

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Présenté par:

THABET Ahmed

Sujet du mémoire

***Etude et calcul d'un bâtiment en (R+5)
à usage multiple: Influence du
contreventement par des voiles***

Soutenu publiquement le 27/09/2020 devant le jury composé de:

M. RABAHI	Abderezak	Président
M. KRIM	Abdallah	Rapporteur
M. KERROUM	Nadir	Examineur
M. DJEBLI	Benyagoub	Examineur

Promotion: 2019-2020

Remerciement

Je tiens à remercier en premier lieu "DIEU" qui m'a donné la force afin de poursuivre mes études ainsi que toutes personnes qui ont veillé à ma formation et tous qui m'ont aidé de près ou de loin à élaborer ce modeste travail dans les meilleures conditions en particulier, monsieur, KRIM Abdallah

J'exprime mes profondes gratitude à mon encadreur Mr : KRIM Abdallah de sa bonne communication, collaboration, de sa patience et son aide scientifique.

Je remercie aussi Mr : KADARI HADJ et Mr : DAOUD MOHAMMED du CTC pour m'avoir aidé.

AHMED THABET

Dédicaces

Je dédie ce mémoire A :

- Mes chers parents :Lakhdar et khedidja
- Ma grand-mère : Baghded halima
- Mes oncles : Allel , Bénali , Mohamed et Baghded
- Mes frères :Mahi, Daoud , Nouredine , Mokhtar, Hichem
- Mon épouse : Hafidha
- Mes enfants : Abderrahmane, Maroua , Lakhdar , Youcef et Razane
- Mes sœurs : Fadhila et Zineb
- Mes nièces et mes neveux
- Mes cousins et cousines

A tous les maitres et professeur qui m'ont suivi de maternelle aux études supérieures, en signe de reconnaissances pour toutes leurs aides et efforts qu'ils ont apportés pour faire de moi un cadre de la nation.

Et à mes amis : Mahmoudi khatir , Khemilet Rabah , Khechera Mohammed , Madene Mohammed , Sabkhaoui Aek et Tarfaoui Mokhtar .

AHMED THABET

Sommaire

ملخص	1
Résumé	2
Abstract	3
Liste des figures	4
Liste des tableaux	6
Liste des notations et symboles	8
Introduction générale	11
Chapitre 1: Présentation du projet	13
1.1. Introduction.....	13
1.2. Présentation de l'ouvrage.....	13
1.3. Caractéristiques géométriques.....	13
1.3.1. Dimension en élévation.....	13
1.3.2. Dimension en plan.....	13
1.3.3. Données du site.....	13
1.4. Différents éléments de la structure.....	13
1.4.1. Superstructure.....	13
1.4.2. Infrastructure.....	14
1.5. Caractéristiques des matériaux.....	14
1.5.1. Béton.....	15
1.5.2. Résistance mécanique.....	15
1.5.2.1. Résistance caractéristique à la compression.....	15
1.5.2.2. Résistance caractéristique à la traction.....	15
1.5.2.3. Définition des états limites.....	15
1.6. Contraintes et déformation de calcul.....	16
1.7. Contrainte admissible de cisaillement.....	17
1.8. Modules de déformation longitudinale du béton.....	18
1.9. Module de déformation transversale.....	18
1.10. Hypothèse de calcul.....	20
1.11. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	22

Chapitre 2: Prédimensionnement des éléments de la structure	23
2.1. Prédimensionnement des planchers.....	23
2.2. Détermination de l'épaisseur des planchers.....	23
2.3. Descente de charges des planchers.....	24
2.3.1. Charge permanente.....	24
2.3.2. Charge d'exploitation.....	25
2.4. Pré dimensionnement des éléments porteurs.....	25
2.4.1. Prédimensionnement des poutres.....	25
2.4.2. Prédimensionnement des poteaux.....	26
2.4.3. Calcul de la section du poteau.....	28
2.5. Vérification suivant RPA99.....	29
2.5.1. Effort normal ultime P_u	29
2.6. Vérification du RPA99.....	30
2.6.1. Poteaux circulaires (RDC et les étages courants).....	30
2.7. Vérification des poteaux au flambement.....	36
2.7.1. Poteaux rectangulaires.....	36
2.7.2. Poteaux circulaires.....	36
2.8. Prédimensionnement des voiles.....	36
Chapitre 3: Calcul des éléments non structuraux	38
3.1. Acrotère.....	38
3.1.1. Introduction.....	38
3.1.2. Calcul des sollicitations (enrobage et excentricité).....	38
3.1.3. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section.....	39
3.1.4. Calcul du ferrailage (E.L.U).....	39
3.1.4.1. Vérification de l'existence des armatures comprimée A'	39
3.1.4.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire.....	40
3.1.5. Vérification des contraintes (E.L.S).....	40
3.1.5.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	41
3.1.5.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}	41
3.1.5.3. Contrainte de cisaillement.....	41
3.1.6. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	41
3.2. Balcon.....	42
3.2.1. Introduction.....	42

3.2.2. Etude des charges et des sollicitations.....	43
3.2.2.1. Calcul de la charge concentrée.....	43
3.2.3. Ferrailage.....	44
3.2.4. Vérifications.....	45
3.3. Ascenseur.....	48
3.3.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur.....	48
3.3.2. Calcul de la charge total q_u	49
3.3.2.1. Calcul de la charge de rupture.....	49
3.3.2.2. Calcul des poids des câbles.....	50
3.3.2.3. Vérification de C_p	51
3.3.2.4. Calcul de la charge permanente total G	51
3.3.3. Vérification de la dalle au poinçonnement.....	51
3.3.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées.....	52
3.3.5. Calcul du ferrailage de la dalle.....	54
3.3.6. Vérification à l'E.L.S.....	57
3.3.7. Vérification des contraintes dans le béton.....	59
3.3.8. Disposition du ferrailage.....	60
3.3.9. Voile de la cage d'ascenseur.....	61
3.4. Les escaliers.....	62
3.4.1. Introduction.....	62
3.4.2 Dimensions des escaliers.....	63
3.4.3. Etude d'un escalier à deux volées.....	63
3.4.4. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S.....	64
3.4.5. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U.....	65
3.4.5.1. Calcul des sollicitations.....	65
3.4.6. Ferrailage de l'escalier.....	67
3.4.7. Vérifications.....	68
3.4.7.1. Vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	68
3.4.7.2. Vérification de La flèche:(selon le B.A.E.L 91).....	70
3.4.8. Etude de la poutre palière.....	70
3.4.8.1. Dimensionnement.....	70
3.4.8.2. Charges supportées par la poutre.....	70
3.4.8.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U.....	71
3.4.8.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U.....	71

3.4.8.5. Vérifications nécessaires.....	72
3.4.8.6. Vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	72
3.4.8.7. Ferrailage des armatures transversales.....	73
Chapitre 4: Calcul des planchers.....	75
4.1. Introduction.....	75
4.2. Calcul du ferrailage de la dalle de compression.....	75
4.3. Pré dimensionnement des poutrelles.....	75
4.4. Méthode de calcul des poutrelles.....	76
4.4.1. Méthode forfaitaire.....	76
4.4.2. Méthode de Caquot.....	78
4.4.3. Evaluation des moments.....	80
4.5. Calcul des poutrelles.....	80
4.5.1. Évaluation des charges.....	80
4.5.2. Plancher R.D.C et Etage courant.....	81
4.6. Ferrailages des poutrelles.....	87
4.6.1. Calcul des armatures longitudinales.....	87
4.6.2. Vérification à l'E.L.S.....	88
4.6.3. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	89
4.6.4. Armatures transversales.....	89
4.6.5. Compression de la bielle d'about.....	91
4.7. Vérification de la flèche.....	92
4.8. Calcul des poutrelles du plancher terrasse.....	95
4.8.1. Exemple de calcul.....	95
4.8.2. Ferrailage.....	97
4.8.3. Vérification à l'E.L.S.....	99
4.8.4. Vérification de la flèche.....	99
4.8.5. Armatures transversales A_t	103
4.8.6. Ferrailage de la dalle de compression.....	103
Chapitre 5: Etude sismique.....	105
5.1. Généralités sur les séismes.....	105
5.2. Introduction.....	105
5.3. Calcul sismique.....	105
5.3.1. Analyse modale spectrale.....	105
5.3.2. Méthode du calcul.....	106

5.3.3. Conditions à vérifier.....	106
5.4. Méthode d'analyse modale spectrale.....	107
5.4.1. Principe de la méthode.....	107
5.4.2. Spectre de réponse de calcul.....	108
5.4.3. Calcul de la force sismique totale.....	108
5.4.4. Poids total de la structure.....	110
5.4.5. Calcul de la force sismique totale.....	110
5.5. Variante 1 proposée.....	110
5.5.1. Vérification des forces sismiques ($V_{dy} \succ 80\%V_{st}$).....	110
5.5.2. Vérification de la période fondamentale.....	110
5.5.3. Vérification des facteurs de participation massique.....	111
5.5.4. Déplacements latéraux inter-étage.....	111
5.6. Variante 2 proposée.....	114
5.6.1. Vérification des forces sismiques ($V_{dy} \succ 80\%V_{st}$).....	114
5.6.2. Vérification de la période fondamentale.....	114
5.6.3 Vérification des facteurs de participation massique.....	114
5.6.4. Déplacements latéraux inter-étage.....	115
Chapitre 6: Ferrailage des portiques.....	117
6.1. Introduction.....	117
6.2. Combinaisons de calcul.....	117
6.3. Ferrailage des poutres.....	117
6.4. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales.....	118
6.5. Ferrailage des poteaux.....	124
6.5.1. Exemple de calcul.....	126
6.5.1.1. Sollicitations défavorables.....	126
6.5.1.2. Calcul d'un poteau.....	126
6.5.1.3. Vérifications de la contrainte de cisaillement.....	132
6.5.1.4. Calcul des armatures transversales.....	132
Chapitre 7: Ferrailage des voiles de contreventement.....	134
7.1. Introduction.....	134
7.2. Système de contreventement.....	134
7.3. Principe de calcul.....	135
7.4. Ferrailage des voiles.....	137

7.5. Disposition des armatures.....	139
7.5.1. Armatures verticales.....	139
7.5.2. Armatures horizontales.....	139
7.5.3. Armatures transversales.....	140
Chapitre 8: Etude de l'infrastructure.....	141
8.1. Calcul des fondations.....	141
8.1.1. Introduction.....	141
8.1.2. Choix du type de fondations.....	141
8.2. Etude du radier.....	142
8.2.1. Définition.....	142
8.2.2. Prédimensionnement du radier.....	142
8.2.3. Calcul de l'épaisseur du radier.....	143
8.2.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage.....	144
8.2.5. Vérification des contraintes.....	144
8.2.6. Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	145
8.2.6.1. Poids unitaire du radier.....	145
8.2.7. Ferrailage du radier.....	146
8.2.7.1. Ferrailage des dalles.....	146
8.3. Ferrailage des poutres de libage.....	148
8.3.1. Calcul du ferrailage.....	151
8.3.2. Armature de peau.....	151
8.3.3. Contrainte de cisaillement.....	152
8.3.4. Armatures transversales.....	152
8.3.4.1. Espacement.....	152
8.4. Croquets du ferrailage.....	153
8.4.1. Schéma du ferrailage du radier.....	153
8.5. Voile périphérique.....	154
8.5.1. Calcul des charges.....	154
8.5.2. Calcul des sollicitations.....	155
8.5.3. Calcul du ferrailage.....	156
8.5.4. Vérifications.....	157
Conclusion générale et perspectives.....	160
Références bibliographiques.....	162

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة عمارة متعددة الاستخدامات ذات بنية خرسانية متكونة من الجزء السفلي أو القاعدي، الطابق الأرضي خمسة طوابق وبدرون. هذا الإنجاز سيتم بناءه بولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف *IIa*.

استقرار البناية مضمون و محقق بواسطة عارضات والجدران المسلحة.

اختيار مختلف العناصر المشكلة للبناية صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر
(*RPA99V2003,BAEL91...*)

Résumé

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet de fin d'études, nous avons étudié un bâtiment constitué d'un sous-sol et cinq (05) étages à usage multiple. Ce projet est implanté à Tissemsilt, classée en zone IIa de moyenne sismicité.

La stabilisation du bâtiment est assurée par un système de portiques plus des voiles de contreventement.

Le choix des différents éléments constituant la structure est faite conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99V2003, BAEL91...).

Abstract

As part of the preparation for the defense of the end of the study project, we studied a building for multiple uses consist of an underground, ground floor and five (05) stories. This project is located in Tissemsilt which is classified seismic zone IIa.

The stabilization of the building is provided by a system frame and bracing walls.

The choice of different constituent's structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria (RPA99V2003, BAEL91...).



Liste des figures

Liste des figures

Chapitre 1:Présentation du projet

Figure 1.1: Diagramme parabole-rectangle.....	16
Figure 1.2: Diagramme rectangulaire.....	17
Figure 1.3: Diagramme contraintes-déformations.....	19
Figure 1.4: Diagramme des déformations limitées de la section.....	21

Chapitre 2: Prédimensionnement des éléments de la structure

Figure 2.1: Coupe d'un plancher à corps creux.....	23
Figure 2.2: Section afférente du poteau circulaire.....	26
Figure 2.3: Coupe en élévation du voile.....	37

Chapitre 3: Calcul des éléments non structuraux

Figure 3.1: Dimensions de l'acrotère.....	38
Figure 3.2: Ferrailage de l'acrotère.....	42
Figure 3.3: Schéma statique montrant les charges subissant le balcon.....	44
Figure 3.4: Dessin du ferrailage du balcon.....	47
Figure 3.5: Schéma d'un ascenseur.....	48
Figure 3.6: Répartition des charges.....	51
Figure 3.7: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	52
Figure 3.8: Dessin montrant la concentration des charges.....	52
Figure 3.9: Moments de la dalle.....	54
Figure 3.10: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	61
Figure 3.11: Coupe d'un escalier.....	62
Figure 3.12: Terminologie de l'escalier à deux volées.....	62
Figure 3.13: Schéma statique d'une volée et d'un palier.....	65
Figure 3.14: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.....	67
Figure 3.15: Ferrailage de la poutre palière.....	74

Chapitre 4: Calcul des planchers

Figure 4.1: Schéma d'un plancher à corps creux.....	75
Figure 4.2: Dimensionnement de la poutrelle.....	76
Figure 4.3: Schéma explicatif.....	77
Figure 4.4: Schémas explicatifs.....	78
Figure 4.5: Schémas explicatifs.....	78
Figure 4.6: Schéma explicatif.....	79
Figure 4.7: Schémas explicatifs.....	80
Figure 4.8: Schéma des poutrelles.....	81
Figure 4.9: Diagramme des moments fléchissants, M [KN.m].....	82
Figure 4.10: Diagramme des efforts tranchants [KN].....	83
Figure 4.11: Diagramme des moments fléchissants, M [KN.m].....	85
Figure 4.12: Diagramme des efforts tranchants [KN].....	86
Figure 4.13: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	90
Figure 4.14: Schéma de la bielle d'about.....	91
Figure 4.15: Diagramme des moments fléchissants, M [KN.m].....	96
Figure 4.16: Ferrailage des poutrelles.....	103
Figure 4.17: Ferrailage de la dalle de compression.....	104

Chapitre 6: Ferrailage des portiques

Figure 6.1: Zone nodale.....	133
-------------------------------------	-----

Chapitre 7: Ferrailage des voiles de contreventement

Figure 7.1: Schéma du voile et du poteau.....	137
Figure 7.2: Disposition du ferrailage du voile.....	140

Chapitre 8: Etude de l'infrastructure

Figure 8.1: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	149
Figure 8.2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	150
Figure 8.3: Coupe longitudinale du radier.....	153
Figure 8.4: Coupe transversale de la nervure.....	153
Figure 8.5: Coupe explicative des charges subissant le voile périphérique.....	155



Listes des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre 1:Présentation du projet

Tableau 1.1: Déformations limites des pivots.....	21
--	----

Chapitre 2: Prédimensionnement des éléments de la structure

Tableau 2.1: Charge permanente de plancher terrasse.....	24
Tableau 2.2: Charge permanente des planchers RDC et étage courant.....	24
Tableau 2.3: Murs de façade.....	24
Tableau 2.4: Dégression des surcharges d'exploitation.....	27
Tableau 2.5: Tableau récapitulatif des sections des poteaux rectangulaires des différents étages.....	30
Tableau 2.6: Tableau récapitulatif des sections des poteaux circulaires des différents étages.....	32
Tableau 2.7: Tableau de vérification des poteaux rectangulaires au flambement.....	36
Tableau 2.8: Tableau de vérification des poteaux circulaires au flambement.....	36

Chapitre 3: Calcul des éléments non structuraux

Tableau 3.1: Charge permanente du balcon.....	43
Tableau 3.2: Poids des composants de l'ascenseur.....	49
Tableau 3.3: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....	53
Tableau 3.4: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	58
Tableau 3.5: Evaluation des charges et surcharges.....	64
Tableau 3.6: Evaluation des charges et surcharges.....	65
Tableau 3.7: Vérification de la flèche.....	70

Chapitre 4: Calcul des planchers

Tableau 4.8: Récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 1.....	83
Tableau 4.9: Récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 2.....	86

Tableau 4.10: Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles d'étage courant.....	86
Tableau 4.11: Résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 1 de terrasse.....	96
Tableau 4.12: Résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 2 de terrasse.....	97
Tableau 4.13: Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles d'étage terrasse.....	97

Chapitre 5: Etude sismique

Tableau 5.1: Facteur de qualité.....	109
Tableau 5.2: Poids de la structure.....	110
Tableau 5.3: Valeurs de la force sismique totale.....	110
Tableau 5.4: Facteur de participation massique.....	111
Tableau 5.5: Déplacements latéraux inter-étage.....	111
Tableau 5.6: Déplacements latéraux inter-étage.....	112
Tableau 5.7: Valeurs de la force sismique totale.....	114
Tableau 5.8: Facteur de participation massique.....	114
Tableau 5.9: Déplacements latéraux inter-étage.....	115
Tableau 5.10: Déplacements latéraux inter-étage.....	115

Chapitre 6: Ferrailage des portiques

Tableau 6.1: Armatures adoptées pour les poutres principales de rive.....	123
Tableau 6.2: Armatures adoptées pour les poutres principales intermédiaires.....	123
Tableau 6.3: Armatures adoptées pour les poutres secondaires de rive.....	124
Tableau 6.4: Armatures adoptées pour les poutres secondaires intermédiaires.....	124
Tableau 6.5: Armatures minimales pour les poteaux.....	125
Tableau 6.6: Sollicitations du premier genre.....	126
Tableau 6.7: Sollicitations du deuxième genre.....	126
Tableau 6.8: Ferrailage des poteaux.....	131

Liste des notations et symboles

Liste des notations et symboles

Symboles	Signification
E.L.S	Etat limite de service
E.L.U	Etat limite ultime
Cte	Valeur constante
A_s	Section d'aciers
A_s'	Section d'aciers comprimés
A_{max}, A_{min}	Section d'acier maximale et minimale
A.N	Axe neutre
A_s	Armatures supérieures
A_t	Section d'un cours d'armatures transversales
B_r	Section réduite
B_O	Section homogène totale
E_s	Module d'élasticité
F_{bc}	Résultante des efforts de compression dans le béton
G	Action permanente
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène
M_a	Moment sur Appui.
M_{Ser}	Moment fléchissant à l'état limite de service
M_U	Moment fléchissant à l'état limite de service
$M_{\hat{a}x}$	Moment fléchissant au centre d'un panneau de la dalle articulée
M_{oy}	Moment fléchissant au centre d'un panneau de la dalle articulée pour une bande de largeur unité parallèle à I_y
N_{Ser}	Effort normal de service
N_u	Effort normal ultime
P_{Ser}	Charge concentrée appliquée à l'état limite de service
P_u	Charge concentrée appliquée à l'état limite de service
V_u	Effort tranchant à l'état limite de service
a	Plus petite dimension d'une section transversale
a-b	Dimensions en plan d'un poteau
B	Largeur d'une table de compression
b_0	Largeur d'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T

Liste des notations et symboles

b_1	Largeur d'une aile de tension en T
d	Hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j jours
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton a 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	Rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	Hauteur de flambement
l_i	Portée de la travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$\eta = 15$	Coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés
ϵ_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier-béton
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_{bc}	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle

Liste des notations et symboles

ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement



Introduction générale

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Avec la croissance démographique assez rapide en Algérie et l'espace urbain libre se fait de plus en plus rare, les autorités algérienne commencent à opter pour la construction verticale.

C'est pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Etude et calcul d'un bâtiment à usage multiple en béton armé en (R +5) avec sous-sol», qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de fin de cycle.

Ce projet de fin d'études nous permet de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, et de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel.

L'ouvrage sera réaliser en béton armé, car ce matériaux présente un grand avantage par rapport au côté économique, il est peu couteux en comparaison a autres matériaux (charpente métallique, bois).

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismiques, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage, Multiple implantée à Tissemsilt dans une zone de moyenne sismicité, comportant un rez de chaussée et huit (05) étages avec sous-sol.

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage:

- La sécurité (le critère le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage;
- L'aspect économique: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses);
- Confort de l'utilisateur;
- Esthétique.

Notre travail est constitué de huit chapitres:

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.);
- Le troisième chapitre présente le calcul des planchers;
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux;
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude sismique 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 ETABS 9.7;
- Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des portiques éléments principaux;
- Le septième chapitre consiste au ferrailage des voiles de contreventement;
- Le huitième chapitre consiste à l'étude de l'infrastructure.

On termine notre travail par une conclusion générale.



Chapitre 1:
Présentation du projet

1.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

1.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié consiste à un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée plus cinq étages et un sous sol, ce projet est implanté dans la ville de Tissemsilt, donné comme Zone de moyenne sismicité (Zone IIa) d'après le règlement parasismique algérienne (RPA 99 version 2003).

1.3. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

1.3.1. Dimension en élévation

Hauteur du RDC.....	3,06m.
Hauteur du sous sol.....	3,00m.
Hauteur des étages courants.....	3,06m.
Hauteur totale du bâtiment.....	18.30m.

1.3.2. Dimension en plan

Longueur en plan.....	26,03m.
Largeur en plan.....	26,03 m.

1.3.3. Données du site

Le site est considéré comme meuble (S_3).

Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,0$ bars.

1.4. Différents éléments de la structure

1.4.1. Superstructure

a. Planchers

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont:

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le coût de coffrage.

b. Ossature

La stabilité de l'ossature est assurée dans les directions par système structural mixte des portiques et des voiles en béton armé capable de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales.

c. Maçonneries

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois de brique creuse de 15cm et de 10cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont des cloisons de distribution en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

d. Escalier

La cage d'escalier permet l'accès du sous sol jusqu'au 5^{ème} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

e. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

f. Revêtement

- Enduit en ciment pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs Intérieurs.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

1.4.2. Infrastructure

Suivant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type radier général.

- Capacité portante du sol: $\sigma_{sol} = 2,0$ bars pour d'ancrage $D = 3.00m$
- Le sol est argileux, le site est de nature meuble (S_3).

1.5. Caractéristiques des matériaux

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier.

1.5.1. Béton

On appelle béton une pâte malléable constituée par un mélange dans des proportions convenables de ciment, sable, granulas et eau de gâchage .Le béton utilisé est dosé à 350kg/m³de ciment CEM I 32,5 (CPA325). Les compositions retenues par m³ sont:

- Ciment: 350kg de CPA325.
- Gravier: 800litres de 15/25mm.
- Sable: 400litres de 0/5mm.
- Eau: 175litres d'eau de gâchage

1.5.2. Résistance mécanique

1.5.2.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$

Pour j ≥ 60 jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

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

1.5.2.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

1.5.2.3. Définition des états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

a. Etat limite ultime

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

b. Etat limite de service

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

1.6. Contraintes et déformation de calcul

a. Etat limite de résistance:

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole-rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a.1. Diagramme parabole – rectangle:

C'est un diagramme contraintes-déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

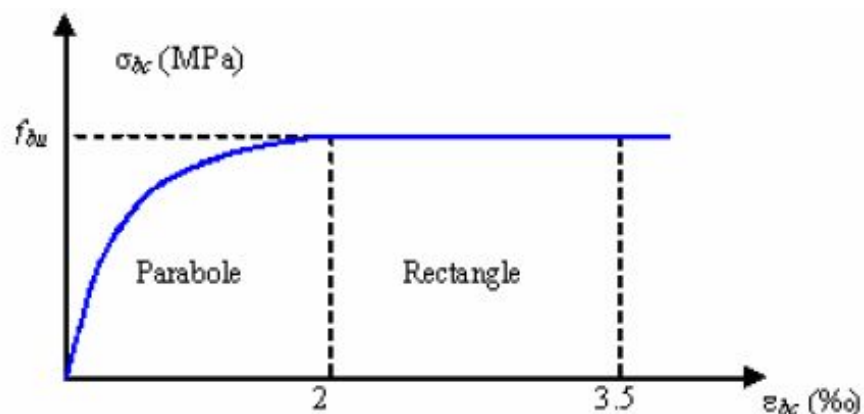


Figure 1.1: Diagramme parabole-rectangle.

