déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad [[2] ; \text{Formule : (4-4)}]$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV. 3 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q	
	<i>observé</i>	<i>Non observé</i>
1. Condition minimale des files porteuses	/	0.05
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en Elévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de L'exécution	/	0.10
$\Sigma =$	0.25	

$$Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

- W : Poids total de la structure
 - W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)
 - $W = \sum W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$$\beta = 0.2 \text{ pour usage d'habitation} \quad [[2] ; \text{Tableau : 4.5}]$$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par

le Logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014.

$$- W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [[2] ; \text{Formule (4-5)}]$$

$$\begin{cases} W_{Gi} = 24539.66 \text{ KN} \\ W_{Qi} = 3621.06 \text{ KN} \\ WT = 24539.66 + 0.2 \times 3621.06 = 25263.87 \text{ KN} \end{cases}$$

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.84 \times 1.25}{4} \times 25263.87 = 2179.008 \text{ KN}$$

IV.4.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad [[2] ; \text{Formule (4-12)}]$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0.07.T V \quad \text{où } T \text{ est la période fondamentale de la structure (en secondes).}$$

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad [[2] ; \text{Formule (4-11)}]$$

$$T = 0.63 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \quad \rightarrow F_t = 0$$

Tableau IV. 4: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Niveaux	V (Kn)	Wi (Kn)	hi (m)	Wi*hi	$\sum W_i * h_i$	Fi (Kn)
Niveau 7	2179.008	2140.168	24.48	52391.312	1075322.4	106.16
Niveau 6	2179.008	4638.894	21.42	99365.109	1075322.4	201.35
Niveau 5	2179.008	7945.776	18.36	145884.447	1075322.4	295.61
Niveau 4	2179.008	12034.086	15.03	180872.313	1075322.4	366.51
Niveau 3	2179.008	16903.826	12.24	206902.830	1075322.4	419.26

Niveau 2	2179.008	19429.278	9.18	173453.713	1075322.4	351.48
Niveau 1	2179.008	22736.148	6.12	139145.226	1075322.4	281.96
RDC	2179.008	25263.872	3.06	77307.448	1075322.4	156.65

❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}}$$

Tableau IV. 5 : Vérification de la résultante des forces sismique.

	$V_{\text{statique}}(\text{kn})$	$0.8 V_{\text{statique}}(\text{kn})$	$V_{\text{dynamique}}$	Vérification
Sens x-x	2179.008	1743.20	2761.46	cv
Sens y-y	2179.008	1743.20	2978.09	Cv

IV.4.4.Distribution horizontale des forces sismique:

A. L'effort tranchant au niveau de l'étage k:

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Tell que F_t est La force concentrée au sommet de la structure

$$V_7 = F_7 = 106.16 \text{ KN}$$

$$V_6 = F_6 + F_7 = 307.52 \text{ KN}$$

$$V_5 = F_5 + F_6 + F_7 = 603.12 \text{ KN}$$

$$V_4 = F_4 + F_5 + F_6 + F_7 = 969.63 \text{ KN}$$

$$V_3 = F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7 = 1388.89 \text{ KN}$$

$$V_2 = F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7 = 1740.37 \text{ KN}$$

$$V_1 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7 = 2022.33 \text{ KN}$$

$$V_{\text{RDC}} = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7 = 2178.98 \text{ KN}$$

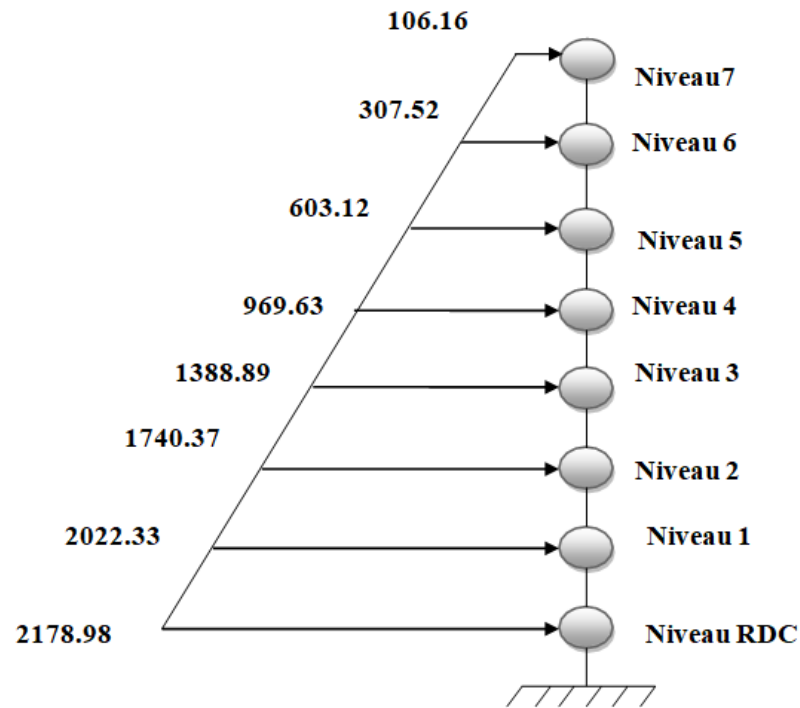


Figure IV. 7: Distribution de l'effort tranchant au niveau de l'étage k.

B.L'effet de la torsion :

La torsion se produit lorsqu'il ya une excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion.

Tableau IV. 6 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau	X_G	Y_G	X_R	Y_R
7ème	14.86	8.06	15.10	7.73
6ème	14.86	8.08	15.13	7.69
5ème	14.86	8.06	15.13	7.69
4ème	4.85	8.10	5.16	7.64
3ème	4.86	8.09	5.16	7.64
2ème	4.86	8.07	5.18	7.61
1 ^{er}	4.80	8.01	5.18	7.61
RDC	4.86	7.97	5.20	7.22

Avec:

G (x, y) : Les coordonnées de centre de masse

R (x, y) : Les coordonnées de centre de torsion

❖ Calcul de l'excentricité :

L'excentricité théorique :

$$ex = |X_G - X_R| \quad ; \quad ey = |Y_G - Y_R|$$

L'excentricité accidentelle :

[[2] ; Art : 4.3.7]

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Tableau IV. 7: vérification de L'excentricité dans chaque niveau

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
	x-x	y-y	x-x	y-y
7ème	0.24	0.33	1.49	0.80
6ème	0.28	0.39	1.49	0.80
5ème	0.27	0.37	1.49	0.80
4ème	0.31	0.46	1.49	0.80
3ème	0.30	0.44	1.49	0.80
2ème	0.33	0.47	1.49	0.80
1 ^{er}	0.39	0.40	1.49	0.80
RDC	0.34	0.75	1.49	0.80

IV.4.5. Justification de la sécurité :

IV.4.5. 1. Vérification de la période : [[2] ; Art : 4.2.4.4]

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

On a : T.numérique = 0.63 s (calculé par le logiciel robot structural analysais 2014)

Et $1.3 \times T.\text{empérique} = 1.3 \times 0.550 = 0.715 \text{ s}$

Donc : T.numérique = 0.63 s < T.empérique = 0.715 s CV

✓ T = T.analitique = 0.63 s

IV.4.5. 2. vérification des déplacements : [[2] ; Art : 4.4.3]

Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme :

Tableau IV. 8 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme.

Niveau	δkx (cm)	δy (cm)	Vx (KN)	Vy (KN)
RDC	1	0.3	2761.46	2978.09
1 ^{er}	2.9	1.1	2729.74	2946.20
2ème	5.2	2.0	2599.65	2816.08
3ème	8.1	3.0	2419.73	2633.22
4ème	9.9	3.8	1925.72	2114.29
5ème	11.3	4.5	1398.89	1541.05
6ème	12.6	5.1	884.18	971.94
7ème	14.0	5.5	433.42	471.31

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \times \delta_{ek} \quad [2] ; \text{Art : 4.1.9}]$$

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques ;

R : coefficient de comportement de la structure

- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad [[2] ; \text{Art : 4.2.0}]$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\Delta} = 0.01 h_j \quad \text{avec : } h_j \text{ est la hauteur d'étage.}$$

$$R = 4$$

Tableau IV. 9: Déplacements relatifs.

	Sens x-x			Sens y-y			Condition
	δ_x (m)	δ_{ek} (m)	Δk_x (m)	δ_y (m)	δ_{ek} (m)	Δk_y (m)	
7ème	0.14	0.56	0.02	0.055	0.22	0.004	CV
6ème	0.12	0.48	0.01	0.051	0.204	0.006	CV
5ème	0.11	0.44	0.011	0.045	0.18	0.007	CV
4ème	0.099	0.396	0.018	0.038	0.152	0.008	CV
3ème	0.081	0.324	0.029	0.03	0.12	0.01	CV
2ème	0.052	0.208	0.023	0.02	0.08	0.009	CV
1^{er}	0.029	0.116	0.019	0.011	0.044	0.008	CV
RDC	0.01	0.04	0.01	0.003	0.012	0.003	CV

Remarque: Le règlement parasismique algérien « RPA 99 version 2003 » impose un déplacement admissible qui de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

A partir de l'analyse des résultats de déplacement horizontal calculé pour chaque niveau de la structure et suivant les deux directions on constate:

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dans la direction x sont plus grande que celle de la direction y, qui peut être justifiée par le système de contreventement que nous avons disposé dans la direction y, qui rigidifie la structure et induit des faibles déplacements dans cette direction. Par contre dans la direction x la structure est plus souple qui conduit des grandes valeurs de déplacements, même il dépasse la valeur admissible comme le cas pour le 1^{er} Etage.

✓ La stabilité de l'ouvrage sous charge horizontales est assurée.

IV.4.5. 3. Justification vis à vis de l'effet (p - Δ) : [[2] ; Art : 5.9]

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δk : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ »

h_k : Hauteur d'étage au niveau « k »

- Si $\kappa\theta < 1.0$ Les effets de 2ème ordre sont négligés
- Si $0.10 < \kappa\theta \leq 2.0$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/1 - \kappa\theta$
- Si $\kappa\theta > 2.0$ La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Sens x-x :

Tableau IV. 10: L'effet P- Δ dans les sens longitudinal.

Niveau	P_k (KN)	Δk_x (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	Δ
7ème	2140.168	0.02	433.42	3.06	0.032
6ème	4638.894	0.01	884.18	3.06	0.017
5ème	7945.776	0.011	1398.89	3.06	0.020
4ème	12034.086	0.018	1925.72	3.06	0.036
3ème	16903.826	0.029	2419.73	3.06	0.066
2ème	19429.278	0.023	2599.65	3.06	0.056
1 ^{ère}	22736.148	0.019	2729.74	3.06	0.051
RDC	25263.872	0.01	2761.46	3.06	0.029

Sens y-y :

Tableau IV. 11: L'effet P- Δ dans les sens transversal.