σ_{bc} : la contrainte de compression du béton

La contrainte du béton comprimé:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \% < \epsilon_{bc} < 3,5 \%$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b. Etat limite de service

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

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

b.1. Diagramme rectangulaire

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion simple.

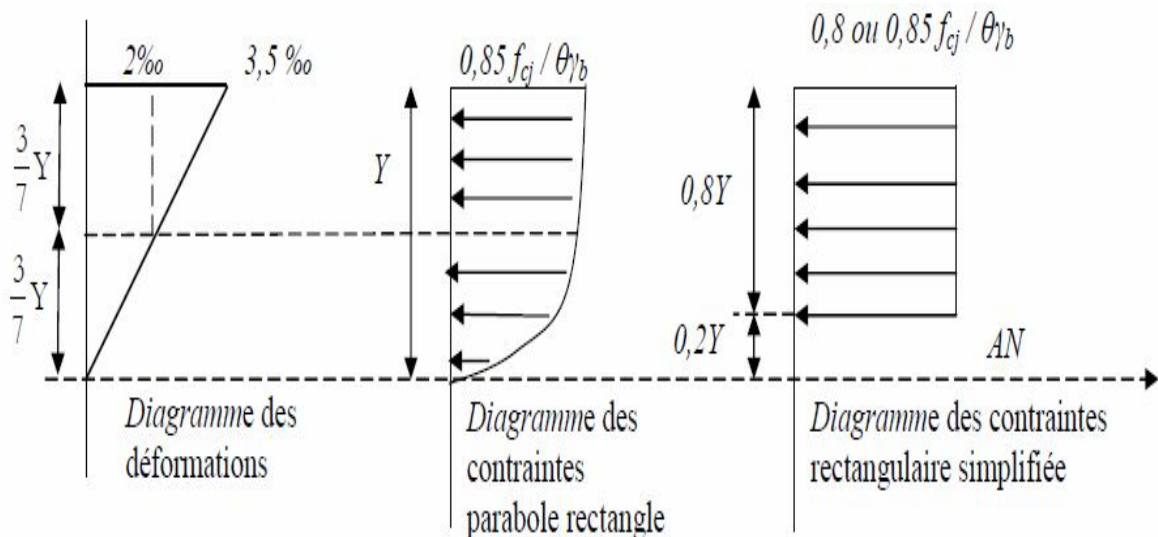


Figure 1.2: Diagramme rectangulaire.

1.7. Contrainte admissible de cisaillement:

$$\begin{cases} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable;} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{cases}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

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

Avec : $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34; 5 \text{ MPa}) = 3,34 \text{ MPa}; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) \\ = 2,5 \text{ MPa}; \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

1.8. Modules de déformation longitudinale du béton

a. Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b. Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

1.9. Module de déformation transversale

a. Coefficient de poisson

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par

l'expression suivante: $G = \frac{E}{2x(1+\nu)}$

Où: ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $\rightarrow G = 16082,10 \text{ MPa}$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $\rightarrow G = 13401,75 \text{ MPa}$

b. Aciers

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante:

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage;

- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écouissage par tréfilage et/ou laminage à froid;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (ϕ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de: $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

c. Diagramme contraintes-déformations

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (FeE400) et des aciers transversaux (FeE235).

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes: $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 ; \text{Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

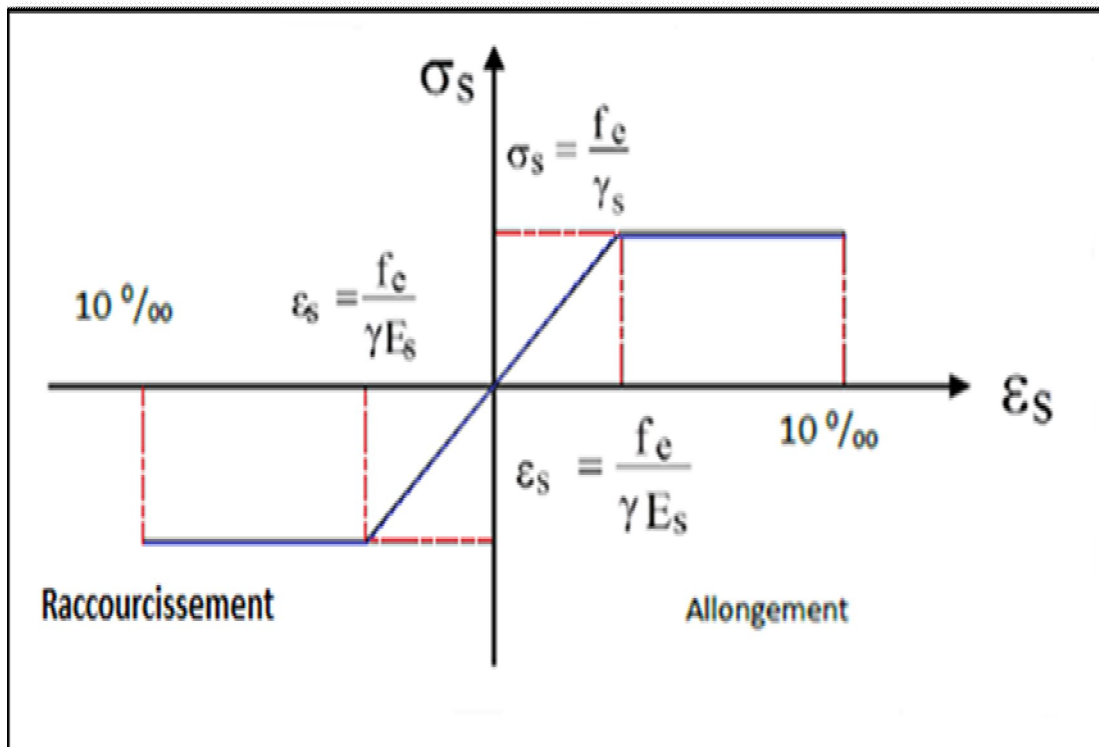


Figure 1.3: Diagramme contraintes-déformations.

d. Contraintes limites de traction des armatures

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$; (Pas de limitation) → Fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \left. \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \right. \\ \left. \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \left. \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \right. \\ \left. \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \right.$$

η : Coefficient de fissuration;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

1.10. Hypothèse de calcul

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul:

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

a. E.L.U.R

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003). On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;

- Le raccourcissement du béton est limité à : $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;

- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

- Le béton en compression ;

- L'acier en traction et en compression.

b. Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

Tableau 1.1: Déformations limites des pivots.

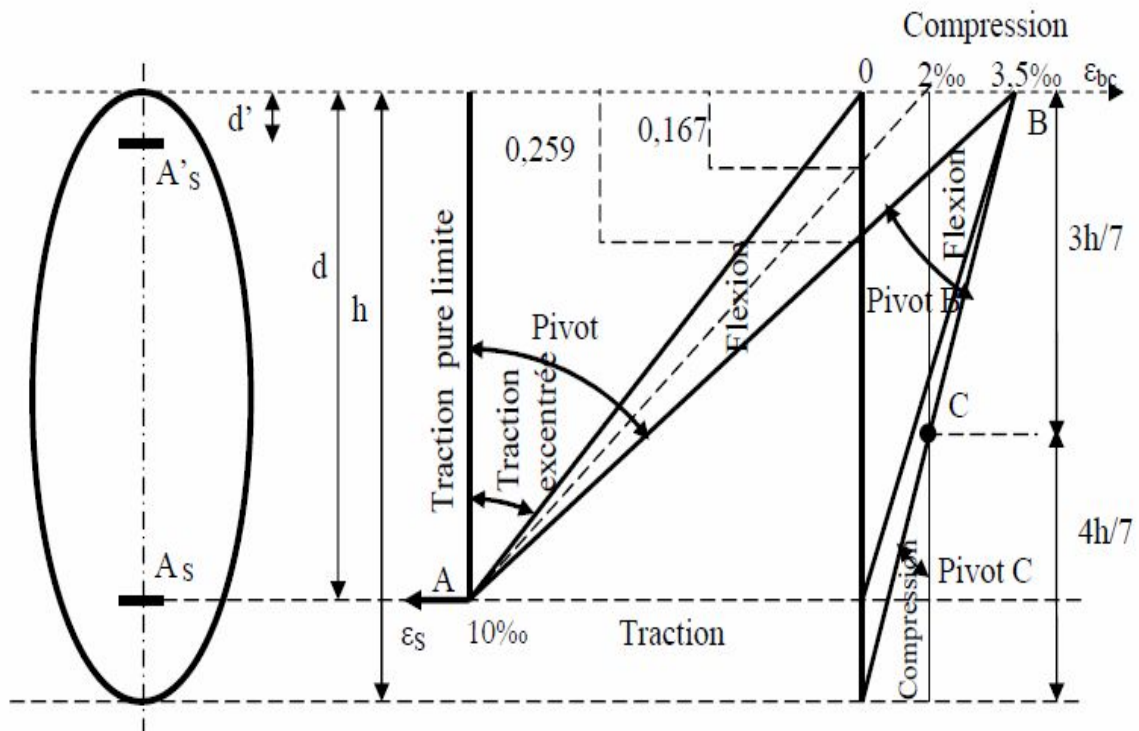


Figure 1.4: Diagramme des déformations limitées de la section.

c. E.L.S

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence}$$

1.11. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

a. Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

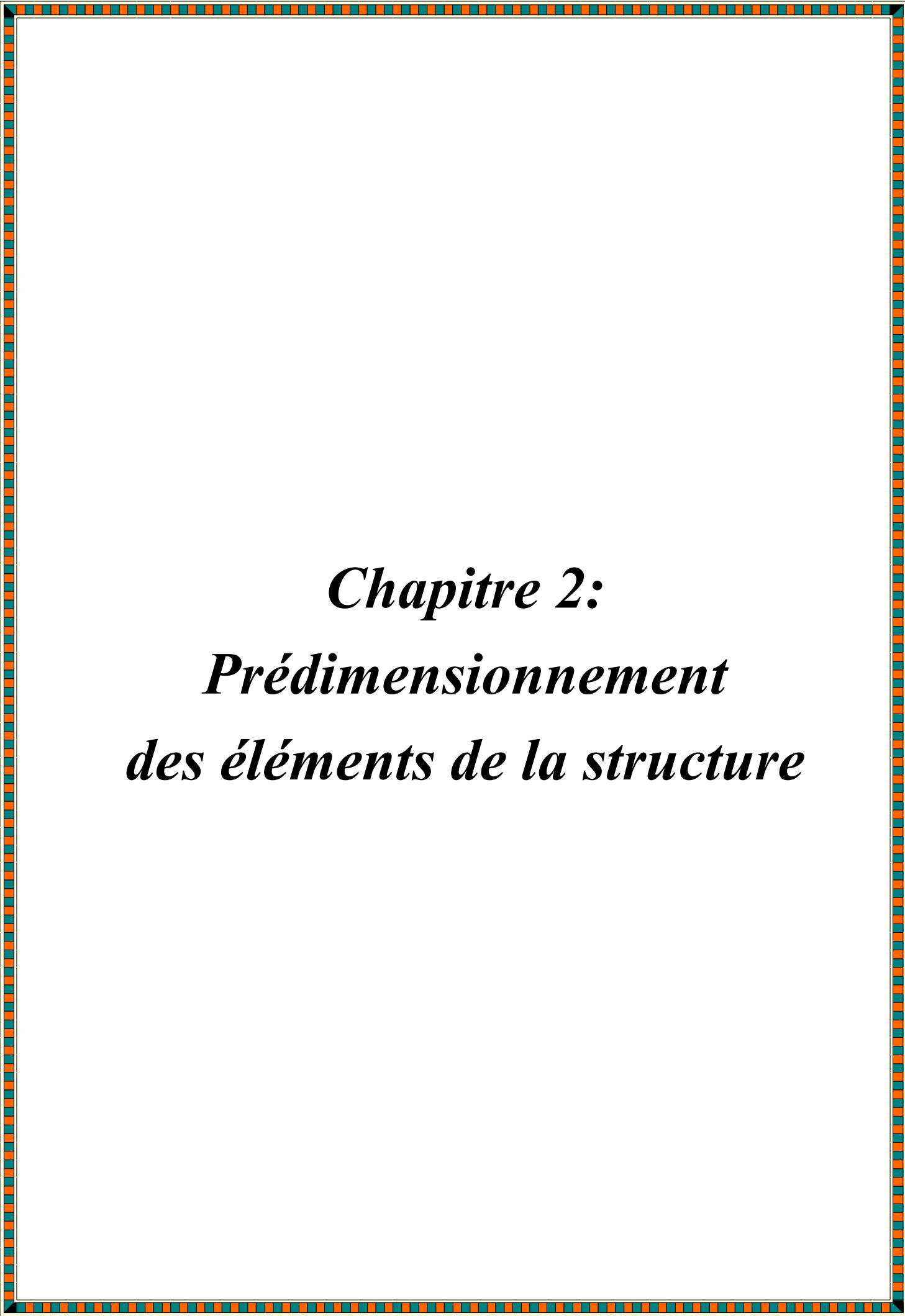
$$1,35.G + 1,5.Q$$

b. Etat limite de service

Combinaison d'action : $G + Q$

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$



Chapitre 2:
Prédimensionnement
des éléments de la structure

2.1. Prédimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Dans notre structure, on utilise de types de planchers.

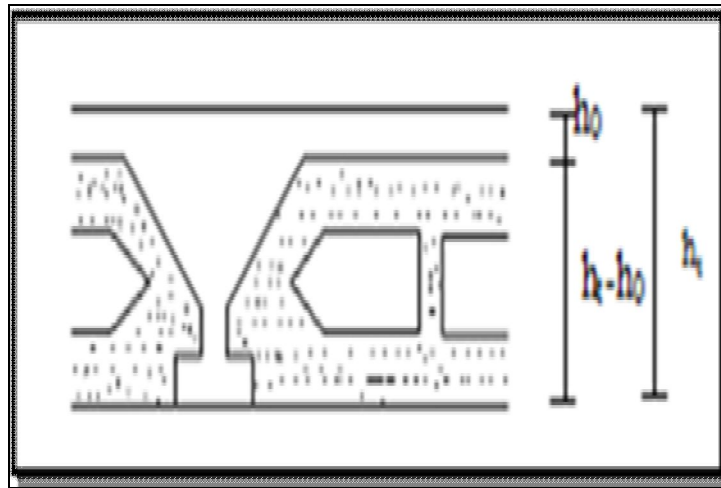


Figure 2.1: Coupe d'un plancher à corps creux

h_t : L'épaisseur totale du plancher.

L : La plus grande portée entre nus d'appuis des poutrelles.

2.2. Détermination de l'épaisseur des planchers

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis;

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x); L_{\max}(\text{sens } y)] \Rightarrow L = \min[5.10; 3.80]m = 3.80m$$

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de:

$$h_t = 20cm$$

16cm: Epaisseur du corps creux

4cm: Epaisseur de la dalle de compression

2.3. Descente de charges des planchers

2.3.1. Charge Permanente

a.1. Plancher terrasse inaccessible

Plancher	P (KN/m ²)
Protection en gravions roulé (e=5cm)	0,12
Étanchéité multicouche (2cm)	0,16
Forme de pente en béton (10cm)	2 ,2
Isolation thermique à liège (e=4cm)	0,16
Plancher en corps creux (ep = 16+4) cm	2,80
Enduit en plâtre(e=2cm)	0,2
	G=6.48

Tableau 2.1: Charge permanente de plancher terrasse

a.2. Plancher RDC et étage courant

Plancher	P (KN/m ²)
Cloison légère	1,00
Carrelage (2cm)	0.44
Mortier de pose (2cm)	0.4
Plancher en corps creux (ep = 16+4) cm	2,80
Enduit en plâtre (ep =2cm)	0,28
Lit de sable (2cm)	0.36
	G_e =5,28

Tableau 2.2: Charge permanente des planchers RDC et étage courant

a.3. Murs de façade

Plancher	P (KN/m ²)
Brique Creuse (10 cm)	0,9
Brique Creuse (15 cm)	1,35
Enduit extérieure en ciment (2 cm)	0,36
Enduit intérieure en plâtre (2 cm)	0,2
	G_e =2,81

Tableau 2.3: Murs de façade

2.3.2. Charge D'exploitation

- Terrasse inaccessible: $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

- Etage courant: $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

2.4. Pré dimensionnement des éléments porteurs

2.4.1. Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

◆ Critère de rigidité.

◆ Condition du R.P.A 99.

a. Pré dimensionnement des poutres principales [p.p]

a.1. Critère de rigidité

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d < b \leq 0,4d \end{cases}$$

Avec:

h: Hauteur de la poutre.

b: Largeur de la poutre.

L: Portée de la poutre.

Pour:

$$L = 490 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 32,66 \leq h \leq 42 \rightarrow h = 40 \text{ cm.} \\ 12,15 < b \leq 16,20 \rightarrow b = 35 \text{ cm.} \end{cases}$$

a.2. Condition du R.P.A 99

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 20 \text{ cm} \\ (40/35) = 1,14 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

b. Prédimensionnement des poutres secondaire [P.S]

b.1. Critère de rigidité

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d < b \leq 0,4d \end{cases}$$

Pour:

$$L = 360\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} 24 \leq h \leq 36 \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 9,45 < b \leq 12,6 \rightarrow b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 25 \text{ cm} \\ (h/b) = 0,85 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est (35 x 35) cm²

2.4.2. Prédimensionnement des poteaux

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau. On a deux sections différentes des poteaux: rectangulaire et circulaire. La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par la surface afférente du poteau rectangulaire:

$$S = 4,60 + 4,00 = 18\text{m}^2$$

La surface afférente du poteau circulaire est donnée par: $S = 4,25 + 2 + 5,2 = 11,45\text{m}^2$

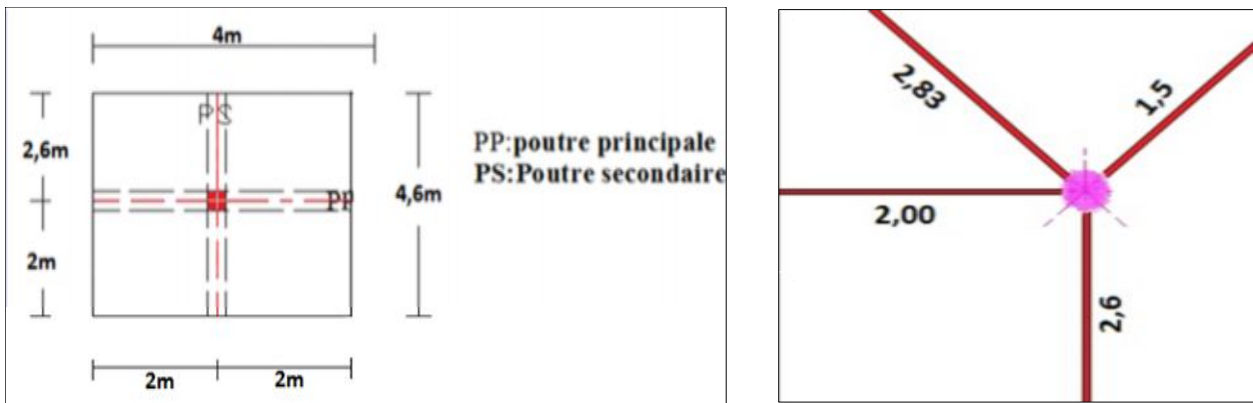


Figure 2.2: Section afférente du poteau circulaire

a. Dégression des Surcharges d’exploitation

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.
- Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Niveau	La loi de dégression (kN/m ²)	La charge (kN/m ²)
Terrasse	$NQ_0 = 1\text{KN/m}^2$	1
05	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
04	$NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
03	$NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
02	$NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
01	$NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
RDC	$NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
S/Sol	$NQ_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,45

Tableau 2.4: Dégression des surcharges d'exploitation

b. Méthode de calcul

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes:

- Condition de résistance
- Condition imposée par le RPA99
- Condition de stabilité

c. Condition de résistance

On sait que:

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]}$$

D'après BAEL 91, on prend : $\frac{A}{Br} = 1\% = 0.01$

Avec:

B_r : Section nette du béton; [$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02)$ m²]

θ : facteur de durée d'application des charges ($\theta = 1$)

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges $K = 1$, les charges étant appliquée généralement après 90jours

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$N_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

N_g : Effort normal du aux charges permanentes

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations

β : coefficient qui dépend de l'élanement du poteaux.

$$B = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2 \quad \text{avec } \lambda \leq 35$$

Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} : \text{ Résistance de calcul des aciers à L'ELU}$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot N_u) \cdot 10 / \left[\left(\frac{14,20}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{1}{100} \right) \cdot 348 \right]$$

$$\text{Donc } B_r \geq 0,64 \times N_u$$

d. Conditions imposées par le RPA99

Pour zone: on a

$$1 - \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zones IIa}$$

$$3 - \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4$$

Avec:

h_e : la hauteur libre d'étage

2.4.3. Calcul de la section du poteau

a. Poteau rectangulaire

a1. Exemples de calcul

a2. Calcul de la section du poteau

a3. poteau de (5^{ème} étage)

a4. Effort normal ultime P_u :

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{Plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)}$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage} \rightarrow \begin{cases} G = 6,48 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 10,73 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,35 \cdot 0,40) = 4,73 \text{ KN/m.l}$$

$$N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,35 \cdot 0,35) = 4,13 \text{ KN/m.l}$$

$m = 1$ Étage

Donc:

$$P_u = 10,73 \times 18,4 + 4,73 \times 4,6 + 4,00 \times 4,13$$

$$P_u = 235,71 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 235,71 = 271,07 \text{ KN}$$

On sait bien que : $B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 173,48 \text{ cm}^2$.

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02 \qquad a = 13,19$$

Donc on prend : $B = (35 \times 35)$

2.5. Vérification suivant RPA99

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(35, 35) \geq \frac{306}{20} = 18 \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

a. Poteau: (5^{ème} étage)

2.5.1. Effort normal ultime Pu

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)} + N_2 \text{ poteau}(5^{\text{ème}} \text{ étage}) \times L_p$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage} \rightarrow \begin{cases} G = 5,28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1,35 G + 1,5Q$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 10,88 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{2(P.P)} = 1,35 \times (25 \times 0,35 \times 0,40) \times 2 = 9,45 \text{ KN/m.l}$$

$$N_{3(P.S)} = 1,35 \times (25 \times 0,35 \times 0,35) \times 2 = 8,27 \text{ KN/m.l}$$

$m = 2$ Étages

$$N_{\text{POTEAU}} = 1,35 \times (25 \times 0,35 \times 0,35) = 4,13 \text{ KN/m.l}$$

Donc: $P_u = 10,88 \times 18,4 + 9,45 \times 4,6 + 8,27 \times 4,00 + 4,13 \times 3,06$

$$P_u = 289,38 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 289,38 = 332,79 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 212,98 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02 \qquad a = 14,61 \text{ cm} \qquad \text{Donc on prend: } B = (35 \times 35)$$

2.6. Vérification du RPA99

$$\begin{cases} \min (h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min (35, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (35, 35) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

	Q	G	Nu (P.P)	Nu (P.S)	Nu Poteaux	Nu	Pu (kg)	Nu (kN)	Br (cm ²)	h ₁ x b ₁
	(KN)	(kN)	(kN)	(kN)		(Plancher (kN))				
5 ^{ème} étage	3,85	17,04	17,18	12,4	8,27	28,78	683,49	786,01	503,05	35x35
4 ^{ème} étage	5,05	22,32	18,9	16,54	12,4	37,71	884,91	1017,64	651,29	35x35
3 ^{ème} étage	6,1	27,6	23,63	20,67	17,8	46,41	1099,79	1264,76	809,45	40x40
2 ^{ème} étage	7	32,88	28,35	24,81	23,2	54,89	1310,62	1507,21	964,61	40x40
1 ^{er} étage	7,45	38,16	33,08	28,94	28,6	62,69	1508,94	1735,28	1110,58	40x40
RDC	8,45	43,44	37,8	33,08	35,43	71,32	1726,90	1985,94	1271,00	45x45
S/Sol	9,28	48,72	42,53	37,21	42,27	79,69	1940,12	2231,14	1427,93	45x45

Tableau 2.5: Tableau récapitulatif des sections des poteaux rectangulaires des différents étages.

2.6.1. Poteaux circulaires (RDC et les étages courants)

a. Calcul de la section du poteau du RDC

$S = 11.45\text{cm}^2$

b. Effort normal ultime P_u

$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{Plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)} + N_2 \text{ poteau} \times L_p$

RDC $\rightarrow \begin{cases} G = 48,72 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 9,28 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1.35 G + 1.5Q$

$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 79,69 \text{ KN/m}^2$

$N_{2(P.P)} = 1,35 \times (25 \times 0,35 \times 0,40) \times 9 = 42,53 \text{ KN/m.l}$

$$N_{3(p.s)} = 1,35 \times (25 \times 0,35 \times 0,35) \times 9 = 37,21 \text{ KN/m.l}$$

$$N_{\text{POTEAU}} = 1,35[(0,35 \times 0,35) \times 3 + (0,40 \times 0,40)3 + (0,45 \times 0,45)2] \times 25 = 42,27 \text{ KN}$$

m = 1 étage

Donc:

$$P_u = 79,69 \times 11,45 + 42,53 \times 5,66 + 37,21 \times 4 + 42,27 \times 3,06$$

$$P_u = 1431,36 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u$$

$$N_u = 1646,06 \text{ KN}$$

On sait bien que : $B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 1053,48 \text{ cm}^2$.

$$D = 0,02 + 2x \sqrt{\frac{B_r}{\pi}}$$

$$D = 36,64 \text{ cm}$$

Donc on prend: **D = 50cm**

	Q	G	Nu (Poutre	Nu (Poutre	Nu Poteaux	Nu	Pu (kg)	Nu=1,15xPu (kN)	Br =0,65xNu (cm ²)	D
	(kN)	(kN)	Principal (kN))	Secondaire (kN))		Plancher (kN)				
5 ^{ème} étage	3,85	17,04	17,18	12,4	8,27	28,78	501,68	576,93	369,23	40
4 ^{ème} étage	5,05	22,32	18,9	16,54	12,4	37,71	642,86	739,29	473,14	40
3 ^{ème} étage	6,1	27,6	23,63	20,67	17,8	46,41	802,29	922,63	590,48	45
2 ^{ème} étage	7	32,88	28,35	24,81	23,2	54,89	959,18	1103,06	705,96	45
1 ^{er} étage	7,45	38,16	33,08	28,94	28,6	62,69	1108,31	1274,56	815,72	45
RDC	8,45	43,44	37,8	33,08	35,43	71,32	1271,30	1461,99	935,68	50
S/Sol	9,28	48,72	42,53	37,21	42,27	79,69	1431,36	1646,06	1053,48	50

Tableau 2.6: Tableau récapitulatif des sections des poteaux circulaires des différents étages

2.7. Vérification des poteaux au flambement

2.7.1. Poteaux rectangulaires

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = a/\sqrt{12}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B: section du béton

λ : l'élançement $\frac{L_f}{bi}$

$$L_f = 0,7L_0$$

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{0,7L_0}{-}$$

Niveau	(a,b)cm ²	l ₀ (m)	a (cm)	l _f = 0,7l ₀ (m)	λ
S/Sol et RDC	(45x45)	3,06	45	2,14	23,53
Etage 1, 2, 3	(40x40)	3,06	40	2,14	26,47
Etage 4, 5	(35x35)	3,06	35	2,14	30,25

Tableau 2.7: Tableau de vérification des poteaux rectangulaires au flambement

2.7.2. Poteaux circulaire

$$\lambda = 4L_f/D \geq 35$$

$$L_f = 0,7L_0$$

Niveau	l ₀ (m)	D (cm)	l _f = 0,7l ₀ (m)	λ
S/Sol et RDC	3,06	50	2,14	17,12
Etage 1, 2, 3	3,06	45	2,14	19,02
Etage 4, 5	3,06	40	2,14	21,40

Tableau 2.8: Tableau de vérification des poteaux circulaires au flambement

Toutes les conditions sont vérifiées pour les deux types des poteaux

2.8. Pré dimensionnement des voiles

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition $L \geq 4a$

a: Epaisseur du voile

L: Largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99:

$$a \geq h_e / 20$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm}$$

Donc, on prend pour: $a = 20 \text{ cm}$

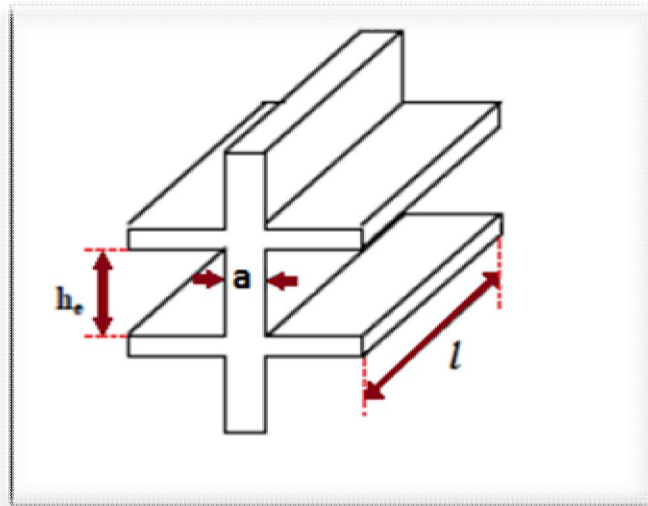
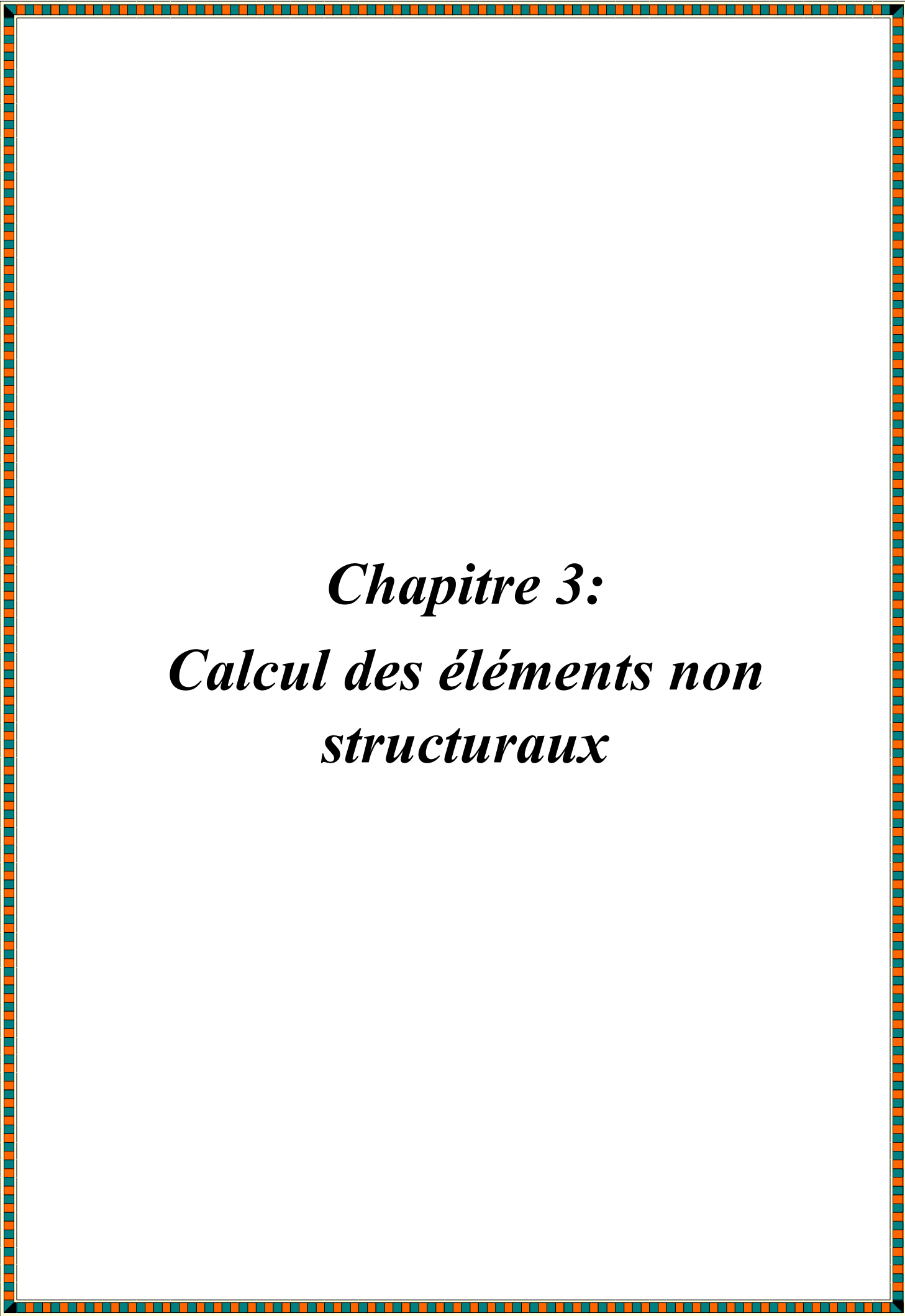


Figure 2.3: Coupe en élévation du voile



Chapitre 3:
Calcul des éléments non
structuraux

3.1. Acrotère

3.1.1. Introduction

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 60cm et d'une épaisseur de 10cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

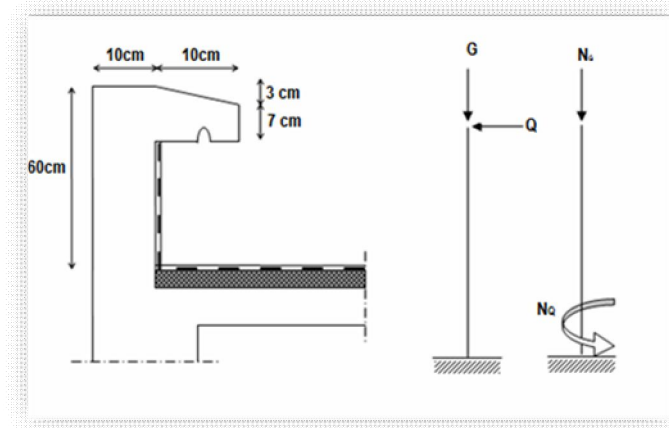


Figure 3.1: Dimensions de l'acrotère.

3.1.2. Calcul des sollicitations (enrobage et excentricité)

Le calcul se fait pour une bande de 1m

a. Poids propre

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

b. Effort normal

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

c. Moment de flexion

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

d. Effort tranchant

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

e. Enrobage

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

f. Excentricité

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

3.1.3. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,31 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h (d - c')N_U - M_U \\ = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h \\ = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ kN.m}$$

$$-0,81 < 24,80 \text{ kN.m.}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

3.1.4. Calcul du ferrailage (E.L.U.)

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

3.1.4.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul:

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple;

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.1.4.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

a. Armatures principales

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_c = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_s} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 = 1,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On adopte 4Φ6/ml; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit: 4Φ6 p.m.

3.1.5. Vérification des contraintes (E.L.S.)

a. Moment de service

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

b. Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

3.1.5.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

3.1.5.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_s ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

3.1.5.3. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

3.1.6. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone $A = 0,08$

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

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

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,71 = 0,44 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}; \text{ Condition vérifiée}$$

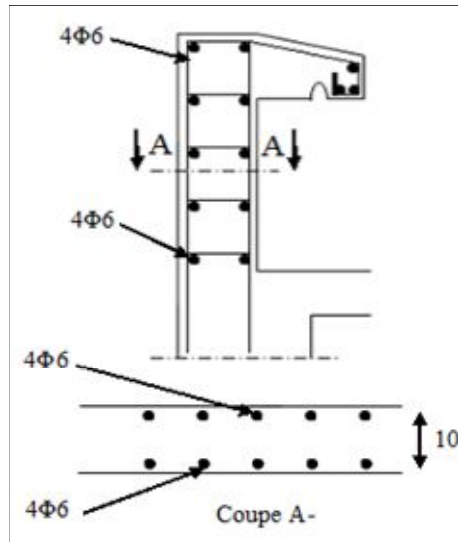
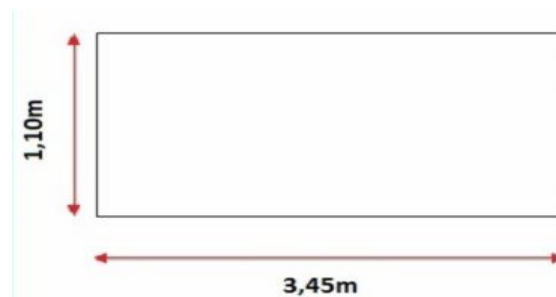


Figure 3.2: Ferrailage de l'acrotère.

3.2. Balcon

3.2.1. Introduction

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.



On a:

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 3,45m$

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,1 m$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,1}{3,45} = 0,32 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (suivant } L_x)$$

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de:

- Résistance à la flexion

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

Isolation acoustique: $e \geq 12\text{cm}$;

Sécurité en matière d'incendie: $e > 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe feu.

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

3.2.2. Etude des charges et des sollicitations

a. Décence de charges

Désignation	(KN/m ²)
1. Carrelage (2cm)	0,4
2. Mortier de pose	0,4
3. Dalle plane ($e_p = 15$) cm	3,75
4. Enduit en plâtre ($e_p = 2\text{cm}$)	0,2
5. Lit de sable	0,36
	G = 5,11

Tableau 3.1: Charge permanente du balcon

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

b. Charge surfacique et linéaire

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_u = 12,15 \times 1 \text{ m} = 12,15 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_{ser} = 8,61 \times 1 \text{ m} = 8,61 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

3.2.2.1. Calcul de la charge concentrée

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,1m de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Sa longueur est de 4m.

a. Poids propre du mur

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } P_{u\text{ mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ kN}$$

b. Poids de l'enduit en ciment

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } P_{u\text{ enduit}} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ kN}$$

c. Charges totales

$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 1,93 + 0,54 = 2,47 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,43 + 0,4 = 1,43 \text{ kN}$$

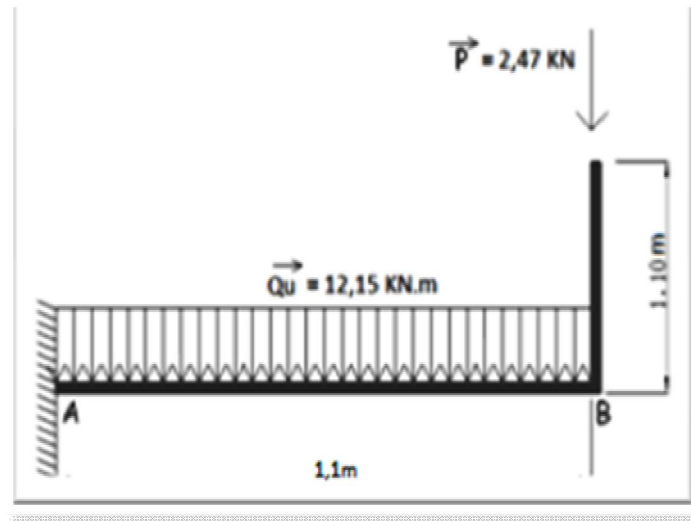


Figure 3.3: Schéma statique montrant les charges subissant le balcon

d. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,1^2}{2}\right) - (2,47 \times 1,1) = -10,07 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,1) + 2,47 = 15,84 \text{ kN}$$

3.2.3. Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,07 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,2} = 0,038 > \mu_r = 0,0392$$

Donc: A' n'existe pas et $\beta = 0,981$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,07 \times 10^3}{0,981 \times 13,50 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 et $A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On prend: 5T8, et $A_{adp} = 2,51 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

3.2.4. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15,84 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Contraintes d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,83 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 1,885 \times 10^2} = 1,38 \text{ MPa}$$

Avec:

n: Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 5

μ : Périmètre d'armatures tendues 5T12=18,85;

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 1,38 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -\frac{8,61 \times 1,1^2}{2} - (1,43 \times 1,1) = -8,19 \text{ kN.m}$$

e. Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 84,75 y - 1144,125 = 0 \rightarrow y_2 = 4,01 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f. Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + ((15 \times 5,65)(13,50 - 4,01)^2) = 9781,97 \text{ cm}^4$$

g. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8,19 \times 10^3}{9781,97} \times 4,01 = 3,36 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,36 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

h. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{9,18 \times 10^3}{9781,97} \times (13,50 - 4,01) = 119,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 119,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

i. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec:

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

i.1. Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 5,65 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 5,65)} = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18 \text{ cm}$$

i.2. Calcul du moment d'inertie

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2 = \\ &= \frac{100 \times 7,82^3}{3} + \frac{100 \times 7,18^3}{3} + (15 \times 5,65) \times (13,50 - 7,82)^2 = 31012,84 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3. Calcul de la flèche

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,1^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 31012,84} \times \left[\frac{8,61 \times 1,1}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,022 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0,44 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,022 \text{ cm} < F_{adm} = 0,44 \text{ cm}$; Condition vérifié

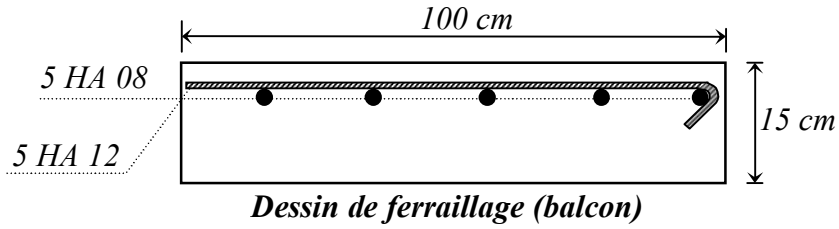


Figure 3.4: Dessin du ferraillage du balcon

3.3. Ascenseur

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant. L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine. Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

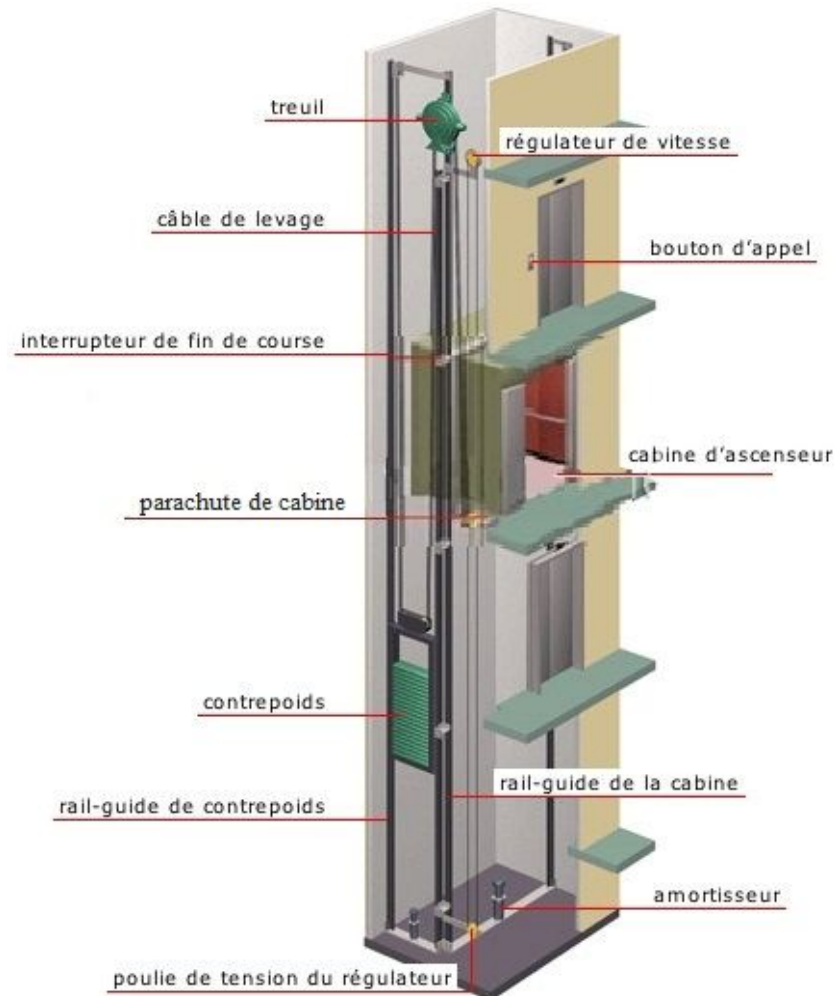


Figure 3.5: Schéma d'un ascenseur

3.3.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur

L'ascenseur mécanique est constitué de:

- Treuil de levage et sa poulie;
- Cabine ou bien une benne;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit:

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles;

Q: La charge en cabine;

P_p : Le poids de contreponds tel que: $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine: 1,40m

- Longueur de la cabine: 1,4m

- Hauteur: 2,20m

- La largeur de passage libre: 0,8m

- La hauteur de passage libre: 2,00m

- La hauteur de la course: 18.30m

- La surface latérale: $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$

On prend $h_0 = 15 \text{ cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Poids de la cabine: $S = 9,24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,4 = 148,8 \text{ kg}$
Poids du plancher: $S = 2,9 \times 2,16 = 6,26 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 6,26 = 689 \text{ kg}$
Poids du toit:	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 6,24 = 125 \text{ kg}$
Poids de l'arcade:	$M_4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute:	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires:	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage:	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine:	$M_8 = 80 + (1,76 \times 25) = 117,5 \text{ kg}$

Tableau 3.2: Poids des composants de l'ascenseur

◆ Poids mort total: $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1432,3 \text{ kg}$

◆ Contre poids: $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1432,3 + \frac{675}{2} = 1769,8 \text{ kg}$

3.3.2. Calcul de la charge total q_u

3.3.2.1. Calcul de la charge de rupture

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1432,3) = 25287,6 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{25287,6}{0,85} = 29750,12 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec:

m : Type de mouflage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22\text{m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{29750,12}{8152 \times 2} = 1,82$$

On prend: $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

3.3.2.2. Calcul des poids des câbles

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec : m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 24,01\text{m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 24,01 = 25 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1432,3 + 25 = 2132,3 \text{ kg}$$

3.3.2.3. Vérification de Cp

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{2132,3} = 12,99 > 13 ; \text{Condition vérifiée}$$

3.3.2.4. Calcul de la charge permanente total G

$$\text{On a : } P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1432,3 + 1769,8 + 1200 + 25 = 4427,1 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6989,09 \text{ kg}$$

3.3.3. Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge

$$q_u = 6989,09 \text{ kg.}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6989,09}{4} = 1747,27 \text{ kg/m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

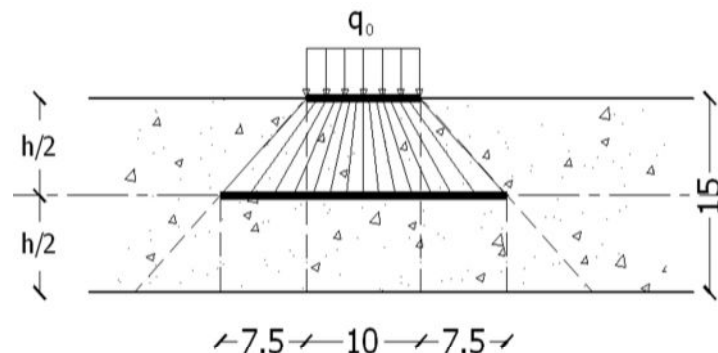


Figure 3.6: Répartition des charges

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1747,27 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

3.3.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

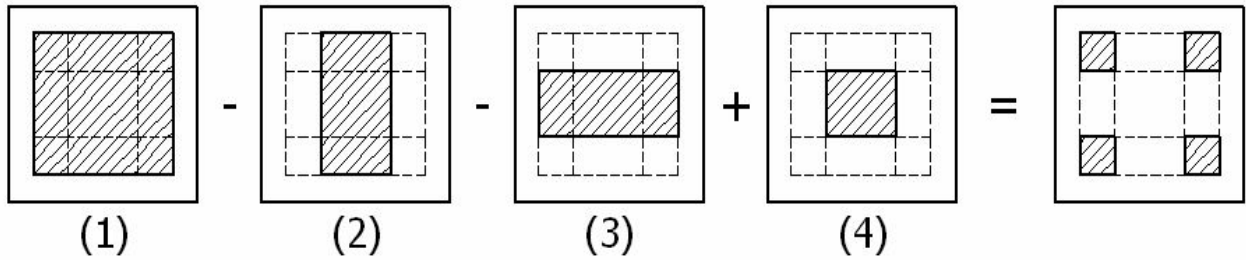


Figure 3.7: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

a) Distances des rectangles:

1) Rectangle (1): $\begin{cases} U = 170\text{cm} \\ V = 133\text{cm} \end{cases}$	2) Rectangle (2): $\begin{cases} U = 120\text{cm} \\ V = 83\text{cm} \end{cases}$	3) Rectangle (3): $\begin{cases} U = 170\text{cm} \\ V = 83\text{cm} \end{cases}$	4) Rectangle (4): $\begin{cases} U = 120\text{cm} \\ V = 83\text{cm} \end{cases}$
---	--	--	--

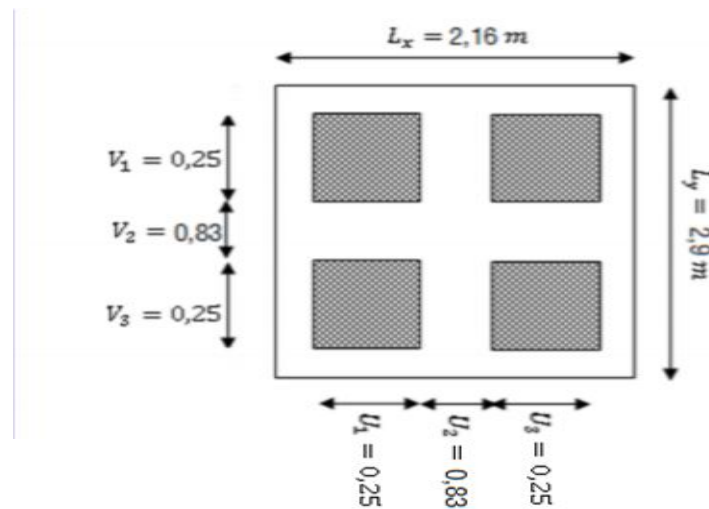


Figure 3.8: Dessin montrant la concentration des charges

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($v = 0$):

$$M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6989,09}{0,25^2} = 111825,44 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,9 \text{ m}$ et $L_y = 2,16 \text{ m}$.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P = P'.S [kg]	M_x [kg.m]	M_y [kg.m]
1	0,58	0,62	0,097	0,049	2,26	252725,49	24514,37	12383,55
2	0,41	0,62	0,115	0,054	1,60	178920,70	20575,88	9661,72
3	0,58	0,38	0,108	0,068	1,41	157673,87	17028,78	10721,82
4	0,41	0,38	0,151	0,076	0,99	110707,19	16716,79	8413,75

Tableau 3.3: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 3626,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 413,76 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$$L_x = 2,16 \text{ m et } L_y = 2,9 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}$$

Charge ultime :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,16}{2,9} = 0,74$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,74 \rightarrow \mu_x = 0,0633 \text{ et } \mu_y = 0,4938$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 193,81 \text{ kg.m et } M_{y2} = 95,70 \text{ kg.m}$$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 941,8 + 193,81 = 1135,61 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 120,33 + 95,70 = 216,04 \text{ kg / m}$$

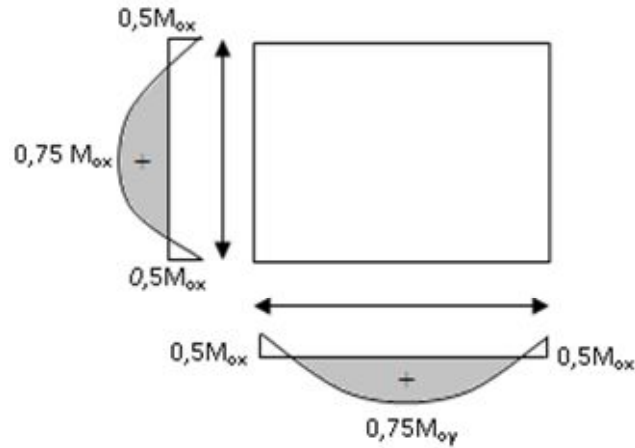


Figure 3.9: Moments de la dalle.

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 851,71 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 121,52 \text{ kg / m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 567,81 \text{ kg / m}$$

3.3.5. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a) En travée :

- Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 851,71 \text{ kg / m} = 5816,6 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8517,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,984$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8517,1}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 121,52 \text{ kg} / \text{m} = 1215,2 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1215,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,998$ La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1215,2}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 567,81 \text{ kg} / \text{m} = 5678,1 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5678,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,989$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5678,1}{0,989 \times 13,5 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,74$, on peut appliquer la formule suivante :

- Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,74}{2} \right) = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

▪ Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_y et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

▪ On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{2,16}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,74}{2}} = 517,33 \text{ N} = 0,517 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{2,6}{3} = 656,25 \text{ N} = 0,656 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6989,09}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 93,18 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6989,09}{3 \times 0,25} = 93,18 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 5,17 + 93,18 = 93,35 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 6,56 + 93,18 = 99,74 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 99,74 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{99,74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,74 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,079 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.3.6. Vérification à l'E.L.S

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4427,1 + 675) \frac{1}{4} = 1275,53 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1275,53}{0,25^2} = 20408,48 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 20408,48 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,2 \text{ m}$ et $L_y = 2,4 \text{ m}$.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P' _{ser} [kg/m ²]	M_{0x} [kg.m]	M_{0y} [kg.m]
1	0,73	0,75	0,58	0,62	2,26	46123,16	4925,95	3154,82
2	0,50	0,75	0,41	0,62	1,59	32571,93	4097,55	2508,03
3	0,73	0,54	0,58	0,38	1,41	28796,37	3501,64	2580,15
4	0,50	0,54	0,41	0,38	0,99	20326,85	3378,32	3154,82

Tableau 3.4: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 705,08 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 225,34 \text{ kg.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

c.1) Chargement :

$$L_x = 2,20 \text{ m et } L_y = 2,40 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

c.2) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,16}{2,9} = 0,74$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 0,74 \Rightarrow \mu_x = 0,0696 \text{ et } \mu_y = 0,6315 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 154,24 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 97,41 \text{ kg.m}$$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 859,32 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 322,75 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 644,49 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 242,06 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 429,66 \text{ kg / m}$$

3.3.7. Vérification des contraintes dans le béton

- Suivant L_x :

a) En travée :

$$M_{tx} = 6444,9 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,825 = 0 \rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2) = 7322,87 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6444,9}{7322,87} \times 3,44 = 3,03 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,03 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b) Sur appuis :

$$M_a = 4296,6 \text{ N / m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,825 = 0 \rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2) = 7322,87 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4296,6}{7322,87} \times 3,44 = 2,02 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,02 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- Suivant L_y :

a) En travée :

$$M_{ty} = 2420,63 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2420,63}{6087,13} \times 3,13 = 1,24 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,24 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

3.3.8. Disposition du ferrailage

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_s 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{ox}}\right)L_x\right) = \max(40 \text{ cm} ; 44 \text{ cm}) = 44 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 22 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{216}{10} = 21,6 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x :

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T10 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T10 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T10 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

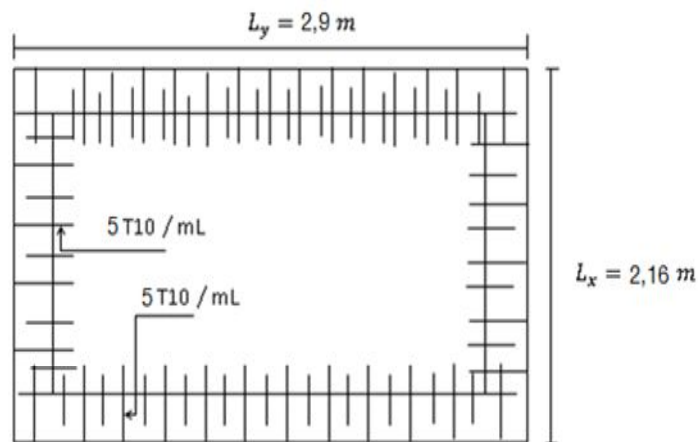


Figure 3.10: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

3.3.9. Voile de la cage d'ascenseur

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

3.4. Les escaliers

3.4.1. Introduction

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron : $2h + g = p$; avec p : l'amplitude du pas.

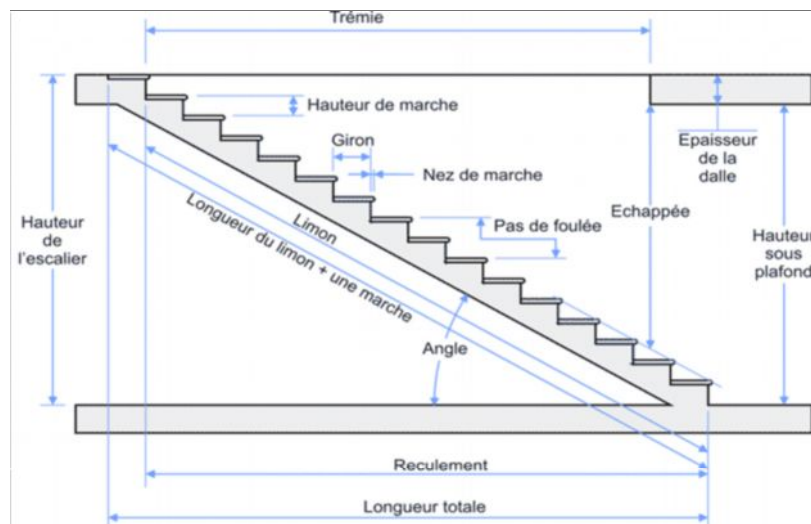


Figure 3.11: Coupe d'un escalier.

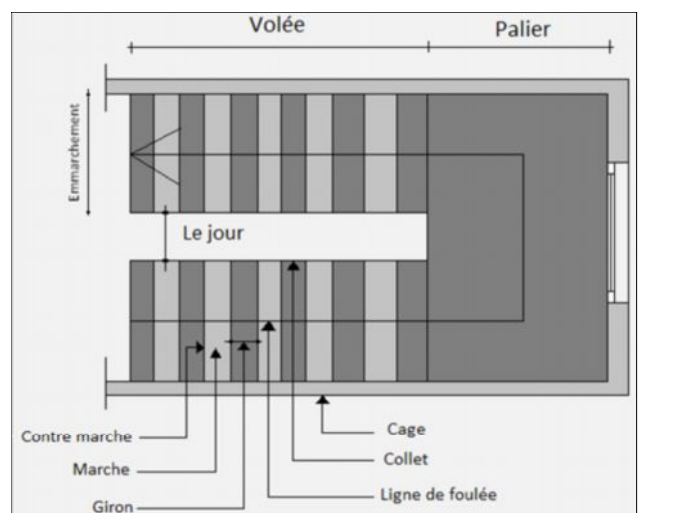


Figure 3.12: Terminologie de l'escalier à deux volées.

3.4.2 Dimensions des escaliers

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

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

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

$$\text{On prend : } 2h + g = 64 \text{ cm}$$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_g}{2} \text{ et } L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche ;

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

3.4.3. Etude d'un escalier à deux volées

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm, } H = 153 \text{ cm et } L = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 10$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 9$ (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{240}{9} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de paillasse (e_v):

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{270}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

c) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm} \quad e_p = 15 \text{ cm}$$

3.4.4 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S

a) Paillasse:

Désignation	Poids (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0,44
2. Mortier de ciment horizontal (2cm)	0,40
3. Revêtement en carrelage vertical $C_{H \times h} / g$	0,25
4. Mortier de ciment vertical $M_H \cdot h / g$	0,23
5. Poids propre de la paillasse $e_v \times 25 / \cos \alpha$	3,45
6. Poids propre des marches $22 \cdot h / 2$	1,87
7. Enduit en plâtre (0,2)	0,23
8. Lit de sable (2cm)	0,36
9. Gard corps	0,10
	$\Sigma G = 7,33$

Tableau 3.5: Evaluation des charges et surcharges

Surcharge $Q = 2,50 \text{ KN /m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$Q_U = (1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q) \times 1 = 13,65 \text{ kN/ml}$$

$$Q_S = (G + Q) \times 1 = 9,83 \text{ kN/ml}$$

b) Palier :

Désignation	Poids KN/m ²
1. Poids propre du palier epx25	3,75
2. Carrelage (2cm)	1,36
3. Enduit en plâtre (2cm)	0,23
4. Lite de sable (2cm)	0,34
5. Mortier de pose	0,4
	G=5,16

Tableau 3.6: Evaluation des charges et surcharges

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$Q_U = (1,35.G + 1,50.Q) \times 1 = 10,62 \text{ kN / ml}$$

$$Q_S = (G + Q) \times 1 = 7,51 \text{ kN / ml}$$

3.4.5. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U

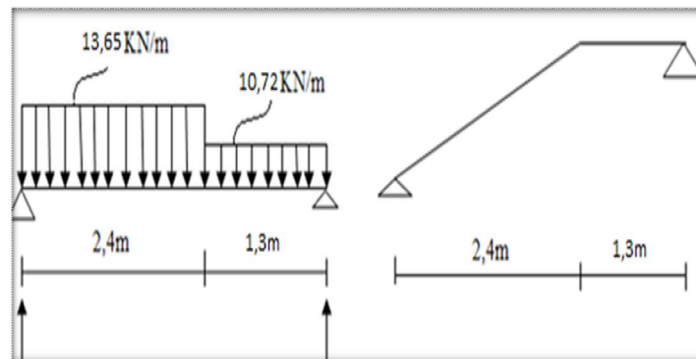


Figure 3.13: Schéma statique d'une volée et un palier.

3.4.5.1. Calcul des sollicitations

On applique la méthode RDM

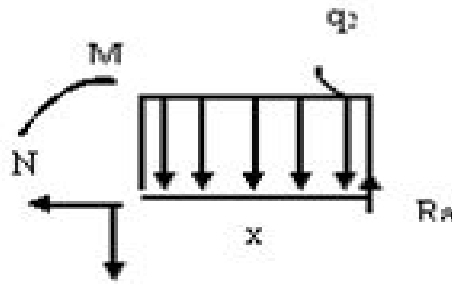
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_a + R_b - q_2 \times 1,3 - q_1 \times 2,4 = 0$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 13,34 \times 2,4 + 10,62 \times 1,3$$

$$\Rightarrow R_a + R_b = 46,69 \text{ KN / m}^2$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_a \times 3,7 = q_1 \times 2,4 \times 2,5 + q_2 \times 1,3 \times 1,3 / 2$$

$$R_a = 24,58 \text{ KN} \quad ; \quad R_b = 22,11 \text{ KN}$$

Section 1-1: ($0 < x < 2,4$)

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a - qx = T$$

$$\Rightarrow Tx = 24,58 - 13,65x$$

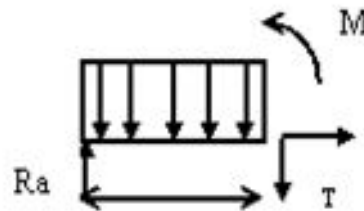
$$\Rightarrow T(0) = 0 \Rightarrow x = 1,8$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow R_a x - qx^2/2$$

$$\Rightarrow Mx = 24,58x - 13,65x^2/2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 24,58 \text{ KN} \\ x = 2,4 \Rightarrow T(2,4) = -8,18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,4) = 15,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section 2-2: ($0 < x < 1,3$)

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow t(x) = -R_b + qx$$

$$\Rightarrow Tx = -22,11 + 10,72x$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow Mx = R_b x - qx^2/2$$

$$\Rightarrow Mx = 22,11x - 10,72x^2/2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -22,11 \text{ KN} \\ x = 1,43 \Rightarrow T(1,3) = -8,17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,3) = 19,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} = 22,13 \text{ KN.m}$$

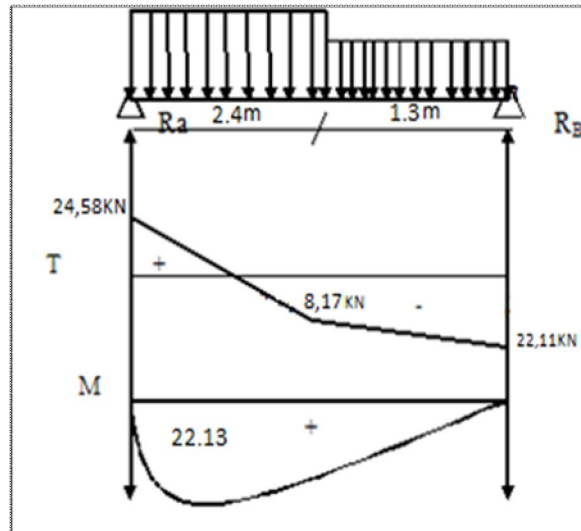


Figure 3.14: Diagramme des moments fléchissants et effort tranchants de l'escalier.

Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

a) Moment en travée :

$$Mt = 0,85 M0 \Rightarrow Mt = 0,85 \times 22,13 = 18,81 \text{ kN.m}$$

b) Moment en appuis :

$$Ma = 0,4 M0 \Rightarrow Ma = 0,4 \times 22,13 = 8,85 \text{ kN.m}$$

3.4.6. Ferrailage de l'escalier

a) En Travée

$$Mt = 18,81 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,81 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,2} = 0,114 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a: $\beta = 0,939$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,81 \times 10^3}{0,939 \times 10,8 \times 348} = 5,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 7 T12 avec : $A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 14 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 8,85 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,85 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,983$.

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,85 \times 10^3}{0,983 \times 13,5 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 avec : $A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec : $A_{adm} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, St = 20 cm.

3.4.7. Vérifications

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition vérifiée.}$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{24,58 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left((24,58 \times 10^{-3}) + \frac{8,85 \times 10^{-3}}{0,9 \times 13,5 \times 10^{-2}} \right) = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,75 \text{ cm}^2 ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.4.7.1. Vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{0ser} = 15,92 \text{ kN.m} ; \text{Ontenue par RDM}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{0ser} = 13,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{tmax} = 6,37 \text{ kN.m}$$

▪ **En travée :**

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1283,04 = 0 \rightarrow y = 4,02 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,02^3}{3} + (15 \times 6,78)(10,8 - 4,02)^2 = 6840,48 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,53 \times 10^3}{6840,48} \times 4,02 = 7,95 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,95 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sur appuis :**

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1144,13 = 0 \rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 9781,96 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,37 \times 10^3}{9781,96} \times 4,01 = 2,61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{15}{3,7} = 0,041 > 0,0625; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0059 > 0,0105 ; \text{Condition vérifiée}$$

3.4.7.2. Vérification de La flèche:(selon le B.A.E.L 91)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,041 > 0,0625	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 4,2/f_e$	0,0059 > 0,0105	Condition vérifiée

Tableau 3.7: Vérification de la flèche

3.4.8. Etude de la poutre palière

3.4.8.1. Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} ;$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} ;$$

$$\frac{h}{b} = 1,17 < 4 ; \text{Condition vérifiée.}$$

3.4.8.2. Charges supportées par la poutre

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,63 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre : } G_m = 9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_p = 22,11 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,63 + 2,1 + 22,11)) = 28,50 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = (2,63 + 2,1) + 15,86 = 20,59 \text{ kN/m}$$

3.4.8.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 41,18 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 35 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 16,47 \text{ kN.m}$$

3.4.8.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U

En travée

Le moment ultime :

$$M_t = 35 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{35 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,983$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35 \times 10^3}{0,983 \times 27 \times 348} = 3,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$M_a = 16,47 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,47 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,992$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,47 \times 10^3}{0,992 \times 27 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

3.4.8.5. Vérifications nécessaires

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_t} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}; \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{s_a} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}; \text{Condition vérifiée.}$$

3.4.8.6. Vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$Q_{ser} = 20,59 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = 29,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_{ser} = 25,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{ser}} = 0,4 \times M_{ser} = 11,9 \text{ kN.m}$$

• En travée :

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 69,3y - 1871,1 = 0 \rightarrow y = 5,46 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 5,46^3}{3} + (15 \times 4,62)(27 - 5,46)^2 = 33772,02 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{25,29 \times 10^3}{33772,02} \times 5,46 = 4,09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,09 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

• Sur appuis :

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 50,85y - 1591,65 = 0 \rightarrow y = 5,16 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 3,93^3}{3} + (15 \times 3,93)(27 - 5,16)^2 = 28725,29 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,9 \times 10^3}{28725,29} \times 5,16 = 2,14 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2,14 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{28,50 \times 3,4}{2} = 48,45 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{48,45 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.4.8.7. Ferrailage des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 10 \text{ mm} \right\} = \min \{10 \text{ mm} ; 30 ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max\{0,26 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

c) Calcul de la flèche :

On doit vérifier ces conditions

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,103 > 0,0625 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{35}{340} > \frac{25,29}{10 \times 29,75} \Rightarrow 0,103 > 0,085 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2 f_e \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 27} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0057 < 1680 ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

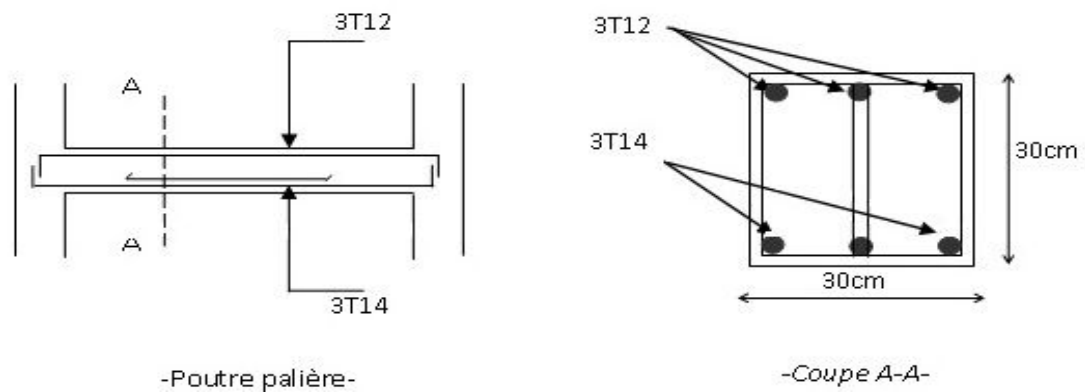


Figure 3.15: Ferrailage de la poutre palière.



Chapitre 4:
Calcul des planchers

4.1. Introduction

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a un seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux de 16cm

Epaisseur de la dalle de compression de 4cm

4.2. Calcul du ferrailage de la dalle de compression

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :

33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

4.3. Pré dimensionnement des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

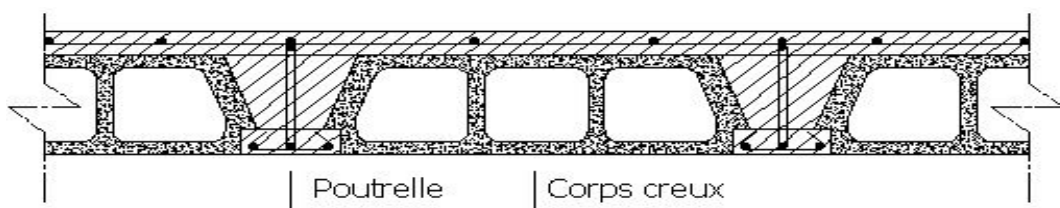


Figure 4.1: Schéma d'un plancher à corps creux

Selon le B.A.E.L 83

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{array} \right.$$

Avec L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.), la distance L_n est prise généralement égale à 65 cm.

Donc pour $L_n = 65 \text{ cm}$ et $L = 380 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{380}{10} = 38 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 38 ; 32)$ On prendra donc $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

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

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure1).

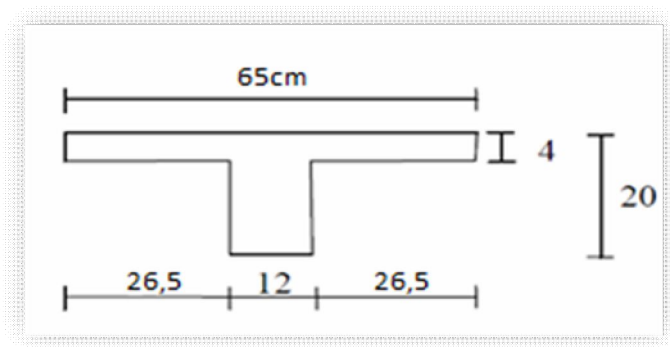


Figure 4.2: Dimensionnement de la poutrelle

4.4. Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant tous les planchers de notre structure.