Niveau	P_k (KN)	Δk_y (m)	V_{ky} (KN)	h_k (m)	θ
7ème	2140.168	0.004	471.31	3.06	0.005
6ème	4638.894	0.006	971.31	3.06	0.009
5ème	7945.776	0.007	1541.05	3.06	0.011
4ème	12034.086	0.008	2114.29	3.06	0.014
3ème	16903.826	0.01	2633.22	3.06	0.020
2ème	19429.278	0.009	2816.08	3.06	0.020
1 ^{ère}	22736.148	0.008	2946.20	3.06	0.020
RDC	25263.872	0.003	2978.09	3.06	0.008

On a trouvé que $\theta < 0.10$, on peut donc négligés l'effet du 2° ordre (ou effet P- Δ) dans toutes les niveaux du bâtiment.

IV.4.5. 4.Vérification de la stabilité au renversement : [[2] ; Art : 4.4.1]

- Le moment de renversement (M_r) qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau du contact sol – fondation.

- Le moment stabilisant (M_s) sera calculé en prenant compte le poids total équivalent au poids de la construction.

Avec:

$$M_s = M_{w/o} = \sum_{i=1}^n W_i \times b_i$$

$$M_r = M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times h_i$$

W_i : le poids calculé à chaque niveau (i) ; $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids de la charge permanente

W_{Qi} : poids du charge d'exploitation

b_i : centre de gravité

F_i : la somme des charges sismiques à chaque niveau (i)

h_i : la hauteur de l'étage (i)

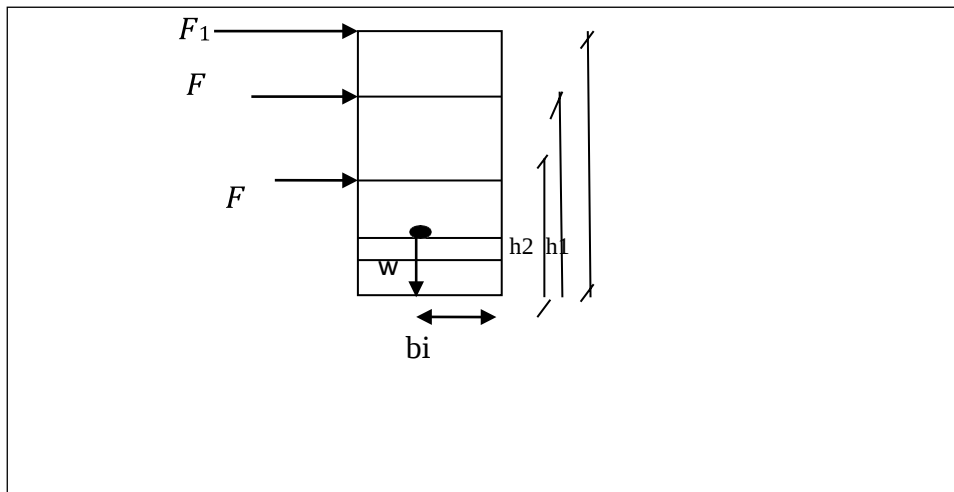


Figure IV. 8: Représentation des forces pour le calcul du moment de renversement et le moment stabilisant.

Il faut vérifier que : $\frac{\sum \text{moment stabilisant}}{\sum \text{moment de renversement}} \geq 1.5$

• Sens x-x:

Tableau IV. 12: Les moments stabilisant et renversement selon le sens x-x.

Niveau	$W_i(\text{kn})$	$b_i(\text{m})$	$W_i \times b_i$	$F_{ix}(\text{kn})$	$h_i (\text{m})$	$F_{ix} \times h_i$
7ème	2140.168	14.86	31802.89	106.16	3.06	324.84
6ème	4638.894	14.86	68933.96	201.35	3.06	616.13
5ème	7945.776	14.86	118074.23	295.61	3.06	904.56
4ème	12034.086	4.85	58365.31	366.51	3.06	1121.52
3ème	16903.826	4.86	82152.59	419.26	3.06	1282.93
2ème	19429.278	4.86	94426.29	351.48	3.06	1075.52
1ère	22736.148	4.80	109133.51	281.96	3.06	862.79
RDC	25263.872	4.86	122782.41	156.65	3.06	479.34

$\sum_{i=1}^n W_i \times bi$	685671.19	$\sum_{i=1}^n Fix \times hi$	6667.639
------------------------------	-----------	------------------------------	----------

$$\frac{\sum 685671.19}{\sum 6667.639} = 102.83 \geq 1.5 \dots \dots \dots CV$$

• Sens y-y :

Tableau IV. 13: Les moments stabilisant et renversement selon le sens y-y.

Niveau	Wi(kn)	bi(m)	Wi x bi	F_{iy} (kn)	hi (m)	$F_{iy} \times hi$
7ème	2140.168	8.06	17249.75	106.16	3.06	324.84
6ème	4638.894	8.08	37482.26	201.35	3.06	616.13
5ème	7945.776	8.06	64042.95	295.61	3.06	904.56
4ème	12034.086	8.10	97476.09	366.51	3.06	1121.52
3ème	16903.826	8.09	13675.95	419.26	3.06	1282.93
2ème	19429.278	8.07	156794.27	351.48	3.06	1075.52
1ère	22736.148	8.01	182116.54	281.96	3.06	862.79
RDC	25263.872	7.97	201353.05	156.65	3.06	479.34
$\sum_{i=1}^n W_i \times bi$			770190.86	$\sum_{i=1}^n Fix \times hi$		6667.639

$$\frac{\sum 685671.19}{\sum 6667.639} = 115.51 \geq 1.5 \dots \dots \dots CV$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V. Etude des éléments structuraux :

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et Qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges. L'ensemble poteau poutre appelé « portique » ; On distingue les poutres, les poteaux et les voiles. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.1. Ferrailage des portiques :

❖ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges spécifiées doivent satisfaire les conditions de RPA 99 et BAEL 91

Tableau V.1 : Les différentes combinaisons.

	Combinaisons fondamentales		Combinaisons Accidentelles
	ELU	ELS	
Poutres	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G+Q\pm E$
Poteaux	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G+Q\pm E$ $0.8G\pm E$
	[[1] ; Art : A.3.3.2]	[[1] ; Art : A.3.3.2]	[[2] ; Art :5.2]

Avec :

G : charges permanente

Q : charges d'exploitations

E : Charge sismique

❖ Situation durable:

Béton : $\gamma_b = 1.5 \text{ MPA}$; $F_{bu} = 14.17 \text{ MPA}$; $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : $\gamma_b = 1.15 \text{ MPA}$; $F_e = 400 \text{ MPA}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

❖ Situation accidentelle:

Béton : $\gamma_b = 1.15 \text{ MPA}$; $F_{bu} = 18.48 \text{ MPA}$; $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : $\gamma_b = 1.00 \text{ MPA}$; $F_e = 400 \text{ MPA}$; $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$

- Les efforts ont été calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide de logiciel Robot.

V.1.1. Les poutres :

Dans le cas général les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée mais comme l'effort normal dans les poutres est très faible on le fait en flexion simple.

- Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales par contre l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

❖ On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

❖ Ferrailage réglementaire :

A. Recommandation de [[2] ; Art:7.5.2.1]

A.1. Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0.5\% B$ en zone II
- Armature maximales : $\left\{ \begin{array}{l} 4\% B \text{ en zone courante} \\ 6\% B \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$

Avec :

B : La section de la poutre

- Longueur de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone.

A.2. Armatures transversales : [[1] ; Art :7.5.2.1]

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{min} = 0.003.s.b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing \right)$$

- En dehors de la zone nodale : $S = h/2$

B. Règlement BAEL.91 : [[1] ; Art : A.4.1.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \frac{F_{t28}}{F_e}.b.d \longrightarrow \text{Pour les armatures tendues (BAEL91)}$$

V.1.1.1. Ferrailage des poutres :

A. Poutres principales :

A.1. Calcul des armatures longitudinales :

✓ Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

Poutres principales :

$$30 \times 40 \rightarrow A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ Cm}^2$$

Poutres Secondaires :

$$30 \times 30 \rightarrow A_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ Cm}^2$$

Condition imposées par BAEL 91 : $A_{min} = 0.23 \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot b \cdot d$

Poutres principales :

$$30 \times 40 \rightarrow A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ Cm}^2$$

Poutres Secondaires :

$$30 \times 30 \rightarrow A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.978 \text{ Cm}^2$$

Avec :

$$F_{t28} = 2.1 \text{ MPA} ; F_e = 400 \text{ MPA} ; d = 0.9h$$

À l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOTBAT", on obtient les résultats suivants :

Tableau V.2 : Sollicitations de la poutre principale.

	En travée	En appuis
Section	M_{max}	M_{max}
30 × 40	54.29	127.12

$$h=0.4\text{m} ; b= 0.3\text{m} ; d= 0.9h = 0.9 \times 0.4 = 0.36\text{m} ;$$

Ferrailage des poutres principales types 30x40 :

- **En travée :** $M_u^t = 54.29 \text{ kn.m}$

$$u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{54.29 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.098 ; F_{bu} = \frac{F_{c28}}{1.5} \cdot 0.85 = 14.17 \text{ MPA}$$

$u = 0.098 < u_l = 0.186$; La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires $\longrightarrow \dot{A} = 0$

$$\alpha_t = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098}) = 0.129$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha_t)$$

$$z = 360 (1 - 0.4 \times 0.129) = 341.28 \text{ mm}$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{z \times \sigma_s}$$

$$A_t^u = \frac{54.29 \times 10^6}{341.28 \times 348} = 457.11 \text{ mm} = 4.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres principales :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Selon [2] :

- **Pourcentage minimale :**

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximale :**

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

$$A_{adoptée} = \max (A_t^{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{CBA}) \dots \dots \dots \text{ en travée}$$

$$A_{adoptée} = \max (4.57 ; 6 ; 1.30) = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **3HA12 + 3HA14 de section : 8.01 cm².**

- **En appuis :** $M_a^{acc} = 127.12 \text{ kn.m}$

$$u = \frac{M_a^{acc}}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{127.12 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.230$$

$u = 0.230 < 0.392$; La section est de simple armature, les armatures de compression

ne sont pas nécessaires $\longrightarrow \dot{A} = 0$

$$\alpha_a = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.230}) = 0.332$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha_u)$$

$$z = 360 (1 - 0.4 \times 0.332) = 312.09 \text{ mm}$$

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{z \times \sigma_s}$$

$$A_a^u = \frac{127.12 \times 10^6}{312.09 \times 400} = 11.70 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres principales :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.30 \text{ Cm}^2$$