4.4.1. Méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$;

Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées ;

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a) **Principe de calcul des moments:**

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.

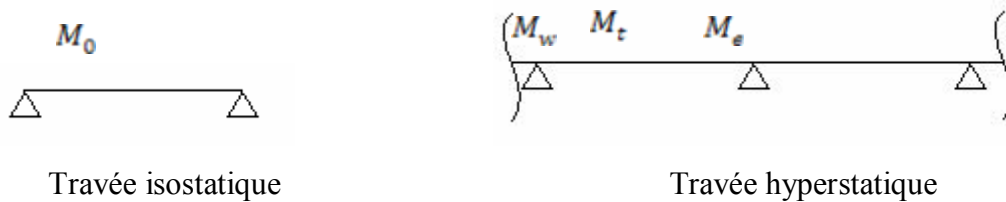


Figure 4.3: Schéma explicatif.

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

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

- **Travée de rive :**

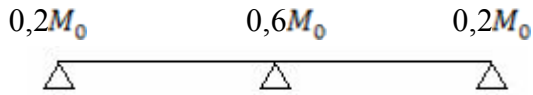
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- **Travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. **Cas de 2 travées :**



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :

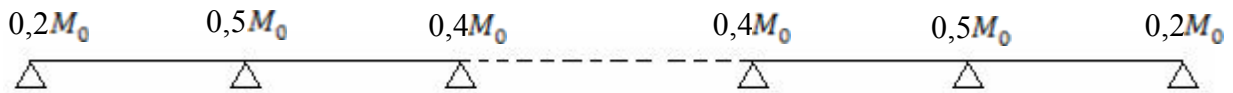


Figure 4.4: Schémas explicatifs.

b) Principe de calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

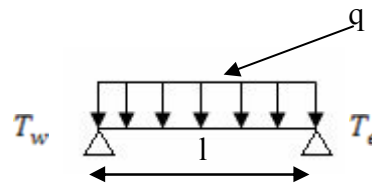


Figure 4.5: Schémas explicatifs.

4.4.2. Méthode de Caquot

a) **Méthode de calcul des poutrelles :**

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a $Q < 2G$ ou $q < 500 \text{ daN/m}^2$, on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et $2/3$. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par $2/3$)

b) **Méthode de Caquot minorée**

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux Poutres en béton armé.

c) **Principe de la méthode :**

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l' .

✧ **Moments sur appuis :** (Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

✧ **Hypothèses :**

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,
- On adopte des longueurs de portées fictives L' , telles que :

L_0 : longueur réelle (pour les travées de rive sans porte à faux)

L' : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires)

$$L' = L_0 * 0.8$$

• **Principe de calcul des moments:**

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.

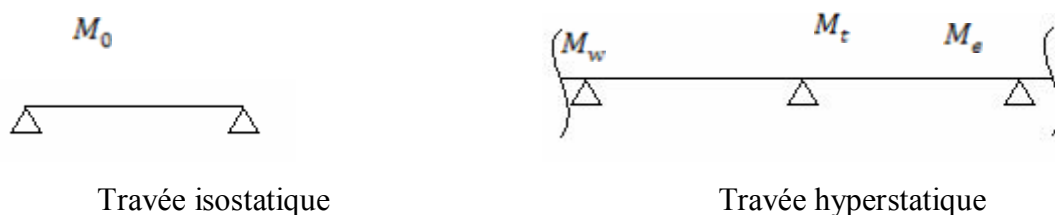


Figure 4.6: Schéma explicatif.

Avec :

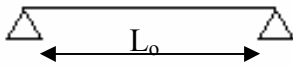
M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

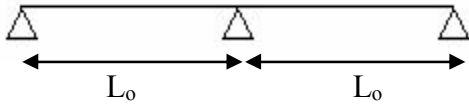
M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

1. Cas d'une seule travée



2. Cas de 2 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Figure 4.7: Schémas explicatifs.

4.4.3. Evaluation des moments

- Moment sur appuis :

$$M_{app} = - \frac{qlw^3 + ql e^3}{8.5 \times (tw + le)}$$

- Moment en travée:

$$M_{trav} = \frac{ql^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2ql^2}$$

a) Principe de calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

4.5. Calcul des poutrelles

4.5.1. Évaluation des charges

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

a. Terrasse :

E.L.U: $Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,48 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,66KN/ml.$

E.L.S: $Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86KN/ml$

b. Étage courant et R D C:

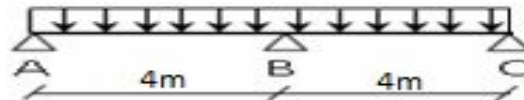
$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,28 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 5,51 \text{KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (5,28 + 1,5) \times 0,65 = 4,40 \text{KN/ml}$$

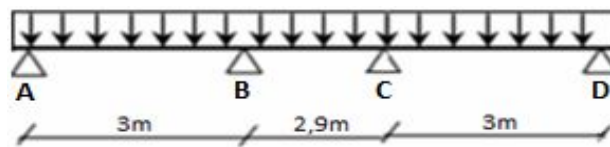
Types de poutrelles :

Notre construction comporte 3 types de poutrelles :

Type1



Type 2



Type 3

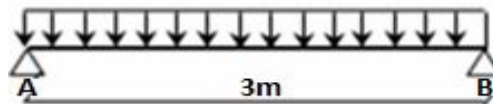


Figure 4.8: Schéma des poutrelles

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

La surcharge d'exploitation :

$$\text{Plancher étage courant : } G = 5,28 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 2G = \frac{10,56 \text{ kN}}{\text{m}^2} ; \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Plancher terrasse : } G = 6,48 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 < 2G = 12,96 \text{ kN/m}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

$$\frac{i_i}{i_{i+1}} \in [0,8 ; 1,25] ; \frac{4,00}{4,00} = 1 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Fissuration peu préjudiciable

La méthode forfaitaire est applicable sur tous les planchers

Exemple de calcul

4.5.2. Plancher R.D.C et Etage courant

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = 7,76 \text{KN/ml}; Q_{ser} = 5,48 \text{KN/ml}$$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,28+1,5} = 0,221$	$1 + 0,3\alpha = 1,06 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$ Travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$ Travée intermediaire

a) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,09 \times 4^2}{8} = 12,18 \text{KN.m}$$

b) Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 12,18 = 2,44 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6M_0^{BC} = 0,5 \times 12,18 = 7,30 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,2 \text{ Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,2M_0^{CD} = 0,5 \times 12,18 = 2,44 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travée

Travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \quad M_t (1) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \quad M_t (2) \end{array} \right.$$

Travée AB :

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{AB} = M_T^{BC} \geq 1,13 \times M_0^{AB} - \frac{2,44+7,30}{2} \geq 8,04 \text{KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63 \times M_0^{AB} = 7,67 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{AB} = 8,04 \text{KN.m}$$

Travée BC:

$$M_T^{BC} = 8,04 \text{KN.m}$$

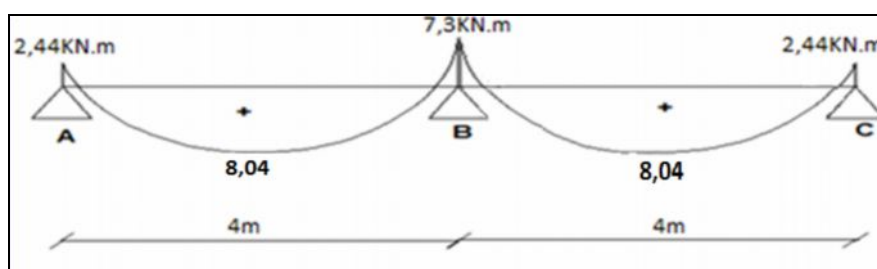


Figure 4.9: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

d) Calcul de l'effort tranchant T :

- **L'effort tranchant est donnée par :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{array} \right.$$

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,09 \times 4}{2} + \frac{2,44 - 7,30}{4} = 10,97 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,09 \times 4}{2} + \frac{2,44 - 7,30}{4} = -13,40 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,09 \times 4}{2} + \frac{7,40 - 2,44}{4} = 13,40 \text{KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,09 \times 4}{2} + \frac{7,40 - 2,44}{4} = -10,97 \text{KN} \end{cases}$$

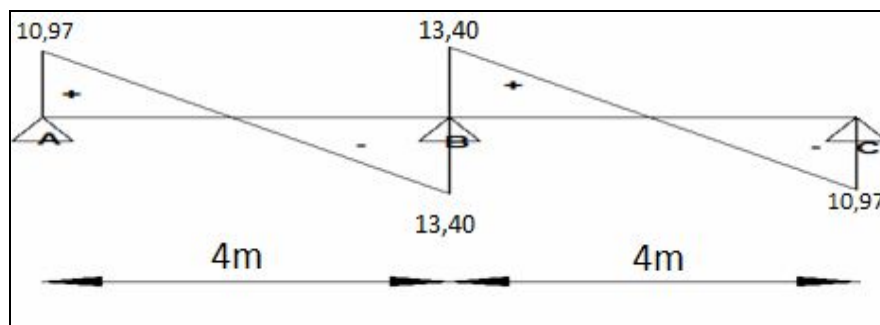


Figure 4.10: Diagramme des efforts tranchant [KN]

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Travée		AB		BC	
$L (m)$		4		4	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (kN.m)$	E.L.U	12,18		12,18	
	E.L.S	8,8		8,8	
Appui		A	B	C	
Coefficient forfaitaire $M_a (Appui)$		0,2	0,6	0,2	
	E.L.U	2,44	7,30	2,44	
	E.L.S	1,76	5,28	1,76	
$M_t (Travée)$	E.L.U	8,04		8,04	
	E.L.S	5,81		5,81	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} (kN)$	T_w	10,79		13,40	
	T_e	-10,79		-13,40	

Tableau 4.8: Récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 1

2^{ème} type

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] ; \frac{3,00}{2,9} = 1,034 ; \frac{2,9}{3,00} = 0,966 ; \text{Condition vérifiée.}$$

1. Fissuration peu préjudiciable

La méthode forfaitaire est applicable sur tous les planchers

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = 7,76 \text{ KN/ml}; Q_{ser} = 5,48 \text{ KN/ml}$$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,28+1,5} = 0,221$	$1 + 0,3\alpha = 1,06 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$ travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$ travée intermédiaire

a) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,09 \times 3^2}{8} = 6,85 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{6,09 \times 2,9^2}{8} = 6,40 \text{ KN.m}$$

b) Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 6,85 = 1,37 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_0^{BC} = 0,5 \times 6,85 = 3,43 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \text{ Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,5M_0^{CD} = 0,5 \times 6,85 = 3,43 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_0^{CD} = 0,2 \times 6,85 = 1,37 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travée

Travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \quad M_t(1) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \quad M_t(2) \end{array} \right.$$

- Travée AB :

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,06 \times M_0^{AB} - \frac{1,37+3,43}{2} \geq 4,86 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63 \times M_0^{AB} = 4,32 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{AB} = 4,86 \text{ KN.m}$$

- Travée CD :

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{CD} \geq 1,06M_0^{CD} - \frac{3,43+1,37}{2} \geq 4,86 \text{ KN.m} \\ M_T^{CD} \geq 0,63M_0^{CD} \geq 4,32 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{CD} \geq 4,86 \text{ KN.m}$$

Travées intermédiaires

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \quad M_t(1) \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \quad M_t(3) \end{array} \right.$$

• Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_T^{BC} &\geq 1,06 \times M_0^{BC} - \frac{3,43+3,43}{2} \geq 3,83 \\ M_T^{BC} &\geq 0,53M_0^{BC} \geq 3,63 \end{aligned} \right\} M_T^{BC} \geq 3,83 \text{KN.m}$$

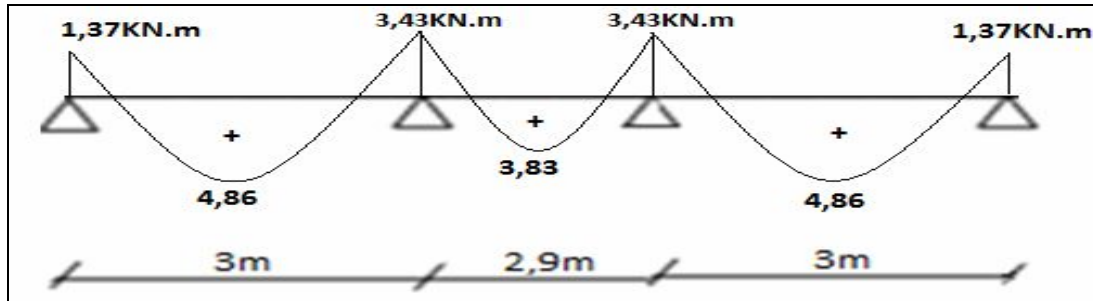


Figure 4.11: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

d) Calcul de l'effort tranchant T :

- **L'effort tranchant est donnée par :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

• Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,09 \times 3}{2} + \frac{1,37 - 3,43}{3} = 8,45 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,09 \times 3}{2} + \frac{1,37 - 3,43}{3} = -9,82 \text{KN} \end{cases}$$

• Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,09 \times 2,9}{2} + \frac{3,43 - 3,43}{2,9} = 8,83 \text{KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,09 \times 2,9}{2} + \frac{3,43 - 3,43}{2,9} = -8,83 \text{KN} \end{cases}$$

• Travée CD :

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{6,09 \times 3}{2} + \frac{3,43 - 1,37}{3} = 9,82 \text{KN} \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{6,09 \times 3}{2} + \frac{3,43 - 1,37}{3} = -8,45 \text{KN} \end{cases}$$

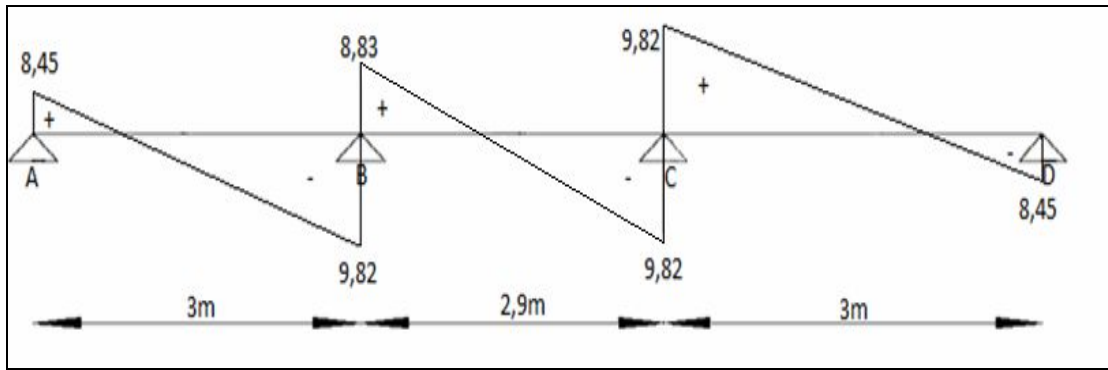


Figure 4.12: Diagramme des efforts tranchant [kN]

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Travée		AB	BC	CD	
L (m)		3	2,9	3	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (kN.m)$	E.L.U	6,85	6,40	6,85	
	E.L.S	4,95	4,63	4,95	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire M_a (Appui)		0,2	0,5	0,5	0,2
	E.L.U	1,37	3,43	3,43	1,37
	E.L.S	1,00	2,48	2,48	1,00
$M_t (1)$	E.L.U	4,86	3,83	4,86	
	E.L.S	3,51	2,43	3,51	
$M_t (2)$	E.L.U	4,32	/	4,32	
	E.L.S	3,12	/	2,91	
$M_t (3)$	E.L.U	/	3,63	/	
	E.L.S	/	2,62	/	
M_t (Adopté)	E.L.U	4,86	3,83	4,86	
	E.L.S	3,51	2,62	3,51	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} (kN)$	T_w	8,45	8,83	9,82	
	T_e	-9,82	-8,83	-8,45	

Tableau 4.9: Récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 2

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à l'E.L.U				
			M_t	M_w	M_e	T_w	T_e
1	AB	4	8,04	2,44	7,30	2,44	-13,40
	BC	4	8,04	7,30	2,44	13,40	-2,44
2	AB	3	4,86	1,37	3,43	8,45	-9,82
	BC	2,9	3,83	3,43	1,37	8,83	-8,83
	CD	3	4,86	3,98	4,98	9,82	-8,45

Tableau 4.10: Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles d'étage courant

4.6. Ferrailages des poutrelles

4.6.1. Calcul des armatures longitudinales

- En travée

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 8,04 \text{ kN.m} < M_t = 59,07 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 8,04 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,04 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$= 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,04 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,3 \text{ cm}^2$$

◇ Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))} =$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3} =$$

$$= \frac{(65 \times 6,25^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3} = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{s\text{ cal}} = 1,3 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ; $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

• **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,3 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,3 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 348} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,17 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; $A_s = 1,56 \text{ cm}^2$

4.6.2. Vérification à l'E.L.S

a) **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 32,25y - 634,5 = 0 \rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

b) **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,95^3}{3} + 15 \times 2,35(18 - 3,95)^2 = 8293,27 \text{ cm}^4$$

c) **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,8 \times 10^3}{8293,27} \times 3,91 = 4,15 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

4.6.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

L'effort tranchant maximale $T_{\max}=13,40$ KN

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{13,40 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.6.4. Armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\phi_l \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \text{ mm} \right\} = \min \{5,41 \text{ mm}; 12; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \phi_l = 6 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{16,20 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\phi_l\} = \min\{15 \text{ cm}; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1; f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

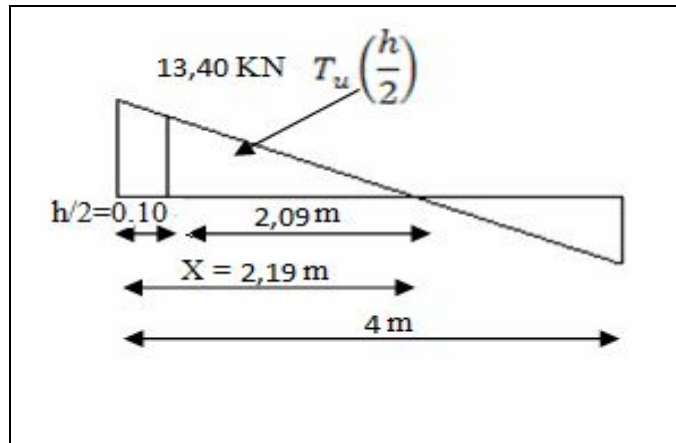


Figure 4.13: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u\left(\frac{h}{2}\right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4}{2} + \frac{7,30 - 2,44}{6,09 \times 4} = 2,19 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{13,40 \times 2,09}{2,19} = 12,78 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{12,78 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,71 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,71 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 5,22 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,38 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{7,30}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 45,06 \text{ kN}$$

$F_u = 45,06 \text{ kN} > T_u = 13,40 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

4.6.5. Compression de la bielle d'about

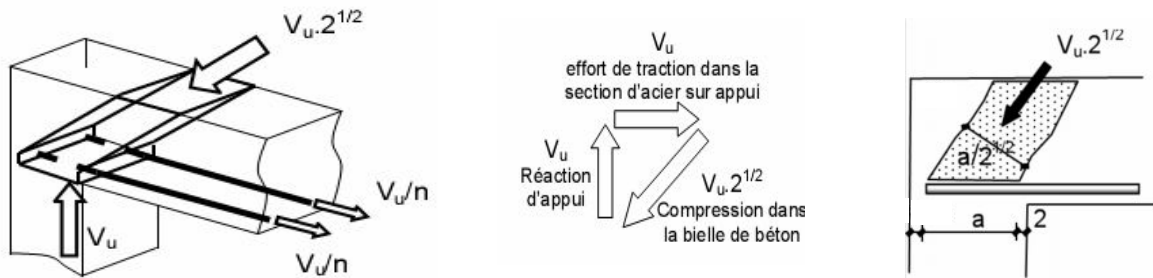


Figure 4.14: Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13,40 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,017 \text{ m} = 1,70 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 40 \text{ cm}$$

c' : L'enrobage.

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$16,2 \text{ cm} > 2,10 \text{ cm}$; Condition vérifiée

4.7. Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées:

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{service}}}{M_{a\text{service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

a) Vérification des conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,062 \text{ C.N.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{service}}}{M_{0\text{service}}} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{8,8}{1,76} \cdot \frac{1}{10} = 0,5 \text{ C.N.V}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ C.N.V}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

G : Charge permanente après la mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

On a :

$$\begin{cases} G = 5,28/m^2 \\ P = G + Q = 5,28 + 1,5 = 6,78 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 4,28 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b=0.65$

$$\begin{cases} G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/ml} \\ P = 6,78 \times 0,65 = 4,41 \text{ KN/ml} \\ J = 4,28 \times 0,65 = 2,78 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b) Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \frac{GL^2}{8} = 0,71 \times \frac{3,43 \times 4^2}{8} = 4,87 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,71 \frac{PL^2}{8} = 0,71 \times \frac{4,41 \times 4^2}{8} = 6,26 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,71 \frac{JL^2}{8} = 0,71 \times \frac{2,78 \times 4^2}{8} = 3,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

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

d) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[\frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[\frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 2,35 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,35} = 12,90$$

e) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,9)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,9 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,9)^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (18 - 12,9)^2$$

$$I_g = 36405,6425 \text{ cm}^4$$

f) Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \Rightarrow \beta + 0,877$$

g) Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4,87 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,877 \times 18} = 131,27 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6,26 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,877 \times 18} = 168,75 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3,95 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,877 \times 18} = 106,47 \text{ Mpa} \end{cases}$$

h) Calcul de μ_g, μ_p, μ_j

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 131,27 + 2,1} \right] = 0,46 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 168,75 + 2,1} \right] = 0,39 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 106,47 + 2,1} \right] = 0,54 \end{cases}$$

i) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) \times 0,011} = 3,75$$

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

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,46)} = 14695,85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 1,5 \times 0,46)} = 23695,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,39)} = 16262,41 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,54)} = 13238,41 \text{ cm}^4$$

j) Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{4,87 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 14695,85} = 0,165 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{4,87 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 10818,86 \times 21764,24} = 0,331 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{6,26 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 16265,72} = 0,191 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{3,95 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 13242,79} = 0,148 \text{ cm}$$

k) La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,331 - 0,148) + (0,2 - 0,165)$$

$$\Delta f_t = 0,218 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80$$

Donc : $\Delta f_t = 0,218 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,80 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

4.8. Calcul des poutrelles du plancher terrasse

Ces planchers ont été calculés avec la méthode Caquot, les résultats sont donnés directement :

4.8.1. Exemple de calcul

▪ Calcul des sollicitations :

$$Q = 1,00 \text{ KN}$$

$$G = 6,48 \text{ KN}$$

$$q = \left(\frac{2}{3}(1,35G) + 1,5Q\right) 0,65 = 4,76 \text{ KN.m}$$

a) Moment sur appuis:

$$M_B = -\frac{qlw^3 + ql^3e}{8,5 \times (lw + le)} = -\frac{4,76 \times 4^3 + 4,76 \times 4^3}{8,5 \times (4+4)} = -8,96 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = -1,11 \text{ KN.m}$$

b) Moment en travée :

$$M_t^{AB} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w + M_e)^2}{2ql^2} = 5,57 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w + M_e)^2}{2ql^2} = 5,57 \text{ KN.m}$$

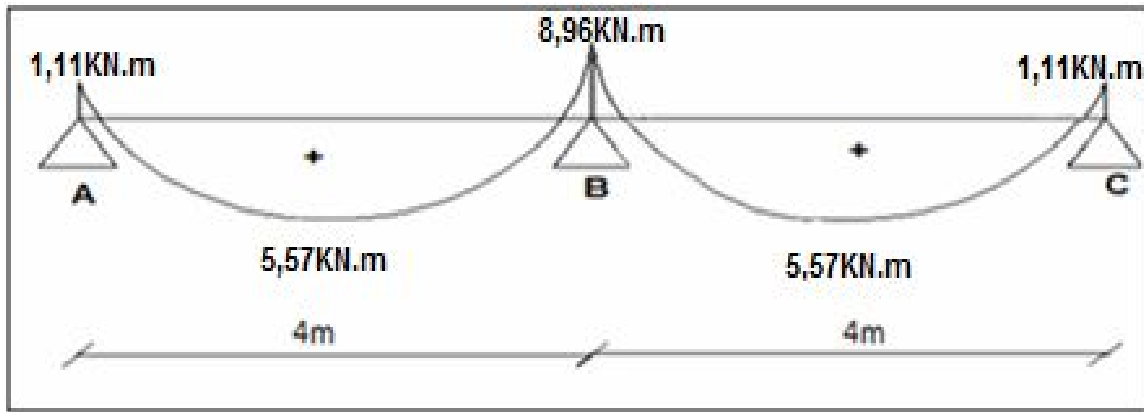


Figure 4.15: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Calcul de l'effort tranchant T :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

• **Travée AB :**

$$T_A = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = 7,56$$

$$T_B = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = -7,56$$

• **Travée BC :**

$$T_B = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} = 11,48$$

$$T_C = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} = -7,56$$

Les moments fléchissant et efforts tranchants trouvées :

Travée		AB	BC	
longueur réelle	L_o	4	4	
$M_0 = \frac{2}{3}(1,35G) + 1,5Q$	E.L.U	4,76	4,76	
	E.L.S	6,92	6,92	
Appui		A	B	C
M_2 (Appui) = $-\frac{q \times L_w^3 + q \times L_e^3}{8,5 \times (L_w + L_e)}$	E.L.U	1,11	8,96	1,11
	E.L.S	0,81	6,51	0,81
M_t (Travée) = $-\frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w + M_e)^2}{2Ql^2}$	E.L.U	5,57	5,57	
	E.L.S	4,05	4,05	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (kN)	T_w	7,56	11,48	
	T_e	-7,56	-7,56	

Tableau 4.11: Résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 1de terrasse.