Selon [2] :

- Pourcentage minimale :

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ Cm}^2$$

- Pourcentage maximale :

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ Cm}^2$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

$$A_{adoptée} = \max (A_a^{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{CBA}) \dots\dots\dots \text{ en travée}$$

$$A_{adoptée} = \max (11.70 ; 6 ; 1.30) = 11.70 \text{ Cm}^2$$

✓ **On adopte en appuis : 6HA16 de section : 12.06 cm²**

Tableau V.3: Ferrailage des poutres principales

Position	M _u	B	h	D	U _{bu}	α	Z	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A (cm ²)
Travée	54.29	30	40	36	0.098	0.129	341.28	4.57	1.30	6HA16 = 12.06
Appuis	127.12	30	40	36	0.230	0.332	312.09	11.70	1.30	6HA16=12.06

A.2.Calcul des armatures transversales :

Vérification au cisaillement : [[1] ; Art : A.5.1.1]

$$\text{Effort tranchant ultime } T_{max}^u = 98.54 \text{ Kn}$$

$$\text{Contraire de cisaillement ultime : } \tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{98.54 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.91 \text{ MPA}$$

Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisibles :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right). \quad [[1] ; \text{Art : A.5.1.1}]$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.91 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Cv}$$

❖ **Section et écartement des armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{tmin} \right) \quad [[1] ; \text{Art : A.5.1,22}]$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = \min(11.42; 30; 12) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures transversales :**

- **Selon (R.P.A.99version2003) :**

➤ En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi\right).$

- Soit un espacement choisit de : $St = 10 \text{ cm}$

- La longueur de la zone nodale: $2 * h = 80 \text{ cm}$

➤ En zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

• **Vérification des armatures transversales:**

➤ En zone nodale : $A_{min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

➤ En zone courante : $A_{min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$

• **La section de ferrailage transversal : [[1] ; Art : A.5.1, 22]**

$$At \geq 0.4 .b. \frac{St}{Fe} = 0.4 \times 30 \times \frac{20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

- **Selon [2] :** $At \geq 0,003.St .b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$

$$At \geq \text{Max} (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte pour les armatures transversales : **At= 4HA8 = 2.01 cm**

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas:

$$h = 40 \text{ cm}; \quad L = 4.70 \text{ m}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad A_s = 12.06 \text{ cm}^2;$$

$$- \frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0,06 \quad \frac{0.40}{4.70} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{OK}$$

$$- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.06}{30 \times 36} = 0.010 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{OK}$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_0}{10 M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.4}{4.70} = 0.078 \geq \frac{0.85 \times 127.12}{10 \times 127.12} = 0.085 \Rightarrow \text{OK}$$

B. Poutres secondaires : type (30 x 30) cm²

- À l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOTBAT", on obtient les résultats suivants :

Tableau V.4 : Sollicitations Des poutres Secondaires.

	En travée	En appuis
Section	M _{max}	M _{max}
30× 30	27.94	90.062

h=0.3 m ; b= 0.3m ; d= 0.9h = 0.9x0.3 = 0.27m ;

Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres principales :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Selon [2] :

- **Pourcentage minimale :**

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximale :**

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

$$A_{adoptée} = \max (A_t^{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{CBA}) \dots \dots \dots \text{ en travée}$$

$$A_{adoptée} = \max (3.12 ; 4.5 ; 0.97) = 4.5 \text{ cm}^2$$

✓ **3HA12 + 3HA14 de section : 8.01cm².**

- **En appuis :**

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

$$A_{adoptée} = \max (A_a^{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{CBA}) \dots \dots \dots \text{ en travée}$$

$$A_{adoptée} = \max (11.63 ; 4.5 ; 0.97) = 11.63 \text{ cm}^2$$

✓ **On adopte en appuis : 6HA16 de section :12.06 cm²**

Tableau V.5: Ferrailage des poutres Secondaires

Position	M _u	B	h	D	U _{bu}	α	Z	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A (cm ²)
Travée	27.94	30	30	27	0.090	0.118	257.24	4.50	0.97	6HA16 = 12.06
Appuis	90.062	30	30	27	0.290	0.439	222.4	11.63	0.97	6HA16=12.06

Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres secondaires.

Section (cm ²)	T _{max} ^u (kn)	τ _u (MPa)	τ̄ (MPa)	Vérification
30x30	49.86	0.61	3.33	Cv

❖ **Section et écartement des armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{tmin}\right) \quad [[1] ; \text{Art : A.5.1,22}]$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = \min(8.57; 30; 12) \Rightarrow \phi_t \leq 8 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures transversales :**

- Selon (R.P.A.99version2003) :

➤ En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi\right).$

- Soit un espacement choisit de : $St = 7 \text{ cm}$

- La longueur de la zone nodale: $2 * h = 60 \text{ cm}$

➤ En zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$

• **Vérification des armatures transversales:**

➤ En zone nodale : $A_{min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$

➤ En zone courante : $A_{min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

• **La section de ferrailage transversal : [[1] ; Art : A.5.1, 22]**

$$At \geq 0.4 .b. \frac{St}{Fe} = 0.4 \times 30 \times \frac{15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- Selon [2] : $At \geq 0,003.St .b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

$$At \geq \text{Max} (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte pour les armatures transversales : **At= 4HA8 = 2.01 cm**

Recouvrement des armatures longitudinales

D'après l'RPA99V2003 le longueur minimal de recouvrement dans la zone IIb est de 40ϕ

Poutre longitudinale: 40Φ

$$L_r = 40\Phi_L = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$L_r = 40\Phi_L = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$L_r = 40\Phi_L = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas:

$$h = 30 \text{ cm} ; \quad L = 4.70 \text{ m} ; \quad b = 30 \text{ cm} ; \quad A_s = 12.06 \text{ cm}^2 ;$$

$$- \frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0,06 \quad \frac{0.30}{4.70} = 0.063 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{OK}$$

$$- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.06}{30 \times 27} = 0.0098 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{OK}$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_0}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.4}{4.70} = 0.078 \geq \frac{0.85 \times 90.062}{10 \times 90.062} = 0.085 \Rightarrow \text{OK}$$

➤ **Shéma ferrailage**

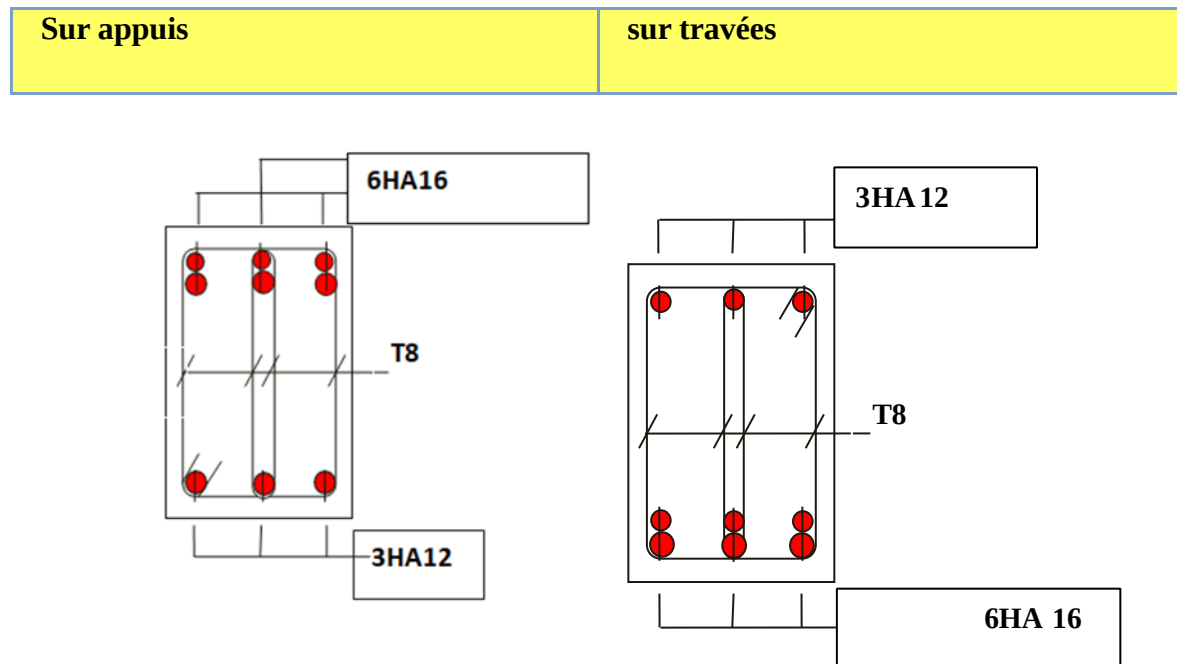


Figure V.1 : Ferrailage de la poutre principale

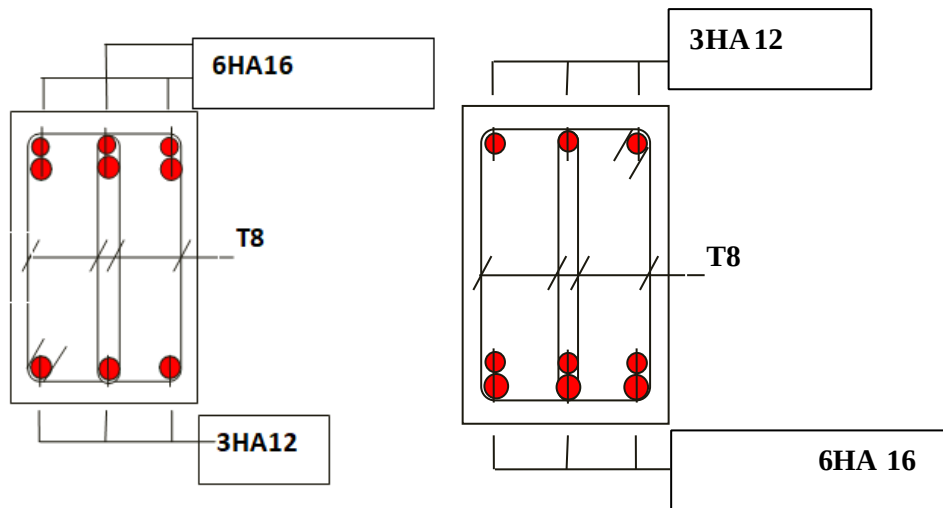


Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire .

V.1.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts à la base de la structure. Ils sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables obtenus par les différentes combinaisons suivantes :

Selon B.A.E.L 91 :

$1,35G+1,5Q$ à l'ELU

$G+Q$ à l'ELS

Selon RPA99V2003:

$G+Q \pm E$

$G+Q \pm 1.2E$ Accidentelles

$0.8Q \pm E$

- La section d'acier sera calculée pour différents combinaisons d'effort internes pour les deux sens x et y comme suite :

Effort normal maximal et le moment correspondant. $[N_{max} \longrightarrow M_{corr}]$

Effort normal minimal et le moment correspondant. $[N_{min} \longrightarrow M_{corr}]$

Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant. $[M_{max} \longrightarrow N_{corr}]$

Explication :

- Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas défavorable).

- Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c) ;
- Une section entièrement comprimée (s.e.c) ;

- Une section entièrement tendue (s.e.t).
- ❖ Pour savoir si la section est SPC ou SEC il faut vérifier :

$$u_a = \frac{Mu_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} < u_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right)$$

SEC ←————→ SPC

➤ **Recommandations et exigences du RPA99v2003 en zone II.a :**

A. Armatures longitudinales : [[2] ; Art : A.7.4, 21]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0.8 % x b x h .

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6 % x b x h .

Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4 % x b x h .

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements $L_r = 40 \varnothing$.(zone II.a)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.a

Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique) avec : $h' = \max (h_e/6; b; h; 60\text{cm})$

B. Armatures transversales :

- **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures Longitudinales ;

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;

- Positionner les armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_{1,fe}} \quad [[2] ; \text{Art : A.7.4,21}]$$

Avec :

v_u : L'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

F_e : contrainte limites élastique de l'acier d'armatures transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant; il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée

est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

En zone II.a. [[2] ; Art : A.7.4, 22]

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi l ; 15\text{cm})$ Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi l$

Où ϕl est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{At}{t.b_1}$ en pourcentage est donnée comme suite :

$$A_t^{min} = 0.3 \% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad A_t^{min} = 0.8 \% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ Où a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ; l_f est la longueur de flambement du poteau.

- Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpolé entre les valeurs limitent précédentes

V.1.2.1. Ferrailage des poteaux :

A. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Robot structural analyses 2014 qui a été utilisé dans la modélisation de notre structure au chapitre étude sismique (les résultats sont pour le poteau le plus sollicité pour chaque type dans les différents niveaux).

Tableau V.7 : Sollicitations des poteaux.

Poteaux 55x50	1 ^{er} cas		2eme cas		3eme cas	
	Nmax	Mcorr	Nmin	Mcorr	Mmax	Ncorr
	ELU	N° 126	0.8G+Ey	N° 131	G+Q+Ey	N° 135
	2182,55	-66,49	203,11	-32,10	183,38	1943,69
	Mg	Mq	Mg	Mq	Mg	Mq
	-38,99	-9,23	4,12	-0,42	-32,76	-5,05
Poteaux 45 x 50	1 ^{er} cas		2eme cas		3eme cas	
	Nmax	Mcorr	Nmin	Mcorr	Mmax	Ncorr
	ELU	N° 260	ELS	N° 399	G+Q+Ey	N° 387
	1898,32	-59,60	141,52	4,70	-131,03	1048,05
	Mg	Mq	Mg	Mq	Mg	Mq
	-34,98	-8,25	4,63	-0,13	-3,94	-1,23
Poteaux 40 x 45	1 ^{er} cas		2eme cas		3eme cas	
	Nmax	Mcorr	Nmin	Mcorr	Mmax	Ncorr
	ELU	N° 528	ELS	N° 643	G+Q+Ey	N° 537
	1341,75	-55,84	76,42	-1,03	-111,57	983,73
	Mg	Mq	Mg	Mq	Mg	Mq
	28,81	6,72	-0,90	-0,13	-15,77	-3,09

Poteaux 35 x 40	1 ^{er} cas		2eme cas		3eme cas	
	Nmax	Mcorr	Nmin	Mcorr	Mmax	Ncorr
	ELU	N° 793	ELS	N° 912	G+Q+Ey	N° 800
	798,12	-51,54	10,30	0,66	-76,84	441,61
	Mg	Mq	Mg	Mq	Mg	Mq
	-30,47	-6,94	0,58	-0,13	24,68	-4,43

Poteaux 30x35	1 ^{er} cas		2eme cas		3eme cas	
	Nmax	Mcorr	Nmin	Mcorr	Mmax	Ncorr
	ELU	N° 1061	ELU	N° 1062	G+Q+Ey	N° 1063
	254,40	-61,90	-34,14	-12,89	-68,09	171,23
	Mg	Mq	Mg	Mq	Mg	Mq
	-39,44	-5,78	-7,94	-1,45	-32,71	-4,79

Exemple de calcul :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Tableau V.8 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	σ_s	F_e (MPa)	γ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,47	1	400	400

Exemple de calcul : poteau (50x55) cm² → RDC

B.1.Armatures longitudinales :

a = 50 cm ; b = 55 cm ; d = 49.5 cm ; L = 408 cm ; c = h –d = 5.5 cm

Cas 1 : 1.35G+1.5Q → Nmin = 2182.55 KN ; M_{corr} = 66.49KN.m

Calcul l'excentricité :

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{66.49}{2182.55} = 0.03m$$

$$e_G = 0.03 \, m < \frac{h}{2} = 0.275 \, m \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section .}$$

N est un effort de traction donc la section est entièrement tendue (SET) .

Une section sera dite entièrement tendue , si l' effort appliqué est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les armatures . Le béton étant entièrement tendue , il n'intervient pas dans la résistance de la section , donc quelle que soit la forme de la section , le calcul des armatures est le même .

N_u (Traction) et c est compris entre les armatures théoriques A_1 et A_2 , le calcul sera fait comme suit :

$$e_{a1} = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + |e_G| = 0.255$$

$$e_{a2} = (d - d') - e_1 = 0.185 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_{a2}}{(d - d')\sigma_s} = 26.37 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \times e_{a1}}{(d - d')\sigma_s} = 36.35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1; A_2) = 36.35 \text{ cm}^2$$

Cas 2 : 0.8 G + E_y $\longrightarrow$ $N_{min} = 203.11 \text{ KN}$; $M_{corr} = 32.10 \text{ KN.m}$

Calcul l'excentricité :

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{32.10}{203.11} = 0.16 \text{ m}$$

$$e_G = 0.16 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section .}$$

N est un effort de traction donc la section est entièrement tendue (SET) .

Une section sera dite entièrement tendue , si l' effort appliqué est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les armatures . Le béton étant entièrement tendue , il n'intervient pas dans la résistance de la section , donc quelle que soit la forme de la section , le calcul des armatures est le même .

N_u (Traction) et c est compris entre les armatures théoriques A_1 et A_2 , le calcul sera fait comme suit :

$$e_{a1} = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + |e_G| = 0.383$$

$$e_{a2} = (d - d') - e_1 = 0.057 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_{a2}}{(d - d')\sigma_s} = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \times e_{a1}}{(d - d')\sigma_s} = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1; A_2) = 5.08 \text{ cm}^2$$

Cas 3 : $M_{max} = 183.38 \text{ KN.m}$; $N_{corr} = 1943.69 \text{ KN}$

Calcul l'excentricité :

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{183.38}{1943.69} = 0.094 \text{ m}$$

$$e_G = 0.094 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section .}$$

N est un effort de traction donc la section est entièrement tendue (SET) .

Une section sera dite entièrement tendue , si l' effort appliqué est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les armatures . Le béton étant entièrement tendue , il n'intervient pas dans la résistance de la section , donc quelle que soit la forme de la section , le

calcul des armatures est le même .

N_u (Traction) et c est compris entre les armatures théoriques A_1 et A_2 , le calcul sera fait comme suit :

$$e_{a1} = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + |e_G| = 0.319$$

$$e_{a2} = (d - d') - e_1 = 0.121 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_{a2}}{(d-d')\sigma_s} = 15.36 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \times e_{a1}}{(d-d')\sigma_s} = 40.49 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_1 ; A_2) = 40.49 \text{ cm}^2$$

a. Armatures minimales et maximales : (zone II.a)

➤ Vérification de la section minimale selon RPA99v2003 :

$$A_{s_{min}}^{RPA} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 50 \times 55 = 22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}}^{RPA} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 55 = 110 \text{ cm}^2. \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s_{min}}^{RPA} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 50 \times 55 = 165 \text{ cm}^2. \text{ (Zone de recouvrement)}$$

b. Armatures Finale :

$$A_s = \text{Max} (A_{s_{min}}^{RPA} ; A_{s_{cal}})$$

$$A_s = \text{Max} (22 ; 40.49) = 40.49 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : on prend 4 HA14+4HA16 $\longrightarrow A_s = 14.2 \text{ m}^2$

Vérification :

- **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :** « fissuration non préjudiciable ».

• **Selon BAEL91r99 :**

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA} \quad [[1] ; \text{Art : A.5.1,21}]$$

$$T_{\max} = 78.22 \text{ KN} ; b = 50 \text{ cm} ; d = 49.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0.316 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.316 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots C_v$$

• **Selon RPA2003art7.4.3.2 :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = \text{Mpa} ; \rho_d = 0.04$$

$$\text{Avec : } \tau_u = 0.316 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.316 \text{ Mpa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{ Mpa} \dots\dots C_v$$

B.2. Armatures transversal :

➤ Diamètre transversal :

le diamètre des armatures transversales calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right) \quad [1]$$

Avec Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right) = \min \left(\frac{55}{35}; \frac{50}{10}; 1.14 \right) = 1.14$$

Donc on prendra $\Phi = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE235 mm

➤ Espacement des armatures transversales :

- Selon les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min (15\Phi_{Lmin}; 40 \text{ cm}; b+10\text{cm})$$

$$t \leq \min (15\Phi_{Lmin}; 40 \text{ cm}; 60\text{cm}) \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II.a) ; [[2] ; Art : A.7.4,22]

$$\text{Zone nodale : } t \leq \min (10\Phi_{Lmin}; 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.4; 15) = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courant : } t \leq 15\Phi_{Lmin} = 15 \times 1.4 = 15\text{cm}$$

Armatures transversales minimales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de formule suivante :

$$[[2] ; \text{Art : A.7.4,22}]$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_{fe}} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_u = \text{l'effort tranchant de calcul} \\ h : \text{hauteur totale de la section brute} \\ \rho_a : \text{Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture} \\ \quad \text{par effort tranchant} \end{array} \right.$$

$$\rho_a = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.5 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \Rightarrow \lambda_g (\text{L'élancement géométrique du poteau}) = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

t : est l'espacement des armatures transversales.

$$\text{zone II : } \left\{ \begin{array}{l} t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ t' \leq \min \left(\frac{b}{2}; \frac{b}{2}; 10\Phi_l \right) \dots\dots\dots \text{zone courant} \end{array} \right.$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

- La quantité d'armature transversale minimale :

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0.30\%(t \times b) & \dots\dots\dots \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\%(t \times b) & \dots\dots\dots \text{si } \lambda g \leq 3 \\ \text{Interpolation} & \dots\dots \text{si } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 4.284 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.5$$

$$V_u = 78.22 \text{ kN}$$

Zone nodale : $t = 10 \text{ cm}$

$$\text{zone courante : } t' \leq \min\left(\frac{50}{2}; 50; 10\phi\right) = 15 \text{ cm}$$

donc :

$$A_t = \frac{\rho_{a.vu}}{h_{fe}} = \frac{3.5 \times 100 \times 78.22 \times 10^3}{550 \times 400} = 1.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Zone nodale}$$

On adopte : 6T8 = 3.02 cm².

$$A_t = \frac{\rho_{a.vu}}{h_{fe}} = \frac{3.5 \times 150 \times 78.22 \times 10^3}{550 \times 400} = 1.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Zone courante}$$

Tableau V.9 : Tableaux récapitulatifs des résultats pour le ferrailage longitudinal des poteaux.

Section Cm ²		A_{cal} (Cm ²)	$A_{S_{min}^{RPA}}$ (Cm ²)	$A_{CHOISIE}$ (Cm ²)	$A_{adopté}$ (Cm ²)	Choix d'armatures
50x55	Cas 1	36.35	22	40.49	44.18	8HA20+4HA25
	Cas2	5.08				
	Cas3	40.49				
45x50	Cas 1	31.37	18	31.37	39.27	8HA25
	Cas2	2.34				
	Cas3	24.09				
40x45	Cas 1	23.76	14.4	23.76	25.13	8HA20
	Cas2	1.16				
	Cas3	22.85				
35x40	Cas 1	15.77	11.2	15.77	16.08	8HA16
	Cas2	0.20				
	Cas3	13.09				
30x35	Cas 1	11.32	8.4	11.32	12.31	8HA14
	Cas2	1.31				
	Cas3	7.16				

Les cardes doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$.
 $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow 10\phi_t = 10 \times 8 = 8 \text{ cm}$

Tableau v.10 : Calcul du ferrailage transversal pour les poteaux .

Section (cm ²)	Vu (kn)	λ_g	ρ_a	zone	St cm	At cm ²	Aadop (cm ²)	choix
50x55	78.22	0.075	3.5	nodal	10	1.24	3.02	6HA8
				courante	15	1.86	3.02	6HA8
45x50	93.34	0.075	3.5	nodal	10	1.63	3.02	6HA8
				courante	15	2.45	3.02	6HA8
40x45	99.23	0.075	3.5	nodal	10	1.37	3.02	6HA8
				courante	15	2.06	3.02	6HA8
35x40	70.69	0.075	2.5	nodal	10	1.1	3.02	6HA8
				courante	15	1.65	3.02	6HA8
30x35	42.51	0.075	2.5	nodal	10	0.75	3.02	6HA8
				courante	15	1.13	3.02	6HA8

Tableau v.11 : Tableau récapitulatif pour la Vérification de cisaillement.

Section (cm ²)	v_u (kn)	τ_u (Mpa)	λ_g	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	τ_{bu} (Mpa)	Vérification
50x55	78.22	0.316	2.5	3.33	1.87	cv
45x50	93.22	0.460	2.5			cv
40x45	99.23	0.612	2.5			cv
35x40	70.69	0.561	2.5			cv
30x35	42.51	0.449	2.5			cv

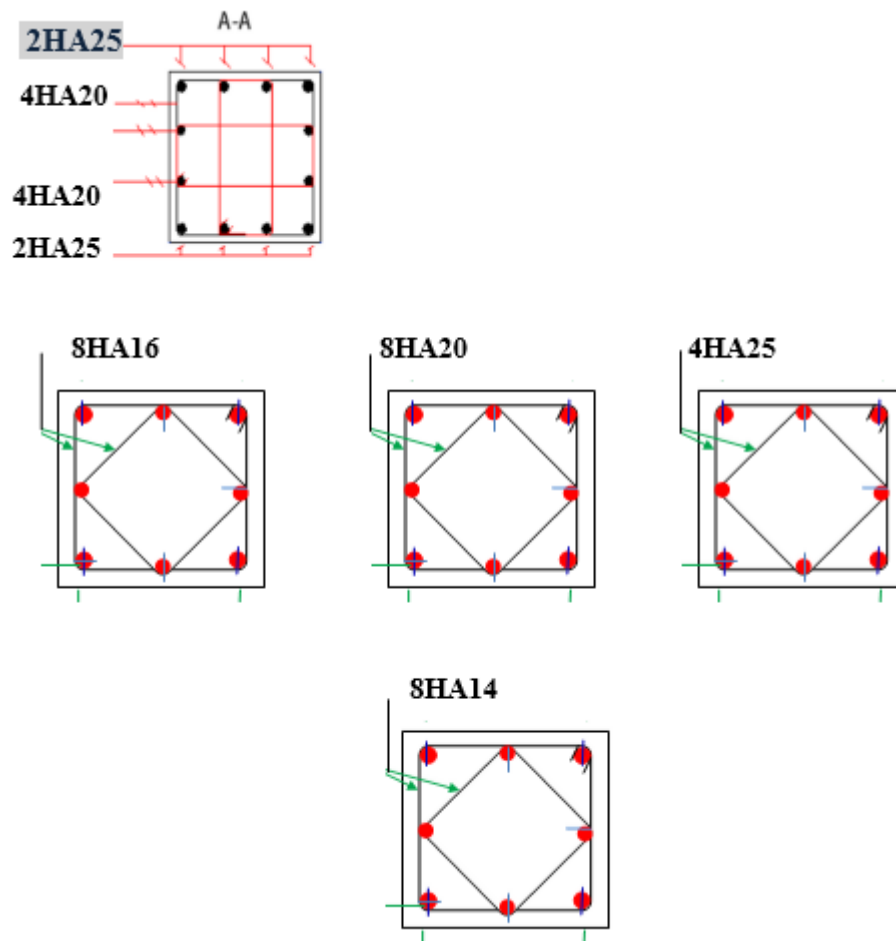


Figure V.3 : Ferraillage des poteaux.

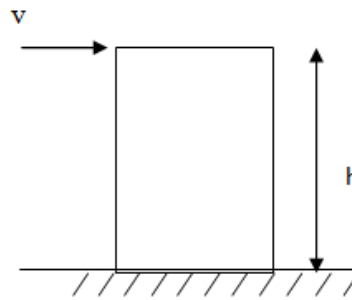
V.2 Les voiles:

V.2.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales et aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation(Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages



Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- $A_{\min} = 0.2\% \times e \times L_t$
 e : épaisseur du voile.
 L_t : longueur de zone tendue.
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.
 - Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

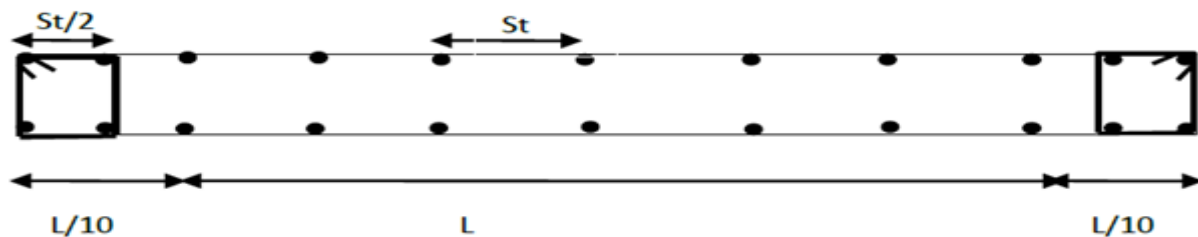


Figure V.4 Disposition des armatures verticales (vue en plan).

V.2.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérale:

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé:

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.2.3 Rôle de contreventement:

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.2.4 Avantages des voiles:

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant. Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.2.5 Combinaisons des actions:

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont été considérées pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le BAEL91 [3] : $\{G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
- Selon le RPA 99 [1] : $\{1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

V.2.6 Recommandations du RPA99 [1]:

Aciers verticaux:

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

Aciers horizontaux:

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.2.7 Règles communes:

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est : $A_{\min} = 0.15 \%$ section globale du voile. $A_{\min} = 0.1 \%$ zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $St \leq \min (1.5e; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de:

$$d \leq \min (h_e, 2L/3)$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

- **Longueur de recouvrement:**

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.2.8 Disposition des voiles:

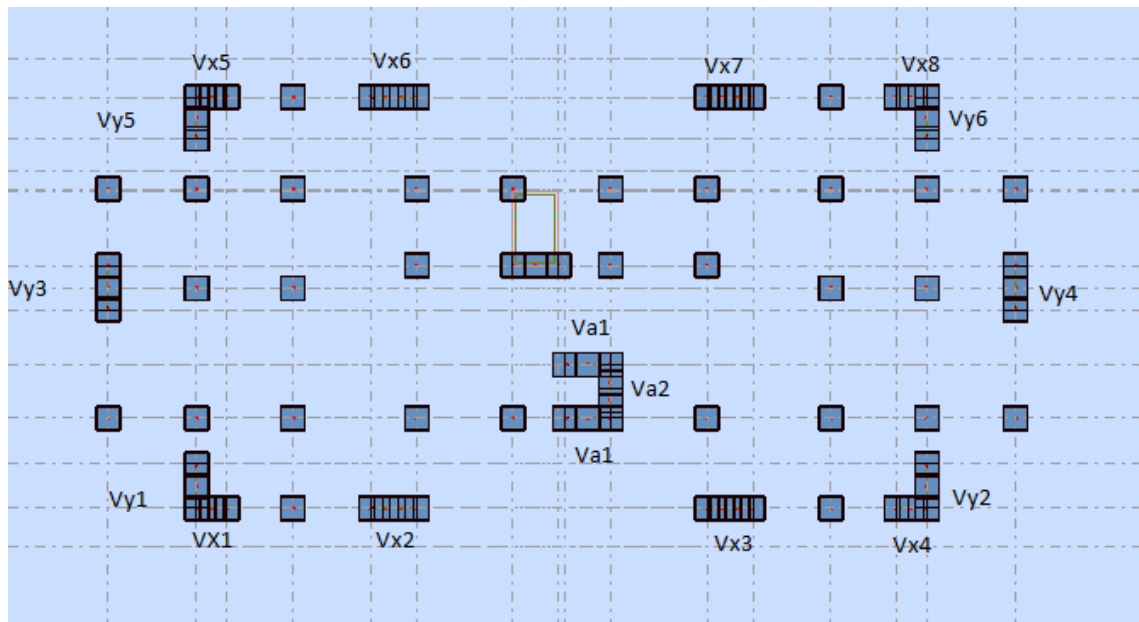


Figure V.5: Disposition des voiles

V.2.9 Ferrailage des voiles:

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et Pour connaitre la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **formule de Navier Bernoulli** » :

Avec :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

On distingue 3 cas:

1^{er} cas

Si: (σ_1 et σ_2) $\gg 0$ la section du voile est entièrement comprimée «pas de zone tendue».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas

Si: (σ_1 et σ_2) $\ll 0$ la section du voile est entièrement tendue «pas de zone comprimée».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e$$

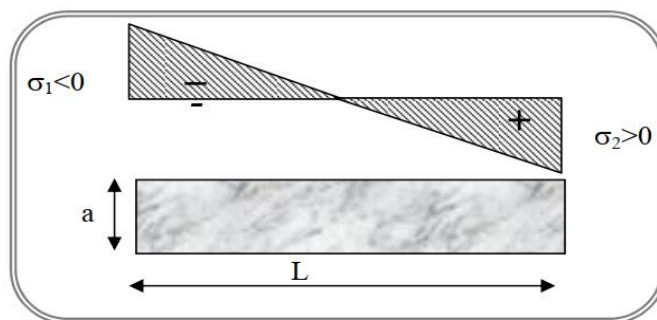
On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

❖ Si $A_v < A_{\min} = 0,15\%.a.L$. On ferraille avec la section minimale.