Travée		AB	BC	CD	
longueur réel	L_0	3	2,9	3	
$M_0 = \frac{2}{3}(1,35G) + 1,5Q(kN.m)$	E.L.U	4,76	4,76	4,76	
	E.L.S	6,92	6,92	6,92	
Appui		A	B	C	D
M_a (Appui)= $-\frac{q \times L_w^3 + q \times L_e^3}{8,5 \times (L_w + L_e)}$	E.L.U	1	4,88	4,88	1
	E.L.S	0,71	3,56	3,56	0,71
M_t (Travée)= $\frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w + M_e)^2}{2ql^2}$	E.L.U	4,33	4,12	4,33	
	E.L.S	2,77	3,14	2,77	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (kN)	T_w	5,85	6,9	-6,9	
	T_e	-8,43	-6,9	-5,85	

Tableau 4.12: Résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 2 de terrasse.

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à l'E.L.U				
			M_t	M_w	M_e	T_w	T_e
1	AB	4	5,57	1,11	8,96	7,56	11,48
	BC	4	5,57	8,96	1,11	-7,56	7,56
2	AB	3	4,33	1	4,88	5,85	-8,43
	BC	2,9	4,12	4,88	4,88	6,9	-6,9
	CD	3	4,33	4,88	1	6,9	-5,85

Tableau 4.13: Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles d'étage Terrasse

4.8.2. Ferrailage

a. Calcul des armatures longitudinales

En travée

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left(\frac{18 - 4}{2}\right) \times 10^{-3} = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{max}} = 8,04 \text{ kN.m} < M_t = 59,07 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t_{max}} = 5,57 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t_{max}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,57 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$= 0,026 \rightarrow \beta = 0,991 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,57 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

b. Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,25^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3} = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{s \text{ cal}} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ; $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

Sur appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,96 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,126 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,126 \rightarrow \beta = 0,911$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,96 \times 10^3}{0,911 \times 18 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

c. Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : 2T12 ; $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

4.8.3. Vérification à l'E.L.S

a) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y-c) - 15A(d-y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 32,25y - 634,5 = 0 \rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-c)^2 + 15A(d-y)^2 = \frac{65 \times 3,91^3}{3} + 15 \times 2,35(18 - 3,91)^2$$

$$= 8293,27 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{6,92 \times 10^3}{8293,27} \times 3,91 = 3,26 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

4.8.4. Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{ service}}}{M_{a\text{ service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_{aservice} : Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

l) Vérification des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{400} = 0,05 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0,05 < 0,058 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,0108 \geq 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,48/m^2 \\ P = G + Q = 6,48 + 1 = 7,48 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 5,48 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour $b=0.65$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,48 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/ml} \\ P = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86 \text{ KN/ml} \\ J = (6,48 - 1) \times 0,65 = 3,56 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

m) Calcul des moments fléchissant

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,71 \frac{GL^2}{8} = 0,71 \times \frac{4,12 \times 4^2}{8} = 5,85 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,71 \frac{PL^2}{8} = 0,71 \times \frac{4,86 \times 4^2}{8} = 6,90 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,71 \frac{JL^2}{8} = 0,71 \times \frac{3,56 \times 4^2}{8} = 5,06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

n) Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

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

o) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[\frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[\frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 2,35 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,35} = 12,90$$

p) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-h_0)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,9)^3}{3} - \frac{(65-12) \cdot (12,9-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20-12,9)^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (18-12,9)^2$$

$$I_g = 36405,6425 \text{ cm}^4$$

q) Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \Rightarrow \beta + 0,877$$

r) Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5,85 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 16,20} = 153,66 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6,90 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 16,20} = 181,24 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5,06 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 16,20} = 132,91 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

s) Calcul de μ_g, μ_p, μ_j

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 153,66 + 2,1} \right] = 0,58 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 181,24 + 2,1} \right] = 0,63 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 132,91 + 2,1} \right] = 0,54 \end{array} \right.$$

f) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) \times 0,011} = 3,75$$

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

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,58)} = 12636,06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 1,5 \times 0,58)} = 21415,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,63)} = 11932,01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,54)} = 13262,09 \text{ cm}^4$$

7) Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{5,85 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 12636,06} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{5,85 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 10818,86 \times 21415,08} = 0,40 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{6,90 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 11932,01} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{5,06 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 13262,09} = 0,19 \text{ cm}$$

g) La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,40 - 0,19) + (0,29 - 0,23) = 0,27 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80$$

Donc : $\Delta f_t = 0,27 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,80 \text{ cm}$ —————> condition vérifiées

e) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{11,48 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,17 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration peu préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

4.8.5. Armatures transversales A_t

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) = \min(5,71; 12; 10) ; \text{On trouve } \phi_t = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Choix : $2\phi 6 \longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

a) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,20 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

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

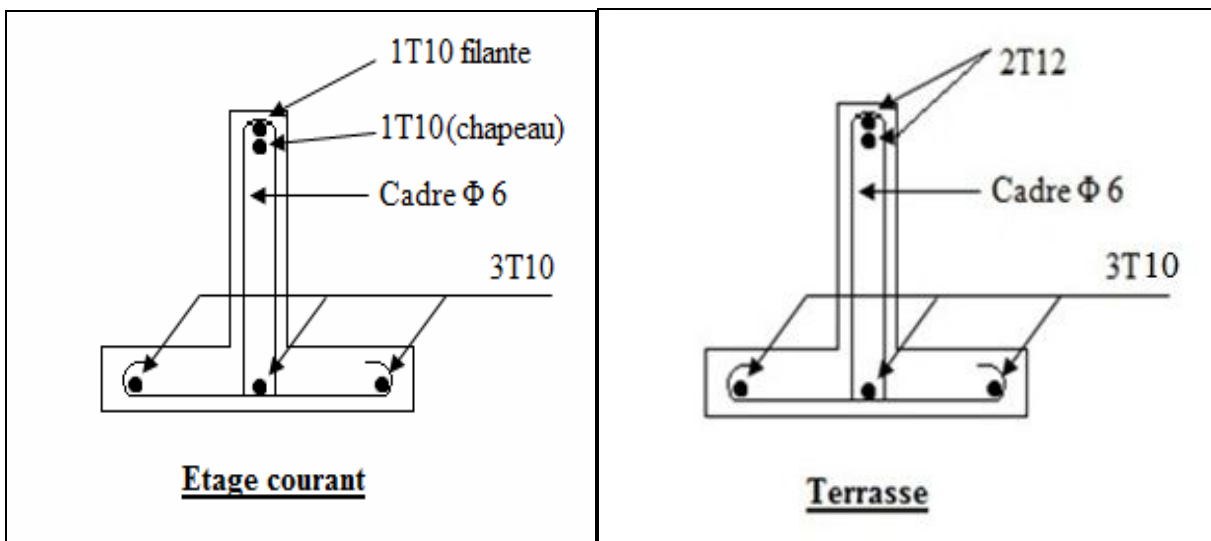


Figure 4.16: Ferrailage des poutrelles

4.8.6. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$50 \text{ cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 400 = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en $\phi 5$ avec des mailles de 15×15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles.

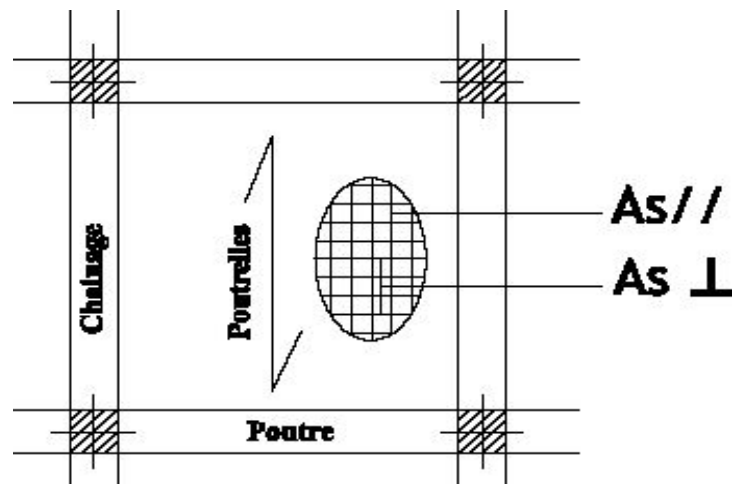
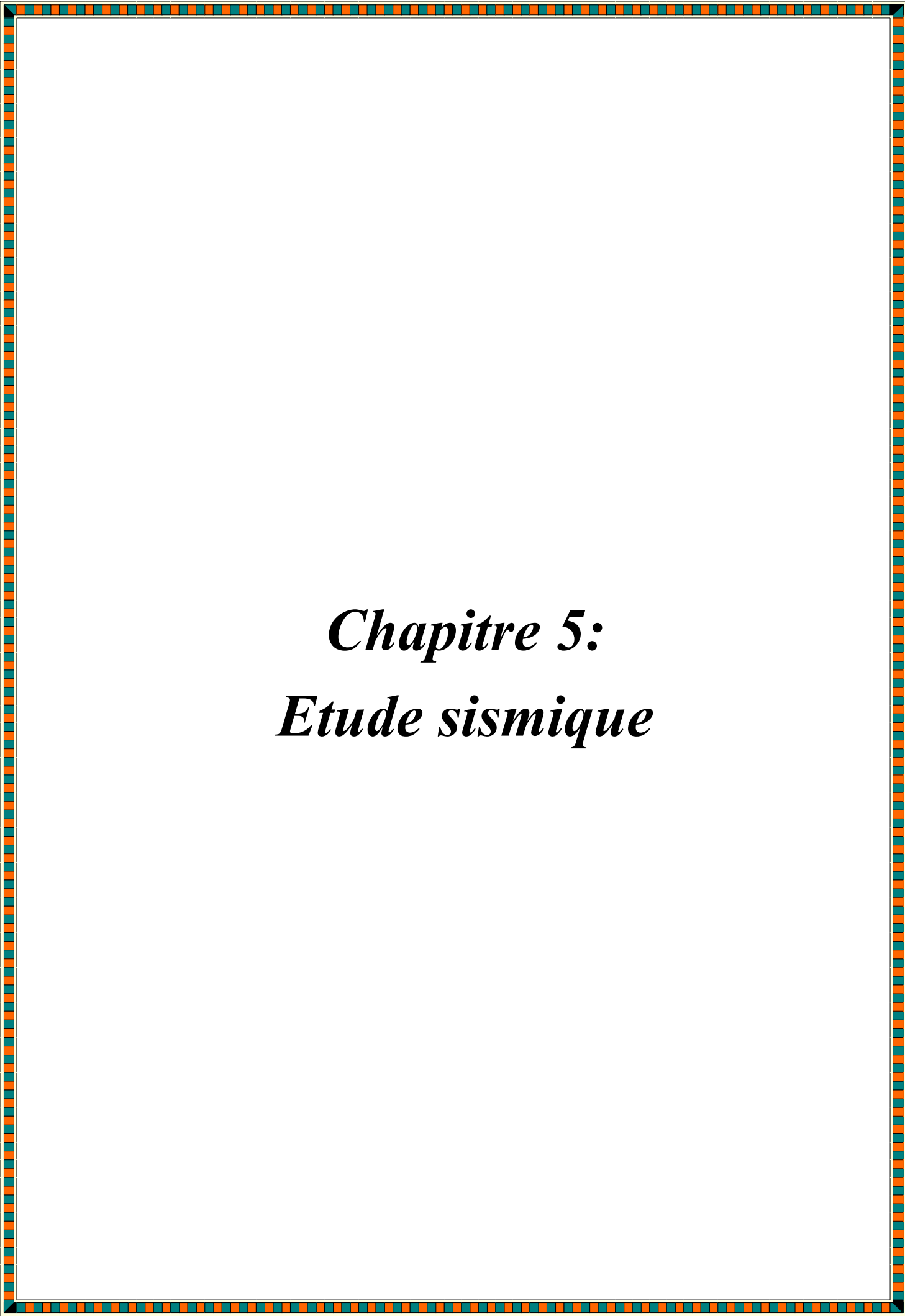


Figure 4.17: Ferrailage de la dalle de compression



Chapitre 5:
Etude sismique

5.1. Généralités sur les séismes

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où les contraintes 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 coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lors que 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 une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

5.2. Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

5.3. Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

Analyse statique équivalente: Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

5.3.1. Analyse Modale Spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque

ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

5.3.2. Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Fonction). Pour notre cas, on a choisi « Response Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

5.3.3. Conditions à vérifier

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que:

- 1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

- 2) 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 de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente:

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

- 3) 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:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec } : \delta_k = R\delta_{ek}$$

R: Coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

$\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur: $\frac{1}{1 - \theta_k}$;

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90%: $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel Etabs peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

5.4. Méthode d'analyse modale spectrale

5.4.1. Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

5.4.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

5.4.3. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003:

$$V = \frac{Ax D_x Q_x W}{R}$$

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2

Donc $A = 0,15$

D: Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule:

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 7\%$$

Donc: $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,88$

T: 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.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_t \cdot (h_N)^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 18,30m$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0,05$$

$$T = C_t \cdot (h_N)^{3/4} = 0,050 \times (18,30)^{3/4} = 0,44 \text{ sec}$$

(T_1, T_2): Période caractéristique associé la catégorie du sol (Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc: $T_1 = 0,15\text{sec}$ et $T_2 = 0,50\text{sec}$

On a: $T_1 = 0,15s < T = 0,44s < T_2 = 0,50s \rightarrow D = 2,5x\eta = 2,5x(0,88) = 2.2$

Q: Facteur de qualité: $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau 5.1: Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance 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

$$Q = 1 + (0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,25$$

R: coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (Tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 4$$

5.4.4. Poids total de la structure

Tableau 5.2: Poids de la structure

Niveau	W(t)
5	432,32
4	437,48
3	437,48
2	443,34
1	511,19
RDC	511,19
S/Sol	371,42
TOTAL	3144,42

5.4.5. Calcul de la force sismique totale

$$V_{st} = \frac{Ax D_x Q_x W}{R} = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,25 \times 3144,42}{4} = 324,27t$$

5.5. Variante 1 proposée

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'Etabs:

Tableau 5.3: Valeurs de la force sismique totale

	V _{dx} (t)	V _{dy} (t)
Forces sismiques	357,20	356,48

5.5.1. Vérification des forces sismiques ($V_{dy} > 80\%V_{st}$)

$$V_{dx} = 357,20t > 80\%V_{st} = 259,42t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 356,48t > 80\%V_{st} = 259,42t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5.5.2. Vérification de la période fondamentale

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique: $T_{dyn} = 0,88 \text{ sec}$

$$T_{dyn} = 0,88s > 1,3xT_{sta} = 1,3x(0,44) = 0,57 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

5.5.3. Vérification des facteurs de participation massique

Tableau 5.4: Facteur de participation massique

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,88152	4,7890	65,7412	0	4,7890	65,7412	0
2	0,78521	58,325	5,4253	0	63,1140	71,1665	0
3	0,67124	3,1452	0,4652	0	66,2592	71,6317	0
4	0,32764	0,6485	8,1544	0	66,9077	79,7861	0
5	0,27367	4,2547	0,6972	0	71,1624	80,4833	0
6	0,21789	4,4578	0,1375	0	75,6202	80,6208	0
7	0,17647	1,9870	0,0156	0	77,6072	80,6364	0
8	0,12478	0,0698	3,4571	0	77,6770	84,0935	0
9	0,10891	2,8410	0,1329	0	80,5180	84,2264	0
10	0,09548	0,7863	0,1576	0	81,3043	84,3840	0
11	0,07312	0,00478	1,6570	0	81,3091	86,0410	0
12	0,06789	0,09787	0,1465	0	81,4070	86,1875	0

Sens transversal

$\Sigma \alpha_y = 81,40\% < 90\%$condition non vérifiée

Sens longitudinal

$\Sigma \alpha_x = 86,18\% < 90\%$condition non vérifiée

5.5.4. Déplacements latéraux inter-étage

Tableau 5.5: Déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Déplacement maximal (cm)	
	Sens x	Sens y
5	1,385101	1,259786
4	1,245847	1,145797
3	1,156485	1,025473
2	0,946347	0,978453
1	0,734871	0,764873
RDC	0,495678	0,521547
S/sol	0,194789	0,245695

Selon le RPA 99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée:

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01 x h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

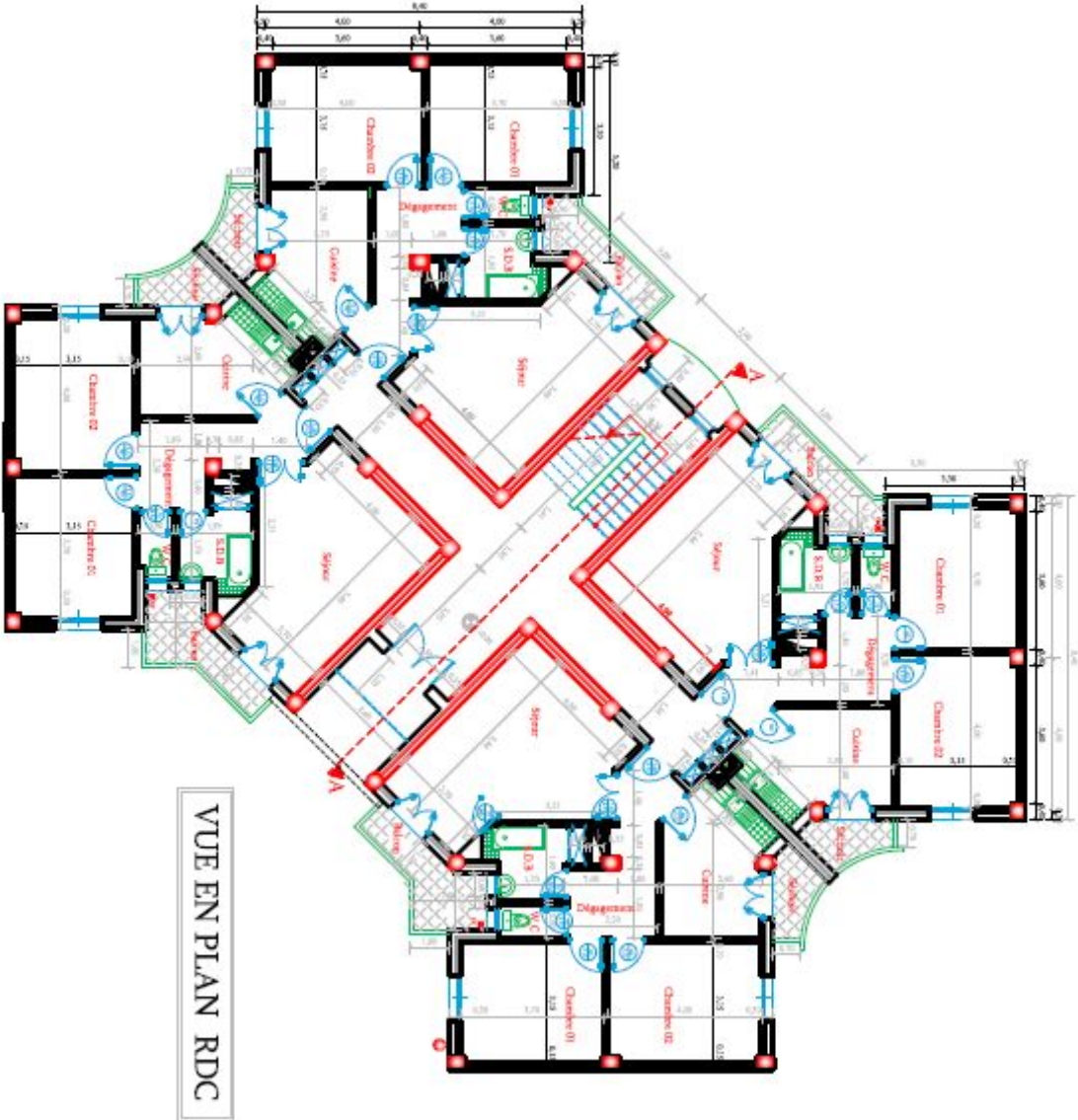
Δ_{ex}^k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R: coefficient de comportement global de la structure R = 4

Tableau 5.6: Déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Δ_{ex} (cm)	Δ_{ey} (cm)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
5	0,139	0,114	0,556	0,456	3,06	vérifiée
4	0,090	0,116	0,360	1,440	3,06	vérifiée
3	0,206	0,052	0,824	0,208	3,06	vérifiée
2	0,211	0,213	0,844	3,376	3,06	Non vérifiée
1	0,239	0,243	0,956	3,824	3,06	Non vérifiée
RDC	0,301	0,276	1.204	4,816	3,06	Non vérifiée
S/Sol	0,195	0,246	0.780	3,12	3.00	Non vérifiée



5.6. Variante 2 proposée

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'Etabs:

Tableau 5.7: Valeurs de la force sismique totale

	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
Forces sismiques	285,76	267,36

5.6.1. Vérification des forces sismiques ($V_{dy} > 80\%V_{st}$)

$V_{dx} = 285,76t > 80\%V_{st} = 259,42t$condition vérifiée

$V_{dy} = 267,36t > 80\%V_{st} = 259,42t$condition vérifiée

5.6.2. Vérification de la période fondamentale

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique: $T_{dyn} = 0,53$ sec

$T_{dyn} = 0,53s < 1,3xT_{sta} = 1,3x(0.44) = 0,57$ seccondition vérifiée

5.6.3 Vérification des facteurs de participation massique

Tableau 5.8: Facteur de participation massique

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,532308	7,8587	69,8011	0	7,8587	69,8011	0
2	0,484534	66,2187	7,2332	0	74,0774	77,0342	0
3	0,390388	4,0961	0,5125	0	78,1735	77,5467	0
4	0,217850	0,7339	12,4415	0	78,9075	89,9882	0
5	0,194791	5,1755	0,7903	0	84,0829	90,7785	0
6	0,158084	6,6955	0,1543	0	90,7784	90,9329	0
7	0,143607	2,1102	0,0175	0	92,8886	90,9504	0
8	0,096806	0,0809	6,0371	0	92,9695	96,9875	0
9	0,072919	3,7040	0,1492	0	96,6735	97,1367	0
10	0,063481	0,9204	0,1755	0	97,5938	97,3122	0
11	0,060096	0,0054	1,7400	0	97,5992	97,0522	0
12	0,057028	0,1133	0,1685	0	97,7125	97,2207	0

Sens transversal

$\Sigma \alpha_y = 97,71\% > 90\%$condition vérifiée

Sens longitudinal

$\Sigma \alpha_x = 97,22\% > 90\%$condition vérifiée

5.6.4. Déplacements latéraux inter-étage

Tableau 5.9: Déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Déplacement maximum (cm)	
	Sens x	Sens y
5	1,358901	1,204912
4	1,189474	1,086666
3	1,009545	0,953104
2	0,820790	0,803530
1	0,629774	0,642767
RDC	0,442794	0,452035
S/sol	0,172113	0,194887

Selon le RPA99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée:

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R: coefficient de comportement global de la structure (R = 4)

Tableau 5.10: Déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Δ_{ex} (cm)	Δ_{ey} (cm)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
5	0,169	0,118	0,676	0,472	3,06	Vérifiée
4	0,179	0,133	0,716	0,532	3,06	Vérifiée
3	0,188	0,149	0,752	0,596	3,06	Vérifiée
2	0,191	0,160	0,764	0,640	3,06	Vérifiée
1	0,185	0,190	0,740	0,760	3,06	Vérifiée
RDC	0,270	0,257	1,080	1,028	3,06	Vérifiée
S/Sol	0,170	0,194	0,680	0,776	3,00	Vérifiée





Chapitre 6:
Etude des portiques

6.1. Introduction

L'étude sous charges verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

6.2. Combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

Poutres:

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91): $1,35G + 1,5Q$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003): $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

Poteaux:

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91): $1,35G + 1,5Q$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003): $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

Avec:

G: Charges permanentes;

Q: Charges d'exploitation;

E: Effort sismique.