❖ Si $A_v > A_{\min}$ On ferraille avec A_v

3^{ème} cas

Si: $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) = 0$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes la zone tendue



V.2.9.1 Armatures verticales:

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

On remarque qu'on a juste les contraintes de compression alors notre section est entièrement comprimée. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de: (RPA Article 7.7.4) [1]

- On a trois types de voile leurs Caractéristiques géométriques sont affichées dans le tableau suivant

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ROBOT, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau V.12 : Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC à 7^{ème} étage).

	M_{max}	N_{max}	T_{max}
V_{y1}	534.72	806.62	191.05
V_{y2}	503.07	750.68	179.72
V_{y3}	610.1	234.89	54.37
V_{y4}	582.34	220.79	51.90
V_{y5}	245.58	379.32	80.28
V_{y6}	216.63	326.64	69.63
V_{x1}	153.62	827.96	51.3
V_{x2}	479.61	658.5	70.73
V_{x3}	460.55	685.93	267.75
V_{x4}	712.7	1147.43	226.8
V_{x5}	187.24	494.19	198.12
V_{x6}	584.22	865.76	86.46
V_{x7}	575.65	871.76	181.25
V_{x8}	183.25	488.2	59
V_{a1}	530.74	919.16	119.66
V_{a1}	537.52	1348.49	103.68
V_{a2}	484.32	990.1	267.75

Ferraillage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section (b × h).

Les résultats du ferraillage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec:

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h$: section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4}$: section d'armature calculée.
- A_h^{adp} : section d'armature adoptée.

- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

Exemple de calcul

On prend comme exemple le voile V_{y3} :

$$M_{max} = 610.1 \text{ KN.m et } N_{cor} = 234.89 \text{ KN et } V = 54.37 \text{ KN}$$

Calcul des armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.5 \text{ m ; } d = 0.9 \times h = 1.35 \text{ m ; } e = 0.15 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{610.1}{234.58} = 2.60 \text{ m}$$

$e_G > \frac{L}{2} = 0.75 \text{ m} \Rightarrow N$ est un effort de traction et c en dehors de la section $\Rightarrow$ section partiellement tendue.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA} :

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{L}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 610.1 + 234.89 \times \left(1.35 - \frac{1.5}{2}\right) = 751.034 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{751.034 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.35^2 \times 14.17} = 0.193 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.271$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.20 \text{ m}$$

$$A_v^{cal} = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{751.034 \times 10}{1.20 \times 347.8} = 17.93 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales

$$A_v^{min} = 0.15\% \times e \times L = 3.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^t = 0.2\% \times e \times L_t$$

Pour le calcul de L_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$\sigma^+ = \frac{234.89 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.5} + \frac{610.1 \times 10^{-3}}{\frac{0.15 \times 1.5^3}{12}} \times 0.75 = 11.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{234.89 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.5} - \frac{610.1 \times 10^{-3}}{\frac{0.15 \times 1.5^3}{12}} \times 0.75 = -9.80 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{9.80 \times 1.5}{11.89 + 9.80} = 0.67 \text{ m}$$

$$A_{\min}^t = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 0.15 \times 67 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 2.03 \text{ cm}^2 < A_v^{\text{cal}} = 17.93 \text{ cm}^2$$

On choisit : 12T14 = 18.47 cm²

$$A_{\min}^c = 0.1\% \times e \times L_c \text{ avec : } L_c = L - 2 \times L_t = 1.5 - 2 \times 0.67 = 0.14 \text{ m}$$

$$A_{\min}^c = 0.14 \text{ cm}^2$$

On choisit : 1T12 = 1.13 cm²

$$A_v^{\text{adp}} = 18.47 + 1.13 = 19.6 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures horizontales

On a: V = 54.37 kN

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{54.37 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.35} = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pour S_t = 15 cm² on aura :

- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 15 \times 306 = 6.88 \text{ cm}^2$
- $A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4} = \frac{19.6}{4} = 4.9 \text{ cm}^2$

On choisit : 9T12 = 10.18 cm²

$$A_h^{\text{adp}} = 10.18 \text{ cm}^2$$

Tableau V.13 : Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC à 7^{ème} étage).

	V _{y1}	V _{y2}	V _{y3}	V _{y4}	V _{y5}	V _{y6}
L(m)	1	1	1.5	1.5	1	1
M KN.m	534.72	503.07	610.1	582.34	245.58	216.63
N (KN)	806.62	750.68	234.89	220.79	379.32	326.64
V (KN)	191.05	179.72	54.37	51.90	80.28	69.63
τ_u	1.14	1.32	0.26	0.25	0.59	0.51
τ̄	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal}	50.77	40.64	17.93	16.95	14.62	12.51
A_v^{min}	2.25	2.25	3.37	3.37	2.25	2.25
A_v^{adp}	51.15	41.09	19.6	19.6	19.6	19.6
N^{barre}	20T14+18T12	12T14+20T12	12T14+1T12	12T14+1T12	12T14+1T12	12T14+1T12
S_t	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	12.78	10.27	12.95	4.9	4.9	4.9
A_h^{min}	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88
A_h^{adop}	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t	20	20	20	20	20	20

	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}	V _{x4}	V _{x5}	V _{x6}	V _{x7}	V _{x8}
L(m))	1	1.5	1.5	1	1	1.5	1.5	1
M KN. m	153.62	479.61	460.55	712.7	187.24	584.22	575.65	183.25
N (KN)	827.96	658.5	685.93	1147.43	494.19	865.68	871.76	488.2

)								
V (KN)	51.3	70.73	267.75	226.8	198.12	86.46	181.25	59
τ_u	0.38	0.34	1.36	1.68	1.46	0.42	0.89	0.43
$\bar{\tau}$	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal}	18.63	21.39	21.31	12.9	14.1	28.36	28.20	13.82
A_v^{min}	2.25	3.37	3.37	2.25	2.25	3.37	3.37	2.25
A_v^{adp}	25.26	25.26	25.26	19.6	19.6	37.58	31.92	19.6
N^{barre}	12T14+6 T12	12T14+6 T12	12T14+6 T12	12T14+1 T12	12T14+1 T12	20T14+6 T12	20T14+1 T12	12T14+1 T12
S_t	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	6.13	6.13	6.13	4.9	4.9	9.39	7.98	4.9
A_h^{min}	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88
A_h^{adp}	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N^{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t	20	20	20	20	20	20	20	20

	L(m))	M(KN.m)	N(KN)	V (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	A_v^{cal}	A_v^{min}	A_v^{adp}	N^{barre}	S_t	A_h^{cal}	A_h^{min}	A_h^{adp}	N^{barre}	S_t
V_{a1}	1.5	530.74	919.16	119.66	0.51	5	27.7	3.37	40.97	20T14+9T12	20	10.24	6.88	10.18	9T12	20
V_{a1}	1.5	537.52	1348.5	103.68	0.59	5	36.9	3.37	41.09	12T14+20T12	20	10.27	6.88	10.18	9T12	20
V_{a3}	1.5	484.32	990.1	267.75	1.36	5		3.37	28.65	12T14+9T12	20	7.16	6.88	10.18	9T12	20

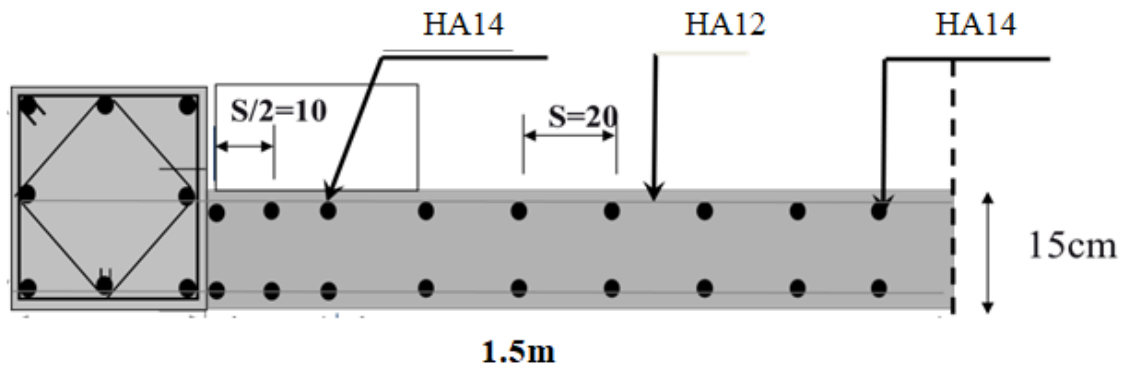


Figure V .6 : Ferraillage du voile .

V.3 Conclusion :

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillages des différents éléments Principaux; il a été tenu compte des ferraillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillage minimum établie par RPA

Chapitre VI : Études de l'infrastructure

VI.I Introduction :

La fondation d'un bâtiment est constituée des parties structurelles en contact avec le sol, qui transmettent les charges de la superstructure au sol. Un choix judicieux du système de base doit toujours répondre aux exigences de sécurité (capacité de charge) et de facilité d'entretien. De plus, les considérations d'impact économique, esthétique et environnemental doivent être respectées. Les ingénieurs en structure sont souvent confrontés à plusieurs solutions possibles et doivent faire les choix suivants :

- Taux de travail au sol.
- Type de construction (souple, rigide).
- Type de base.