6.3. Ferrailage des poutres

a. Méthode de calcul

Les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre:

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91):

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003):

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

6.4. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,8\% \times b \times h_t$;

- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;

- Le diamètre minimum est de 12 mm;

- La longueur minimale des recouvrements est de:

40 ϕ en zone I et IIa

50 ϕ en zone IIb et III

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

c. Exemple de calcul

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

d. Ferrailage d'une poutre

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale intermédiaire (Terrasse), les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel Etabs.

Ferrailage sur appuis

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 128,5 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 125,3 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,02 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{125,3 \times 10^3}{35 \times 36^2 \times 14,2} = 0,194 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,891$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{125,3 \times 10^3}{0,891 \times 36 \times 348} = 11,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T16+3T16** ($A = 12,06 \text{ cm}^2$)

Ferrailage en travée

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 66,01 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 50,2 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,31 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{66,01 \times 10^3}{35 \times 36^2 \times 18,48} = 0,078 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,959$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{66,01 \times 10^3}{0,959 \times 36 \times 400} = 4,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T14+3T12** ($A = 8,01 \text{ cm}^2$)

e. Vérification du ferrailage de la poutre

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 36 \times 2,10}{400} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_i = 0,5\% \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{102,23 \times 10}{35 \times 36} = 0,811 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,811 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

Détermination du diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} = \min\{11,4 \text{ mm}; 35 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) Espacement des cadres

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{32,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\phi_l\right\} = \min\{10 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,41; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,41 \times 35}{235} = 0,061 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,81 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,034 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{adoptée}} \geq 0,06 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,06 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis

$$T = 102,23 ; M_{ap} = 66,01 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{66,01}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 203,73 \text{ KN.m} > 102,23 \text{ KN.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 102,23 \times 1,5}{0,8 \times 35 \times 25 \times 10} = 0,051 \text{ m} = 5,1 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(31 \text{ cm}; 32,4 \text{ cm}) = 31 \text{ cm}; a > 5,1 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 102,23 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\phi = \pi \times 1,4 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{102,23 \times 10^3}{32,4 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 1,20 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 35\text{cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5.5\phi = 5.5 \times 1.4 = 7.7\text{cm}$

h.3) Calcul des crochets

Crochets courant d'angle de 90:

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2+r} \right),$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87}$$

$$\phi = 1.2\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 19.30\text{cm} \\ L_1 = 4.58\text{cm} \end{cases}$$

$$\phi = 1.4\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 18.10\text{cm} \\ L_1 = 7.70\text{cm} \end{cases}$$

h.4) Longueur de recouvrement

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de:

40ϕ en zone I et IIa

50ϕ en zones IIb et III

$$\text{En zone IIa: } l = 40\phi \Rightarrow \begin{cases} \phi = 1.2\text{cm} \Rightarrow l = 48\text{cm} \\ \phi = 1.4\text{cm} \Rightarrow l = 56\text{cm} \\ \phi = 1.6\text{cm} \Rightarrow l = 64\text{cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_{ser} = 4,89\text{KN.m} ; A = 8,06 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 17,5y^2 + 121,65y - 4379,4 = 0 \rightarrow y = 12,72\text{cm}$$

i.2) Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{35 \times 12,72^3}{3} + (15 \times 8,06 \times (36 - 12,72)^2) = 89533,65 \text{ cm}^4$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,89 \times 10^3}{89533,65} \times 2,72 = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,15\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

i.4) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$.

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{4,89 \times 10^3}{89533,65} \times (36 - 10,81) = 20,64 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 20,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,078 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,078 > \frac{25,52}{10 \times 7,78} = 0,032 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,06}{35 \times 36} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant:

Sens longitudinal : « poutres principales (35 x 40) cm² »

Poutre de rive

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}		RPA	BAEL		
Etages courants	appuis	10,67	11,99	11,99	7	1,69	10,71	3T16fil+3T16chp=12,06
	travée	4,35	3,80	3,80	7	1,69	3,14	3T12=3,39
Terrasse	appuis	4,32	9,01	9,01	7	1,69	7,79	3T16+2T12=8,29
	travée	8,10	3,60	4,32	7	1,69	3,08	3T12

Tableau 6.1: Armatures adoptées pour les poutres principales de rive

Poutre intermédiaire

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}		RPA	BAEL		
Etages courants	appuis	20,49	19,13	19,13	7	1,69	18,52	6T20=18,85
	travée	9,32	7,08	9,32	7	1,69	7,92	3T14+3T12=8,01
Terrasse	appuis	12,85	12,53	12,53	7	1,69	11,22	6T16=12,06
	travée	6,6	5,02	6,6	7	1,69	4,78	6T12=6,78

Tableau 6.2: Armatures adoptées pour les poutres principales intermédiaires

Sens transversal : « poutres secondaires (35 x 35) cm² »

Armatures longitudinales :

Poutre de rive

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}		RPA	BAEL		
Etages courants	appuis	5,34	8,26	8,26	6,12	1,47	8,30	3T14+3T14=9,24
	travée	3,97	6,53	6,53	6,12	1,47	6,41	3T14+2T12=6,88
Terrasse	appuis	4,62	6,99	6,99	6,12	1,47	6,91	3T14+2T12=6,88
	travée	2,68	4,51	4,51	6,12	1,47	4,14	3T14=4,62

Tableau 6.3: Armatures adoptées pour les poutres secondaires de rive

Poutre intermédiaire

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}		RPA	BAEL		
Etages courants	appuis	3,61	5,19	5,19	6,12	1,47	5,01	3T14+3T12=8,01
	travée	2,44	4,28	4,28	6,12	1,47	4,10	3T14=4,62
Terrasse	appuis	2,70	3,72	3,72	6,12	1,47	3,54	3T14=4,62
	travée	1,05	2,20	2,20	6,12	1,47	2,06	3T12=3,39

Tableau 6.4: Armatures adoptées pour les poutres secondaires intermédiaires

6.5. Ferrailage des poteaux

a. Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes:

Poteaux:

$$\text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre (BAEL 91): } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max}; M_{cor} \rightarrow A_1 \\ N_{\min}; M_{cor} \rightarrow A_2 \\ M_{\max}, M_{cor} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

$$\text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA 99/2003): } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max}; M_{cor} \rightarrow A_4 \\ N_{\min}; M_{cor} \rightarrow A_5 \\ M_{\max}, M_{cor} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s et γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérence droites et sans crochet;
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa);
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement;
- Le diamètre minimum est de 12mm;
- La longueur minimale des recouvrements est de:

40 ϕ en zone I et IIa

50 ϕ en zone IIb et III.

- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003:

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,8\% \times S [cm^2]$	$A_{\max 1} = 4\% \times S [cm^2]$	$A_{\max 2} = 6\% \times S [cm^2]$
Type 1 (45 x 45) cm ²	16.20	81	121.5
Type 2 (40 x 40) cm ²	12.80	64	96
Type 3 (35 x 35) cm ²	9.80	49	73.5
Type 4 (50cm)	15.71	78.55	117.83
Type 5 (45cm)	12.72	63.60	95.40
Type 6 (40cm)	10.05	50.25	75.37

Tableau 6.5: Armatures minimales pour les poteaux.

6.5.1. Exemple de calcul

6.5.1.1. Sollicitations défavorables

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de (t.m):

Etages		Type 1 (45 x 45) cm ²	Type 2 (40 x 40) cm ²	Type 3 (35 x 35) cm ²	Type 4 (50cm)	Type 5 (45cm)	Type 6 (40cm)
Combinaison							
A	$N_{max}[t]$	277,7	179,94	87,09	163,4	106,21	55,26
	$M_{cor}[t.m]$	1,76	0,37	0,35	0,18	0,001	0,018
B	$N_{min}[t]$	9,79	4,62	0,63	72,23	40,22	9,29
	$M_{cor}[t.m]$	0,046	0,018	0,005	0,049	0,026	0,016
C	$M_{max}[t.m]$	4,18	0,72	3,5	0,22	0,072	0,15
	$N_{cor}[t]$	64,77	21,82	4,95	99,09	62,24	25,02

Tableau 6.6: Sollicitations du premier genre

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

Etages		Type 1 (45 x 45) cm ²	Type 2 (40 x 40) cm ²	Type 3 (35 x35) cm ²	Type 4 (50cm)	Type 5 (45cm)	Type 6 (40cm)
Combinaison							
A	$N_{max}[t]$	260,38	141,93	68,54	134,49	88,98	43,8
	$M_{cor}[t.m]$	1,16	0,067	0,22	0,02	0,076	0,055
B	$N_{min}[t]$	184,18	76,48	13,42	40,84	23,24	5,38
	$M_{cor}[t.m]$	1,17	0,33	0,042	0,039	0,064	0,087
C	$M_{max}[t.m]$	4,42	0,84	2,75	1,18	0,26	0,16
	$N_{cor}[t]$	33,49	20,05	3,57	66,5	43,7	12,63

Tableau 6.7: Sollicitations du deuxième genre.

6.5.1.2 Calcul d'un poteau

Méthode de calcul

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

- On détermine le centre de pression puis le moment:

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

- On vérifie si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

- Sinon, on calcul la section des armatures:

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

- On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment:

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptés} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

2) Calcul d'un poteau

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Poteau (Sous sol, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage): (45X45) cm²

Données:

- Enrobage: $c = 2,5\text{cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_s = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison du 1^{er} genre

$$N_{\max} = 227,72\text{t}$$

$$M_{\text{cor}} = 1,76\text{t.m}$$

Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,76}{227,72} = 7,72 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 227,72 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 7,72 \times 10^{-3} \right) = 42,75 \text{ t m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 227,72 \times 0,405 \left(1 - 0,514 \frac{227,72 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,2}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 227,72 \text{ t} < 232,92 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 42,75 \text{ t.m} < 50,51 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

$$N_{\min} = 9,8 \text{ t}$$

$$M_{\text{cor}} = 0,046 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,046}{9,8} = 4,69 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e\right) = 9,8 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 4,69 \times 10^{-3}\right) = 1,81 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 232,92 \text{ t.} \\ M_u = 3,89 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 9,8 \text{ t} < 232,92 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 1,81 \text{ t.m} < 3,89 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

$$N_{\text{cor}} = 64,77 \text{ t}$$

$$M_{\text{max}} = 4,18 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,18}{64,77} = 0,064 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e\right) = 64,77 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,064\right) = 15,80 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 232,92 \text{ t.} \\ M_u = 22,56 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 64,77 \text{ t} < 232,92 \text{ t} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 15,80 \text{ t.m} < 22,56 \text{ t.m} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).

Combinaison du 2^{ème} genre

$$N_{\max} = 114,71 \text{ t}$$

$$M_{\text{cor}} = 0,55 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,16}{26,04} = 0,045 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 114,71 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,045 \right) = 25,81 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 232,92 \text{ t.} \\ M_u = 35,87 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 114,71 \text{ t} < 232,92 \text{ t} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 25,81 \text{ t.m} < 35,87 \text{ t.m} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$).

$$N_{\min} = 90,68 \text{ t}$$

$$M_{\text{cor}} = 0,27 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,17}{184,2} = 6,35 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 184,2 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 6,35 \times 10^{-3} \right) = 34,33 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 232,92 \text{ t.} \\ M_u = 47,31 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 184,2 \text{ t} < 232,92 \text{ t} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 34,33 \text{ t.m} < 47,31 \text{ t.m} & \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$).

$$N_{\text{cor}} = 33,49 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 4,42 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,42}{33,49} = 0,13 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 33,49 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,13 \right) = 10,38 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 232,92 \text{ t.} \\ M_u = 25,67 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 33,49 \text{ t} < 232,92 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 10,38 \text{ t.m} < 25,67 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$).

Section adoptée:

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max (0; 0; 0; 0; 0; 0; 16.20)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 16.20 \text{ cm}^2$$

Choix: **4T120 + 4T16 ($A_s = 20.61 \text{ cm}^2$)**

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant:

Niveaux	Combi	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre				A _{adoptée} [cm ²]
		N_u [t]	M_u [t.m]	A_{cal} [cm ²]	N_{ACC} [t]	M_{ACC} [t.m]	A_{sl} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	
Type 1 (45x 45) cm ²	A	227,7	1,17	0	26,04	1,16	0	14,18	4T20+4T16=20.61
	B	9,8	0,046	0	184,2	1,17	0		
	C	64,77	4,18	0	33,49	4,42	0		
Type 2 (40 x 40) cm ²	A	179,5	0,37	0	14,19	0,067	0	11,2	4T16+4T14=14.20
	B	4,62	0,018	0	76,48	0,33	0		
	C	64,78	4,18	0	20,05	0,84	0		
Type 3 (35 x 35) cm ²	A	87,09	0,35	0	68,54	0,22	0	8,58	8T14=12.32
	B	0,63	0,05	0	13,42	0,042	0		
	C	4,95	3,58	1,85	3,57	2,75	1,49		
Type 4 (50 cm)	A	163,4	0,19	0	13,45	0,02	0	13,74	8T16=16.09
	B	72,23	0,049	0	40,84	0,39	0		
	C	99,09	0,22	0	66,5	1,17	0		
Type 5 (45 cm)	A	106,21	0,01	0	88,98	0,08	0	11,13	9T14=13.85
	B	40,22	0,03	0	23,24	0,06	0		
	C	62,24	0,07	0	43,7	0,26	0		
Type 6 (40 cm)	A	52,26	0,018	0	43,8	0,06	0	8,80	7T14=10.78
	B	9,29	0,016	0	5,38	0,09	0		
	C	25,02	0,15	0	12,63	0,16	0		

Tableau 6.8: Ferrailage des poteaux

6.5.1.3 Vérifications de la contrainte de cisaillement

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,30 \times 10^2}{45 \times 40,5} = 0,071 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,071 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

6.5.1.4. Calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit: } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul;

h_t : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à: $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b. Espacement des cadres

D'après le RPA 99/2003 on a:

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\phi_t; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_t = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

c. Calcul de l'élancement géométrique

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 5,1}{0,45} = 7,93 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc:

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 130}{45 \times 235} = 0,46 \text{ cm}^2$$

d. Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit: $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e. Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$< 2,48 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

f. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_g}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 90 \text{ cm}$$

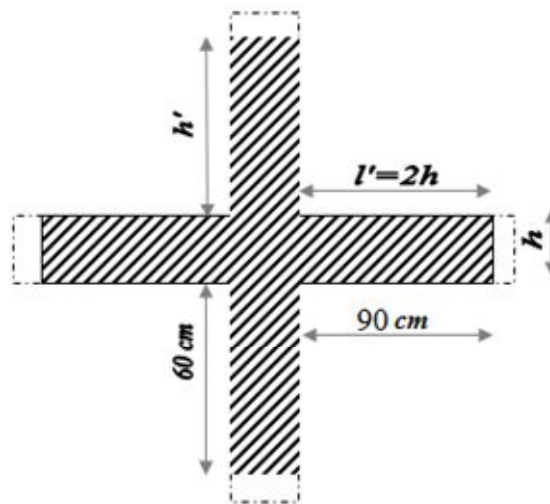
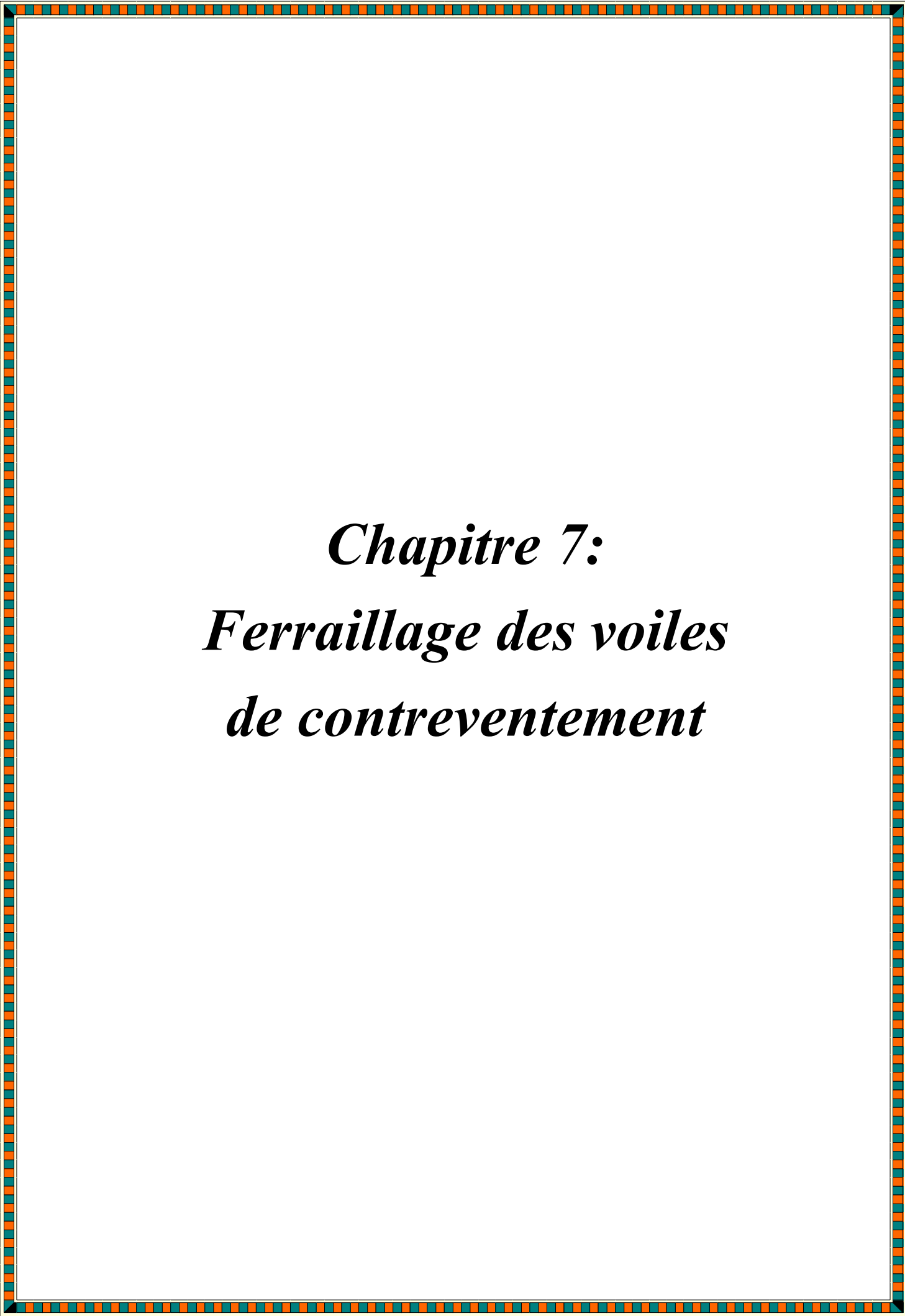


Figure 6.1: Zone nodale



Chapitre 7:
Ferraillage des voiles
de contreventement

7.1. Introduction

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 3,06m pour tous les étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante:

$$e = h_e / 25 = 306 / 25 = 12.24cm$$

L'épaisseur des voiles a été prise égale à 20cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

7.2. Système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante. Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion);
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher);
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

7.3. Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes:

$G + Q \pm E$: Vérification du béton;

$0.8G \pm E$: Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a. Méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

On distingue trois (03) cas:

- Premier cas

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003: $A_{\min} = 0.15xaxL$

- Deuxième cas

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; 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 RPA 99/2003 :

- Si: $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$, on ferraille avec la section minimale ;

- Si: $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- Troisième cas

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b. Armatures verticale

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $1/10$ de l'épaisseur du voile.

c. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;

- En zone courante 0,10%.

d. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e. Armatures de coutures

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

7.4. Ferrailage des voiles

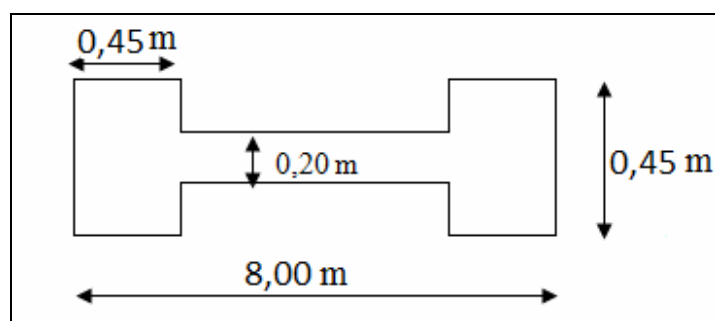


Figure 7.1: Schéma du voile et du poteau

$$N = 158,84t$$

$$M = 2,58 t$$

$$V_u = 1,29 t$$

$$A = (a \times 7,1) + 0,45^2 = 1,62m^2$$

$$I = \frac{aL^2}{12} = \frac{0,2 \times 8^2}{12} = 1,07 m^4$$

$$V = (0,45 + 0,45) + \frac{7,1}{2} = 4,45 m$$

a. Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{158,84}{1,62} + \frac{2,58 \times 1,29}{1,07} = 101,15 t/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{158,84}{1,62} - \frac{2,58 \times 1,29}{1,07} = 94,93 t/m^2 \end{cases}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" ;
alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

b. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$A_{\min} = 0.15\% . a . L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1\text{m}$)

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c. Diamètre des barres

$$\phi \leq \frac{a}{10} (\text{mm})$$

$$\phi \leq \frac{1}{10} (200) = 20\text{mm}$$

$$\phi \leq 20\text{mm}$$

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

d. Espacement des barres

Selon le BAEL 91, on a:

$$S_t \leq \min(2a; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(40; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$S_t \leq \min(1.5a; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(30; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Donc:

$$S_t \leq \min \{ S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{R.P.A 99}} \}$$

$S_t \leq 30\text{cm}$. On adopte un espacement de $S_t = 20\text{cm}$

Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12/ml** ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

e. Calcul des armatures transversales

D'après le C.B.A.93 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc **4 ϕ 6 par m^2** .

d. Vérification des contraintes de cisaillement**- BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{129,3 \times 10^{-2}}{20 \times 0,9 \times 8} = 0,089 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,089 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

- RPA 99/2003

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 12,93 \times 10^{-2}}{0,2 \times 0,9 \times 8} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

7.5. Disposition des armatures**7.5.1. Armatures verticales**

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30cm, selon le RPA 99/2003.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur 1/10de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm:

$$On a : \begin{cases} S_\tau = 20 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_\tau}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 800 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

7.5.2. Armatures horizontales

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ ; Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur: $S_\tau \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$;

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

7.5.3. Armatures transversales

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

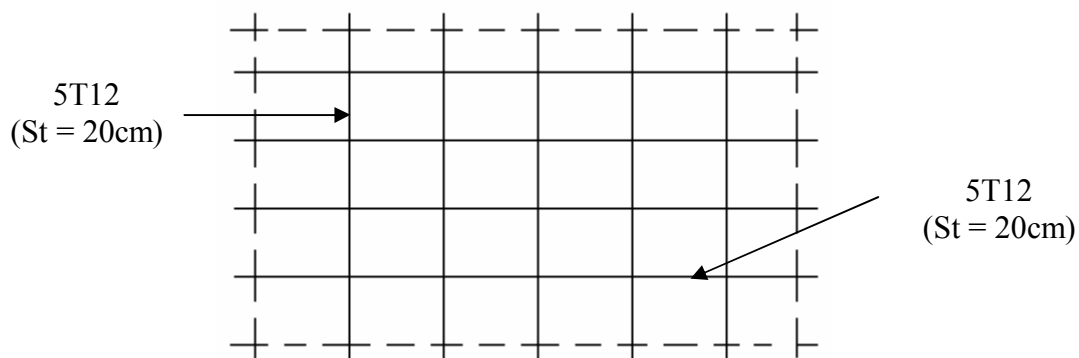


Figure 7.2: Disposition du ferrailage du voile



Chapitre 8:
Etude de l'infrastructure

8.1. Calcul des fondations

8.1.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de son bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport géotechnique du sol, notre terrain à une contrainte admissible de 2,0 bars et un ancrage de 4,00m. Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10cm d'épaisseur.