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- Économie (ferraillage).

Etude du laboratoire du sol

- Le terrain est plat.
- La contrainte admissible recommandée est de : 1.5 bar.
- le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 1.5m de profondeur.

VI.II. Choix et type de fondations :

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées. Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite de service sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

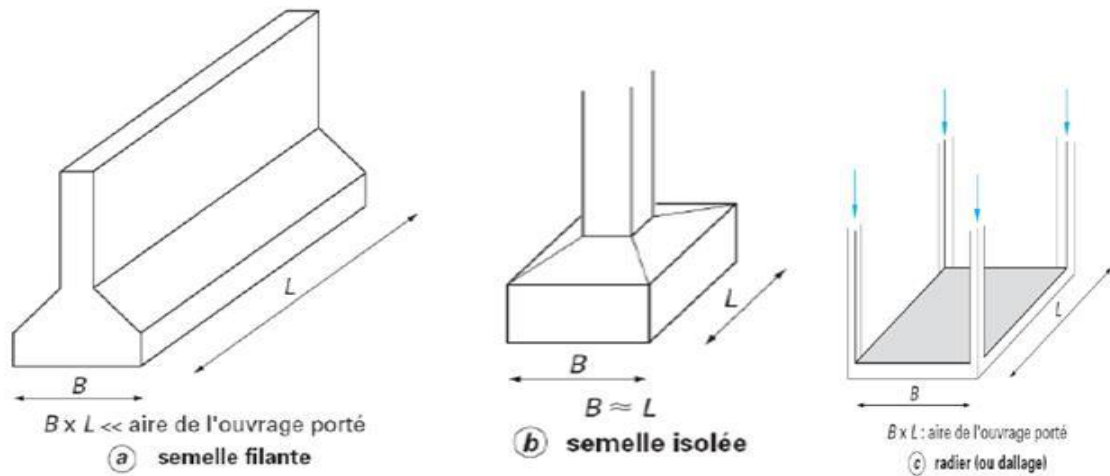


Figure VI. 1 : Types des fondations.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1.5 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées et semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface de bâtiment}} \times 100 \leq 50 \%$$

VI.3. Dimensionnement et calcul des semelles :

VI.3.1. semelles isolées :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de RDC.

La vérification à faire est :

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$S = A \times B \leq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

Avec :

(a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

S : surface de la semelle isolée

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte du sol

On a :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar} = 150 \text{ KN/m}^2 ; N = 1199.22 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1199.22}{150} = 9.77 \text{ m}^2$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{35}{40} \times B \rightarrow A = 0.875 B$$

$$0.875 B^2 \geq 9.77$$

$$B = \sqrt{11.16} = 3.34 \text{ m}$$

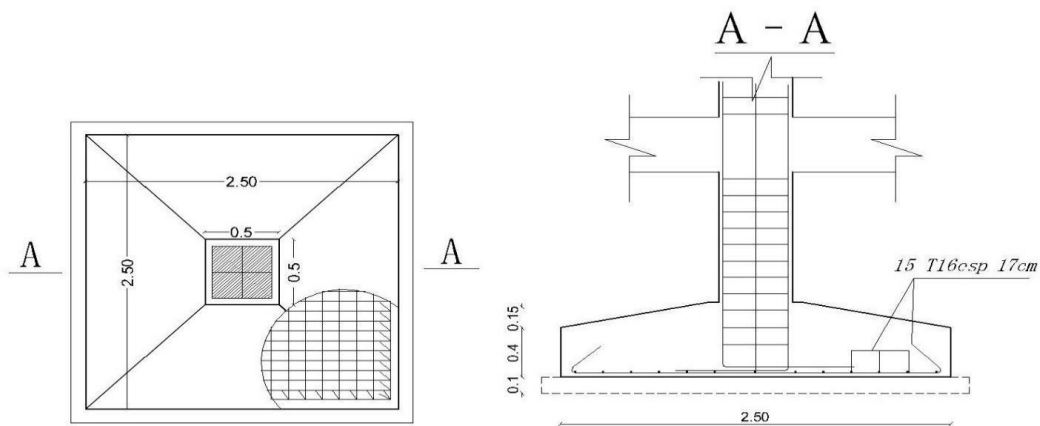


Figure VI.2 : Shéma ferrailage de semelle isolé .

Conclusion :

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,3 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. On passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles Filantes :

Qu'est-ce que c'est qu'une semelle filante :

La semelle filante est une fondation superficielle, composée de béton uniquement (pour les habitations en général) ou de béton armé (pour les plus gros bâtiments).

La semelle filante est une semelle continue rectiligne portant un mur ou une rangée de piliers. Son rôle est de répartir les charges qui lui sont appliquées sur une plus grande surface que ne le ferait le mur qu'elle soutient, afin de ne pas s'enfoncer dans le sol.

Méthode de calcul :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} \leq 50 \%$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

Avec :

L : distance entre les poteaux

N = $\sum N_i$ de chaque file de poteaux

$$S = B \times L.$$

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée

$\bar{\sigma}$: Contrainte du sol

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : le sens transversal. (On utilise la Méthode de bielle).

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée

de la même manière que pour une semelle isolée.

Une semelle est dite continue si B est très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la Condition suivante : $L/B > 5$.

Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

Tableau VI. 1 : Charge due sur la semelle.

Filante	Nser (kN)	L (m)	σ_{sol} (kN/m ²)	S (m ²)	B (m)	L/B > 5
1	643.23	8.8	150	4.286	0.487	cv
2	1713.73	14.8	150	11.411	0.771	cv
3	2453.86	14.8	150	16.324	1.103	cv
4	2104.85	14.8	150	14.030	0.948	cv
5	1361.08	8.8	150	9.073	1.031	cv
6	1017.93	8.8	150	6.785	0.771	cv
7	2052.88	14.8	150	13.675	0.924	cv
8	2639.19	14.8	150	17.582	1.188	cv
9	1717.95	14.8	150	11.440	0.773	cv
10	642.89	8.8	150	4.286	0.487	cv

Note : On va prendre une valeur de B =1 m

$$B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{semelle} = 108.892 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 505.31 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport a la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{108.982}{505.31} = 0.21$$

La surface totale des semelles représente 21 % de la surface du bâtiment.

Donc : Le type des fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

VI.3.3. Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 0.05 \text{ Avec : } d = \frac{B-b}{4} \text{ Et : } B = 1\text{m}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} \rightarrow h \geq \frac{1-0.35}{4} + 0.05 = 0.21 \text{ on prend: } h = 30 \text{ cm}$$

d : hauteur utile

b : coté du Poteau

- **Vérification du poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times \mu_c \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : périmètre du contour sur lequel agit la charge

h : hauteur de la semelle filante

Note : La vérification se fait pour le point le plus sollicité de la semelle en effort normal appliqué Par le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 \rightarrow \mu_c = (0.4 + 0.35 + 2 \times 0.3) \times 2 = 2.7 \text{ m}$$

$$Q_u = 585 \text{ KN} \leq 0.045 \times 0.3 \times 2.7 \times \frac{25}{1.5} = 607.5 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

Donc on prend : **h=0,30 m.**

- **Vérification au renversement :**

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$M = 24.25 \text{ KN.m}$$

$$N = 2228.36 \text{ KN}$$

$$e = \frac{24.25}{2228.36} = 0.011 \leq \frac{1}{4} = 0.25 \dots \text{CV}$$

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

VI.3.4. Calcul de Ferrailage :

➤ **Ferrailage principal :**

Avec :

N_u = effort amené par l'ouvrage sur la semelle

A = largeur de la semelle

d = hauteur de la semelle moins l'enrobage

F_e = Limite élastique de l'acier

$$A_s/B = \frac{N (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{2639.19 \times (100-35)}{8 \times 360 \times 348} = 17.1 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 9HA16

Avec : $A_s = 18.10 \text{ cm}^2$

$S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Ferraillage de répartition :**

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc On met seulement des aciers de construction.

$$A_r = \frac{17.1}{4} = 4.28 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 6HA12

Avec : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

$S_t = 20 \text{ cm}$

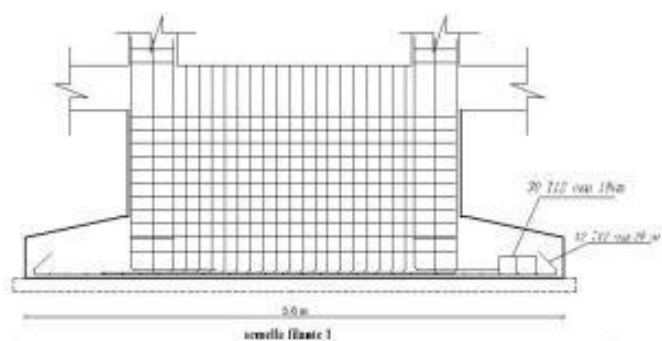


Figure VI. 3 : schéma ferraillage de semelle filante

VI.3.5. Poutre de redressement :

Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

- La poutre de rigidités est généralement noyée dans la semelle.

Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidités est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle .

$$L = 405 \text{ cm} : \quad \frac{405}{9} \leq h \leq \frac{405}{6}$$

$$45 \text{ cm} \leq h \leq 67.5 \text{ cm}$$

On prend $h = 70 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Tableau VI. 2: Résultats du moment maximal.

Sens	zone	M_{max} (KN.m)
Sens Y-Y	Appuis	12.42
	Travée	6.21

Tableau VI. 3: Calcul de Ferrailage

Sens	Zone	M_u (KN.m)	H (m)	B (m)	A_s (cm ²)	A_s min	choix	A_s réel
Sens Y-Y	appuis	12.42	0.6	0.3	0.66	1.95	3HA12+3HA12	6.79
	travée	6.21	0.6	0.3	0.33	1.95	3HA12+3HA12	6.79

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \cdot d_x} = \frac{14.72 \times 0.001}{0.3 \times 0.54} = 0.092 \text{ MPa}$$

Armature droite : $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_{lim} = \min \{ 0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0092 \text{ MPa} \leq \tau_{lim} = 2.5 \text{ MPa}$$

Armature transversale :

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{B}{10} ; \Phi_1 \right)$$

Φ_1 : Représentant le diamètre minimal de l'armature tendue de premier lit

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{60}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right) = 1.2 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \Phi_t = 8.00 \text{ mm}$$

• Les armatures transversales sont réalisées par des cadres de T8.

• **Espacement des armatures transversales :**

D'après le R.P.A 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right) = \min \left(\frac{60}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \right) = 14.5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15\text{cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi ; 30 \right), \text{ on adopte : } S_t' = 15 \text{ cm}$$

➤ **Section des armatures transversale minimale :**

La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$\text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times . b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 < 3.14\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times . b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 < 3.14\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

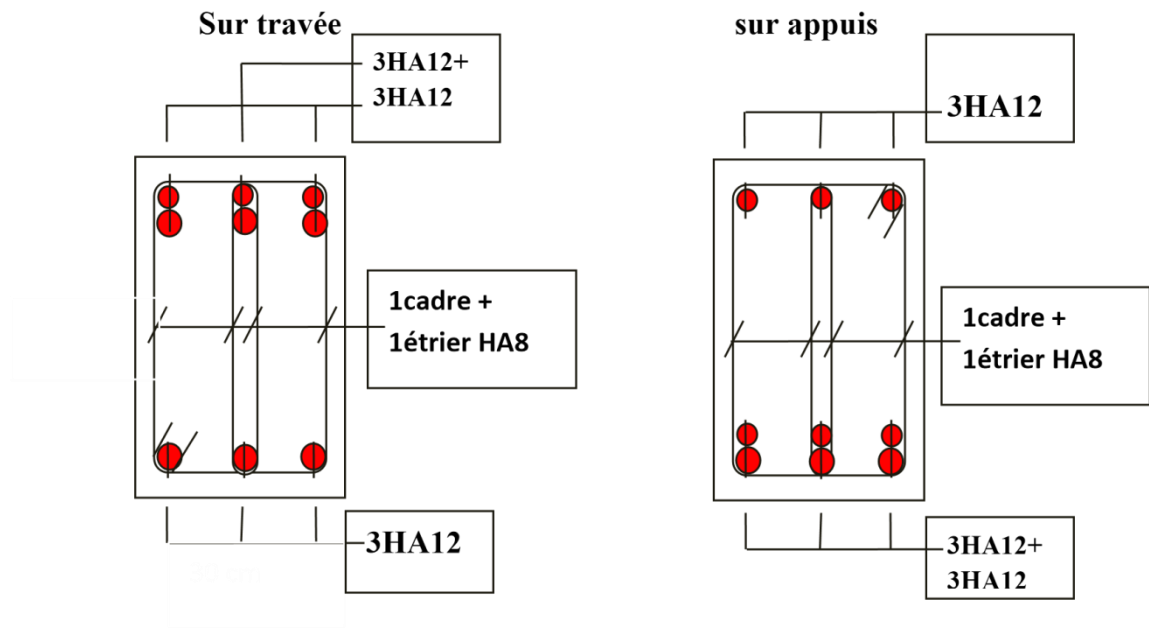


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de poutre de redressement.

VI.3.6. Etude de longrine :

Généralités :

Les ponts d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrine ou tous dispositifs équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Dimensionnement :

Les dimensions minimales des de la section transversale des longrines sont :

25cm×30 cm, site de catégories S_2 et S_3

30cm×30 cm, site de catégories S_4

On prend une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

• **Ferrailage** : Les longrines doivent être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravités apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégories de site considérés ; dans notre cas $\alpha = 15$ (S_2 , zone IIa) .

- Les armatures longitudinales :

Condition de résistance :

$$F = \frac{1324.69}{15} = 88.31 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{88.31}{348} = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 2.53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilités :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Condition de RPA :

$$A_{RPA} = 0.6\% \text{ b} \times \text{h}$$

$$A_{RPA} = 0.6\% \text{ 30} \times \text{30} = 5.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (A_{scal}, A_{\min}, A_{RPA}) = 5.40 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ En prend : } A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \quad 6\text{HA}12$$

Armature transversale et espacement des cadres :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 12\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35} ; \frac{300}{10} ; 12\right) = 8.87 \text{ mm} .$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} .$$

L'espacement entre les armatures transversales est :

$$St \leq \min (20\text{cm}; 15 \Phi) = \min (20\text{cm}; 18\text{cm})$$

On adopte un espacement $St = 15\text{cm}$ à tous les longueurs.

On prend en :

Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

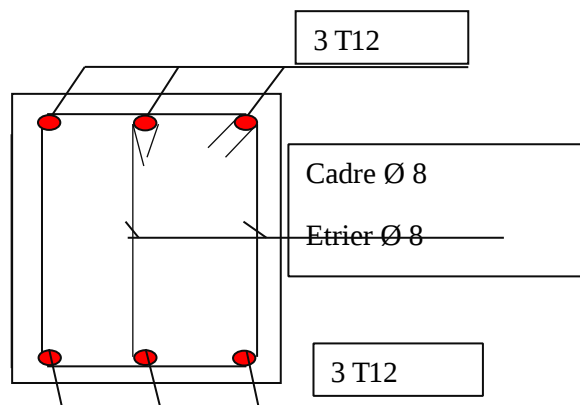


Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de longrine.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, et de les approfondir en prenant comme base les documents techniques et réglementaires, afin de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que dans la justification de l'interaction voiles-portiques.

Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, dans ce cas la rigidité de la structure sera assurée.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.

Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse , il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées aux préventions et aux recommandations.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire ; raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place en se basant sur trois points essentiels :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

BIBLIOGRAPHIES

BIBLIOGRAPHIES

REGLEMENT

- [1] Règle parasismique Algérienne RPA99/version 2003.
- [2] Les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99.
- [3] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- [5] Document technique réglementaire DTR BC2.2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS. 1988.

THÈSES DE FIN D'ETUDE

- Himuri Yousra et Khelaifai Soulef, Etude d'un bâtiment à usage d'Habitation R+5, Université du 8 Mai 1945 Guelma, 2020 .
- Benzahra Wissal et Bennour Amel, étude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation en zone sismique IIa, Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf –Mila ,2019/2020.

COURS

- Dr. Brahimi, Cours de projet structures en Béton Armé 2^{ème} année Master génie civil, Université Abdelhafid Boussouf- Mila, s.n2018/2019.
- Dr. Guettiche, Cours de béton armé 3^{ème} année génie civil, Université Abdelhafid Boussouf- Mila, s.n2018/2019.

LIVRES

- Albert Fuentes, Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armée., 4^{ème} Edition, Edition Echyrolles, s.n 1983. p16
- Béton armé-Guide de calcul jacques lamirault, Henri Renaud .

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures **Robot** version 2014.
-  WORD 2010.
-  AUTO CAD 2010.

ANNEXE

ANNEXE 1: Section en cm² de N armature ϕ en mm

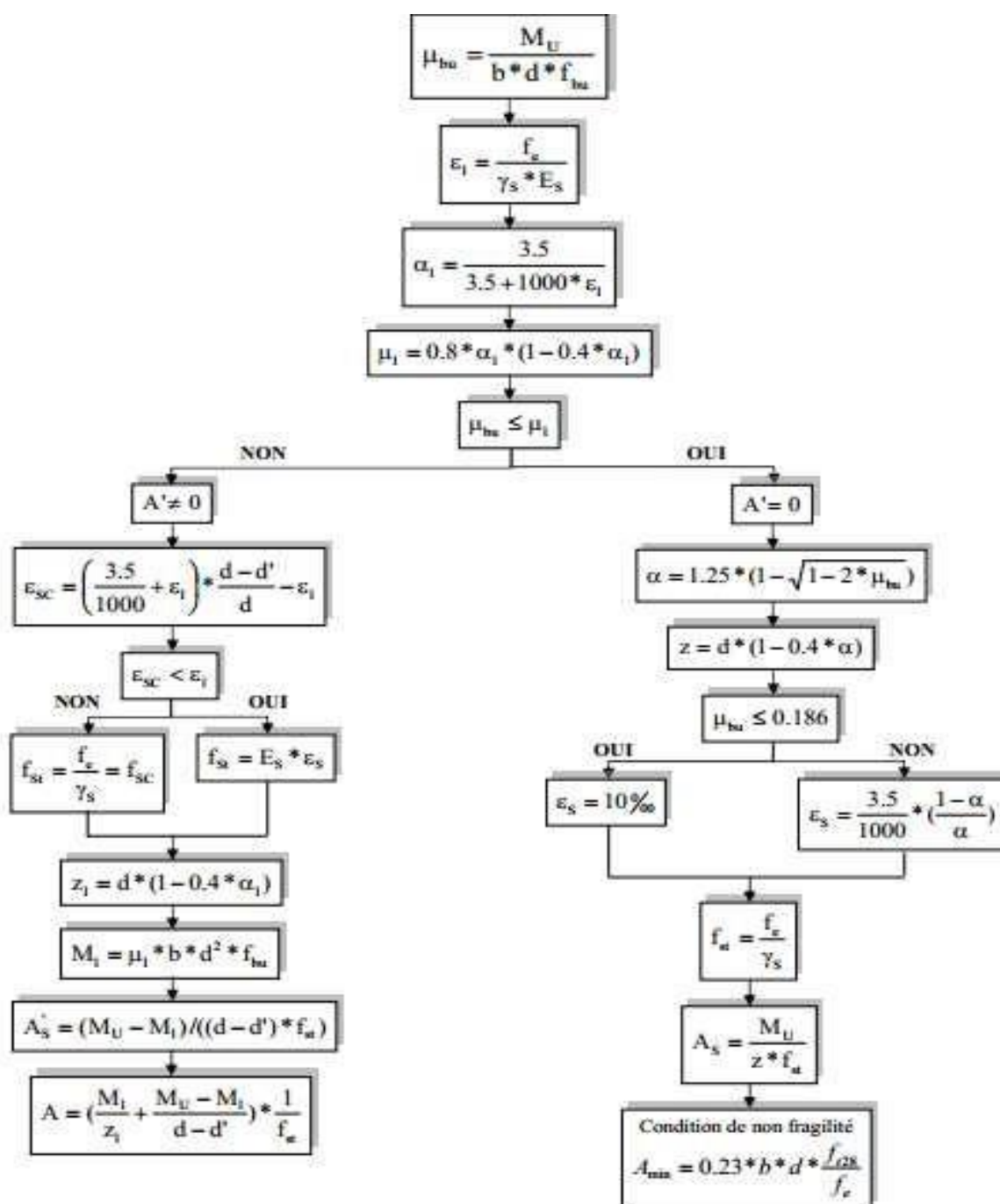
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 2 : Dalles rectangulaires uniformément chargées

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $V = 0$		ELS $V = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Flexion simple: Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



EL MEHDI DRIOUICH
CALCULE BETON ARMEE
T.S.G.O et T.D.B
SEMELLES DE FONDATION

Données :	$N_u = 1.35G + 1.5Q$
Combinaison de base	$N_{ser}; N_u \quad 1N=10^3KN=10^4MN$
Section de la semelle	$A; B$
Section du poteau	$a; b$
Matériaux	$f_c; \bar{\sigma}_{sol}; \bar{\sigma}_{st} \quad 1Bar=0.1MPa$