Le calcul des fondations se fait comme suit:

1. Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G + Q.$

2. Ferrailage à l' E.L.U $N_u = 1,35G + 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à formée un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ◆ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ◆ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ◆ Eviter les tassements différentiels.

8.1.2. Choix du type de fondations

Le choix de type de fondation dépend de:

- ◆ Type d'ouvrage à construire.
- ◆ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ◆ La capacité portante du terrain de fondation.
- ◆ La raison économique.
- ◆ La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui égale à 2,0 bars, il ya lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type:

- ◆ Semelle filante.
- ◆ Radier général.

Nous proposons en premier lieu des 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

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par:

$$S_s \geq N/\sigma_{\text{sol}}$$

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 4838,37t.$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,0bars = 20t/m^2.$$

- ◆ Surface totale du bâtiment: 330,45m².
- ◆ Surface totale de la semelle: 353,08m².

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{330,45}{353,08} = 0,94 = 94\% < 50\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ce qui effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile a réaliser: c'est le radier général.

8.2. Etude du radier

8.2.1. Définition

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Calcul du radier

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

8.2.2. Prédimensionnement du radier

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 4323,24t.$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i = 515,13 t$$

Combinaison d'actions

$$E.L.U: N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 6609,07 t.$$

$$E.L.S: N_{ser} = G_T + Q_T = 4838,37 t.$$

Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante: $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 4838,37 t.$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 4838,37 / 20 = 330,45 m^2.$$

On prend un débord de 80 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{rad} = 454,473m^2$.

8.2.3. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande } 1m ; L = 5,66 m$$

$$Q_u = N_u / S = 6609,07/454,47 = 14,54 t/m^2.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 14,54.1ml = 14,51 t/ml.$$

$$V_u = 14,54.5,66 / 2 = 41,15t$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{41,15 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,27m$$

2^{ème} condition

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} . L = 5,66m$$

$$22,64 \leq d \leq 28,30 cm$$

$$h = d + c = 28,3 + 5 = 33,3cm ; \text{ on prend : } h = 45cm ; d = 0,9 \times h = 40.5cm$$

8.2.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 62,89\text{cm} \leq h \leq 94,33\text{cm}$$

On prend: $d=81\text{cm}$; $h = 90\text{cm}$; $b = 50\text{cm}$.

8.2.5. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre:

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35 \times 454,473 + 0,9 \times 0,5 \times 258,88] = 688,90\text{t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 688,9 + 4838,37 = 5527,27\text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{5527,27}{454,47} = 12,16\text{t/m}^2 < 20\text{ t/m}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Inerties du radier:

$$I_{\text{XG}} = 1968230\text{m}^4$$

$$I_{\text{YG}} = 19633,50\text{m}^4$$

Longueur élastique:

$$\text{La longueur élastique de la poutre est donnée par: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec:

$$I: \text{Inertie de la poutre: } I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,9)^3 / 12 = 0,03\text{cm}^4.$$

$$E: \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216420\text{ t/m}^2.$$

$$b: \text{largeur de la poutre } b=0,5\text{m.}$$

$$K: \text{coefficient de la raideur de sol } k = 500\text{ t/m}^3.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,03}{500 \times 0,5}} = 6,27\text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,26\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,83\text{m} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nu des poteaux.

a. Vérification de l'effet de sous pression

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante: $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$

γ_w : Densité de l'eau ; Z : Hauteur de la partie immergée = 4,08m;

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement égal 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 454,473 \times 4,08 = 2781,37t$$

$$\Rightarrow N_u \geq 2781,37t$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

b. Vérification de l'excentricité

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure): $\begin{cases} X_G = 13,78m \\ Y_G = 13,84m \end{cases}$

Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure): $\begin{cases} X_G = 13,02m \\ Y_G = 13,02m \end{cases}$

L'excentricité: $\begin{cases} e_x = 0,76m \\ e_y = 0,82m \end{cases}$

c. Vérification au non poinçonnement

D'après les règles **BAEL91**, la vérification au poinçonnement doit se faire sous voile le plus sollicité. Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile de longueur 8,00m. On doit vérifier la relation suivante:

$$N \leq 0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h_r$$

Avec :

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h: Epaisseur du radier.

N: Charge de calcul obtenue par la combinaison (G + Q + E)

$$\mu_x = 2(L + b + 2 \cdot h_r)$$

L; b: dimensions du voile.

$$\mu_x = 2(8,00 + 0,20 + 2 \times 0,45) = 18,2m$$

$$0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h_r = 0,045 \times 18,2 \times 25 \times 0,45 = 9,21MN$$

$N \leq 9,21MN \Rightarrow$ donc la condition est vérifiée.

8.2.6. Evaluation des charges pour le calcul du radier

8.2.6.1. Poids unitaire du radier

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875t/m^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 12,16 - 0,875 = 11,285t/m^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est:

$$Q = 11,285t/m^2.$$

8.2.7. Ferrailage du radier

8.2.7.1. Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas:

Premier cas

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée:

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis

$$M_a = 0,35M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{ appuis intermédiaire.}$$

Deuxième cas

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.

Exemple de calcul

$\alpha = L_x/L_y = 3,6/4,85 = 0,74 > 0,4$. Donc la dalle porte dans les deux sens.

L = 3,6m

Sens x:

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \mu_x = 0,0633; \mu_y = 0,4938$$

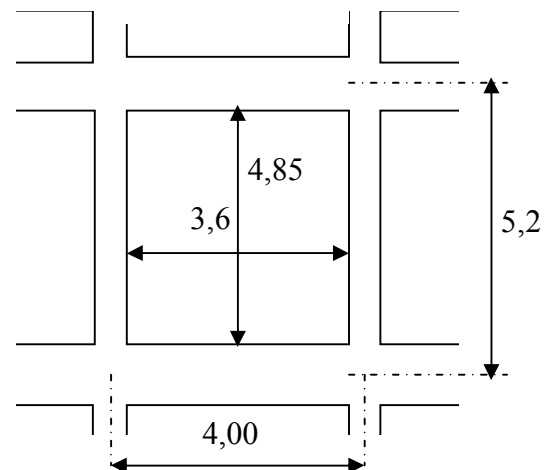
$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0633 \times 14,54 \times (3,6)^2 = 11,93 \text{t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,4938 \times 11,93 = 5,89 \text{t.m}$$

En travée



$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 11,93 = 10,14 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,14 \cdot 10^4}{100 \cdot (40,5)^2 \cdot 14,2} = 0,044 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,978 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,14 \times 10^4}{0,978 \times 40,5 \times 348} = 7,36 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **7T12/ml**, $A = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($s_t = 15 \text{ cm}$)

Sens y

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 5,89 = 5,05 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,05 \cdot 10^4}{100 \cdot (40,5)^2 \cdot 14,2} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,989 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,05 \cdot 10^4}{0,989 \times 40,5 \times 348} = 3,62 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **5T12/ml**, $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($s_t = 20 \text{ cm}$)

Sur appuis

Sens x, y:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \cdot 11,93 = 5,96 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,96 \cdot 10^4}{100 \cdot (40,5)^2 \cdot 14,2} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,987 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,96 \times 10^4}{0,987 \times 40,5 \times 348} = 4,28 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **5T12/ml**, $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($s_t = 20 \text{ cm}$).

L = 4,85m

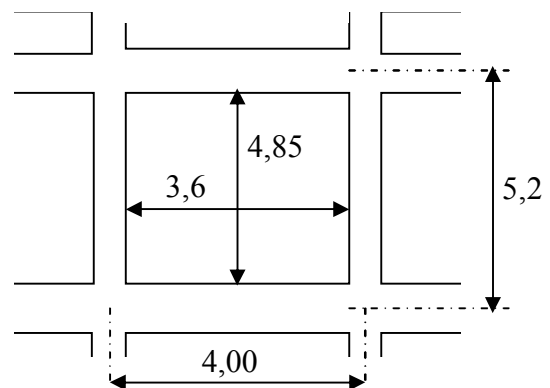
$$\rho = 0,74 \Rightarrow \mu_x = 0,0633; \mu_y = 0,4938$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0633 \times 14,54 \times (4,85)^2 = 21,65 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,4938 \times 21,65 = 10,70 \text{ t.m}$$



En travée**Sens x**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 21,65 = 18,40 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{18,40.10^4}{100.(40,5)^2.14,2} = 0,078 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,959 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,40 \times 10^4}{0,959 \times 40,5 \times 348} = 13,61 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **7T16/ml**, **A = 14,07 cm²/ml** (**s_t = 15cm**)

Sens y

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 10,70 = 9,095 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{9,095.10^4}{100.(40,5)^2.14,2} = 0,04 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,980 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,095 \times 10^4}{0,980 \times 40,5 \times 348} = 6,58 \text{ cm}^2.$$

On adopte: **6T12/ml**, **A = 6,78 cm²/ml** (**s_t = 15cm**)

Sur appuis**Sens x, y**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 21,65 = 10,825 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{10,825.10^4}{100.(40,5)^2.14,2} = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,976 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,825 \times 10^4}{0,976 \times 40,5 \times 348} = 7,86 \text{ cm}^2.$$

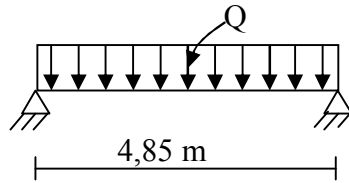
On adopte: **7T12/ml**, **A = 7,92 cm²/ml** (**s_t = 15cm**) pour les deux sens.

8.3. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a. Sens longitudinal (x)

$$L_{max} = 4,85m$$



≡

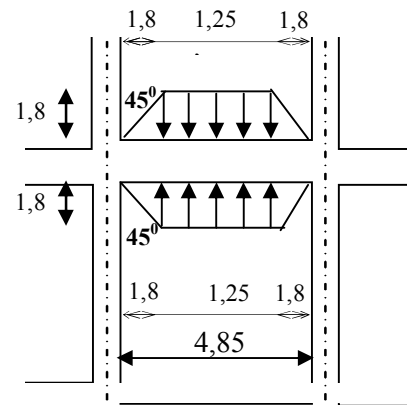


Figure 8.1: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

b. Détermination des chargements

Poids propre p_p : $P_p = \gamma \cdot h \cdot b = 2,5 \times 0,9 \times 0,5 = 1,125 \text{ t/m}$

$$Q = 11,285 \text{ t/m}^2$$

Calcul de q_u : $q_u = \sigma_{rad} - p_p = 11,285 - 1,125 = 10,16 \text{ t/ml}$

Calcul de Q: C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3 \cdot Ly_1^2} \right) \cdot Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3 \cdot Ly_1^2} \right) \cdot Lx_2 \right]$$

Avec:

$$Lx_1 = 3,6m$$

$$Ly_1 = 4,85m$$

$$Lx_2 = 3,6m$$

$$Q = 10,16 \text{ t/m}^2$$

Donc:

$$Q' = \frac{10,16}{2} \left[\left(1 - \frac{3,6^2}{3 \times 4,85^2} \right) \cdot 3,6 + \left(1 - \frac{3,6^2}{3 \times 4,85^2} \right) \cdot 3,6 \right] = 29,86 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{29,86 \times 4,85^2}{8} = 87,80 \text{ t.m}$$

a.1. Calcul du ferrillage

En travée

$$M_t = 74,62 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 90 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 81 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{74,63 \times 10^4}{50 \times (81)^2 \times 14,2} = 0,16 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$; \beta = 0,921$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{74,63 \times 10^4}{0,921 \times 81 \times 348} = 28,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 2 \text{ lit } 4T20 \\ 1 \text{ lit } 4T16 \end{cases} \text{ donc } A = 31,28 \text{ cm}^2$$

En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.87,8 = 43,9 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,094 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \beta = 0,951, A_s = 16,38 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T16 (Fil) + 4T20 (Chap); A = 20,6 cm².**

Appuis de rive

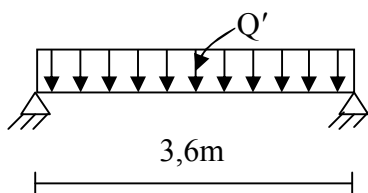
$$M_a = 0,2.M_o = 0,2. 87,8 = 17,56 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \beta = 0,981, A_s = 6,35 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T16, A = 8,04 cm².**

b. Sens transversal (y)

$$L_{\max} = 3,6 \text{ m.}$$



≈

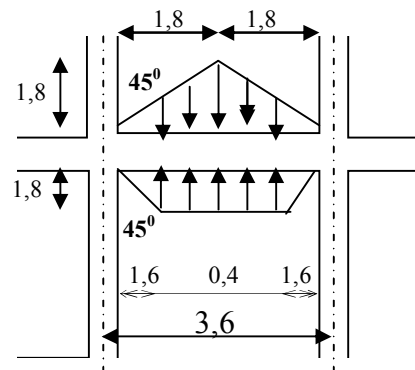


Figure 8.2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

Calcul de q

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments: $q' = \frac{2}{3}.q.Lx_1$

Tel que: $q = 10,16 \text{ t/m}^2$

et $L_{\max} = 3,6 \text{ m}$

$$q' = 54,86 \text{ t/m} \quad \text{donc} \quad M_o = \frac{q' \cdot L^2}{8} = 88,88 \text{ t.m}$$

8.3.1. Calcul du ferrailage

En travée

$$M_t = 75,54 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 90 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 81 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{75,54 \times 10^4}{50 \times (81)^2 \times 14,2} = 0,162 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,911$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{75,54 \times 10^4}{0,911 \times 81 \times 348} = 29,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 2 \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 1 \text{ lit } 4\text{T}16 \end{cases} \quad \text{donc } A = 31,28 \text{ cm}^2$$

En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_a = 0,5 M_o = 0,5 \cdot 88,88 = 44,44 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,096 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \beta = 0,949, \quad A_s = 16,61 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T16 (Fil) + 4T20 (Chap); A = 20,6 cm².**

Appuis de rive

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \times 88,88 = 17,78 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \beta = 0,981, \quad A_s = 6,42 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T16, A = 8,04 cm².**

8.3.2. Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre: $h_a \geq 2(80 - 0,1 e) = 80 \text{ cm}$. Dans notre cas $h_a = 90 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également

lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0.9 \times 0.5) \text{ m}^2$, on a:

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2] \qquad A_{sp} = 3 \times 2 (0.5 + 0.9) = 8.4 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T20 + 2T16 ; A = 10.3 cm

8.3.3. Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 65,14 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{65,14}{0,5 \cdot 0,81 \cdot 100} = 1.61 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

8.3.4. Armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(25.71; 12; 50) = 12 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

8.3.4.1. Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_t\right) = \min(22,5; 14,4) = 14,4 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_c}{b(\tau_u - 0,3 f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3 f_{c28}) S_t}{0,8 A_t}$$

$$f_e \geq \frac{50 \cdot (1.61 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 295,60 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures à haute adhérence (H.A), Fe400, soit 4T10, A=3,14cm².

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,81; 0,4 \text{ MPa}) = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \times 15} = 1,67 > 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

8.4. Croquets du ferrailage

8.4.1. Schéma du ferrailage du radier

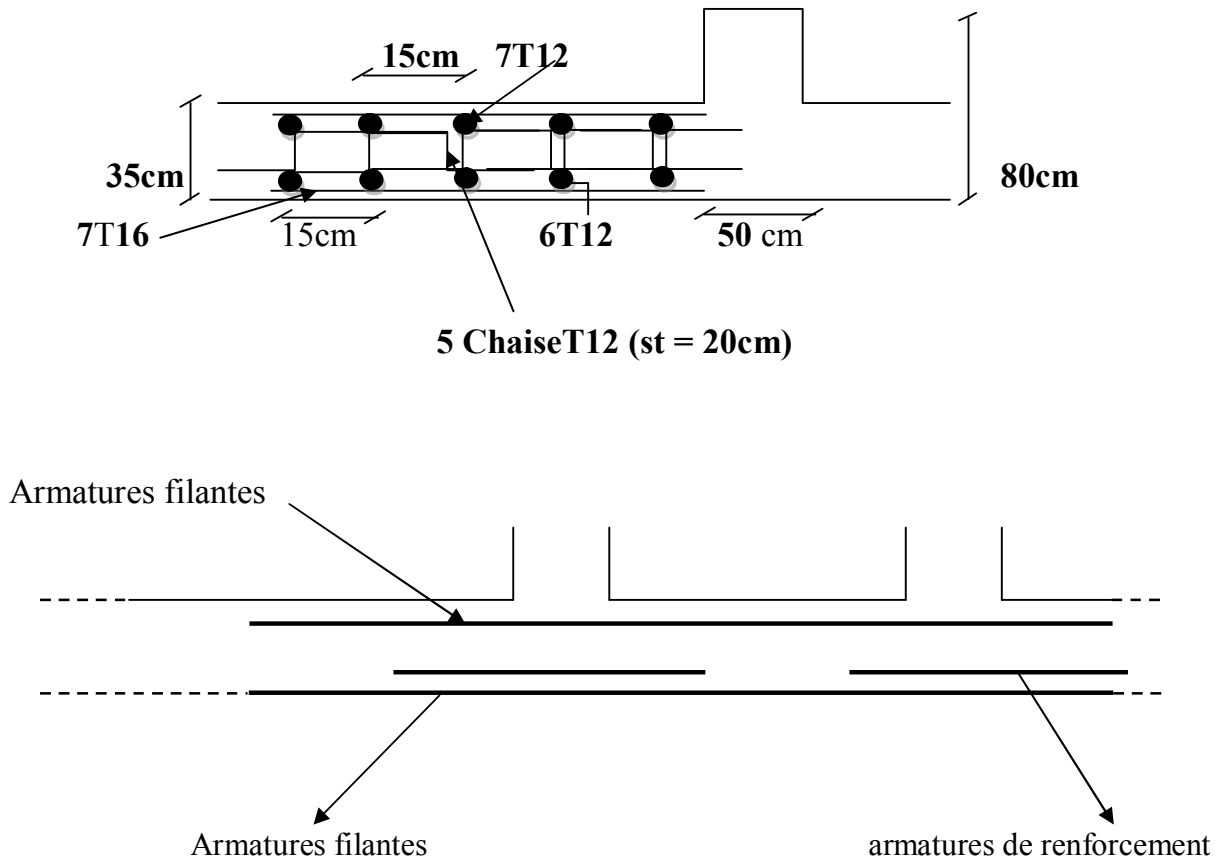


Figure 8.3: Coupe longitudinale du radier

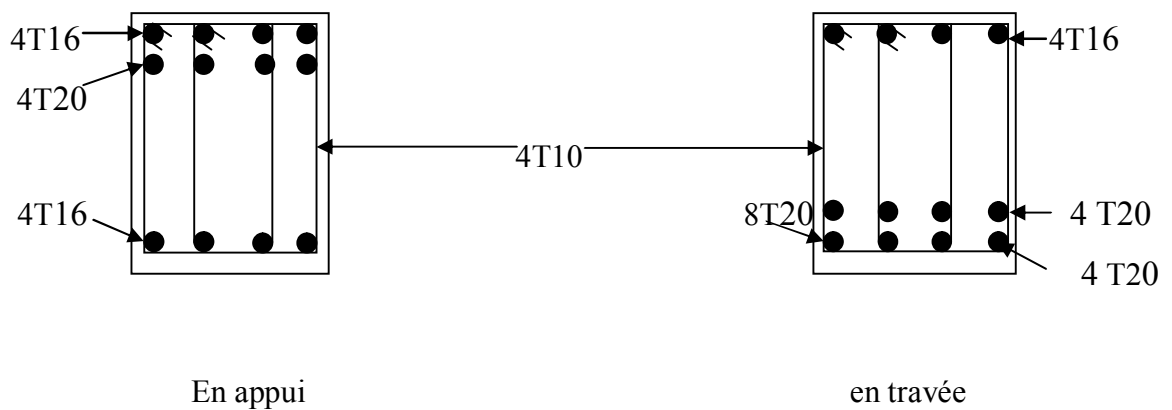


Figure 8.4: Coupe transversale de la nervure

8.5. Voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$;

Les armatures sont constituées de deux nappes;

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical);

Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20\text{cm}$, la hauteur du voile périphérique $h = 3.00\text{m}$ et on fait le calcul pour une bande de 1m de largeur:

Q: Surcharge d'exploitation $Q = 4\text{kN/m}^2$;

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 30$ et $c = 0.02\text{kN/m}^2$

K_a : Coefficient de poussée des terres:

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2.c. \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

On a: $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$\cos(\beta - \lambda) = \cos(0^\circ) = 1$$

$$K'_a = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} = \tan 2(45^\circ - 15^\circ) - 2 \times 0.2 \tan(45^\circ - 15^\circ) = 0.102$$

8.5.1. Calcul des charges

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a. Poussée des terres

$$p_1 = K_a \gamma x h = 0.102 \times 18 \times 3 = 0.55 \text{ t/ml}$$

b. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$p_2 = K'_a q x h = 0.102 \times 4 \times 3 = 0.12 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $k'_a \cdot \phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c. Charge pondérée

$$Q_u = 1.35 p_1 + 1.5 p_2 = 1.35(0.55) + 1.5(0.12) = 0.92 t/m$$

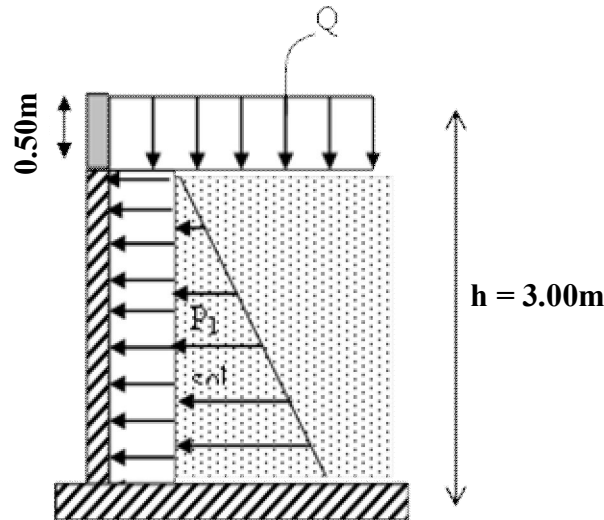


Figure 8.5: Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique

8.5.2. Calcul des sollicitations

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3 - 0.50 = 2.50m \\ L_y = 4.55 - 0.60 = 3.95m \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.50}{3.95} = 0.63 > 0.4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 0.61 \\ \nu = 0(ELU) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0849 \\ \mu_y = 0.435 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q L_x^2 = 0.0849 \times 0.92 \times (2.50)^2 = 0.49 t.m \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.435 \times 0.49 = 0.21 t.m \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 0.49 = 0.42 t.m \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 0.21 = 0.18 t.m \end{cases}$$

Vérification:

$$M_{ty} = 0.18 t.m > \frac{M_{tx}}{4} = \frac{0.42}{4} = 0.11 t.m$$

8.5.3. Calcul du ferrailage

Sens x:

$$M_{tx} = 0.42 \text{ t.m}; b = 1.00\text{m}, h = 20\text{cm}, d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc}x(d)^2xb} = \frac{0.42x10^4}{14.20x(18)^2x100} = 0.0091 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A's = 0 \\ \beta = 0.995 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta dx \sigma_s} = \frac{0.42x10^4}{0.995x(18)x348} = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens-y:

$$M_{ty} = 0.18 \text{ t.m}; b = 1.00\text{m}, h = 20\text{cm}, d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc}x(d)^2xb} = \frac{0.18x10^4}{14.20x(18)^2x100} = 0.0039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A's = 0 \\ \beta = 0.998 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta dx \sigma_s} = \frac{0.18x10^4}{0.998x(18)x348} = 0.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité:

Sens L_y:

D'après le RPA 99/2003:

$$A_{y\min} = 0.1\%xbxh = 0.1\%x100x20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le BAEL 91:

$$A_{y\min} = 8xh = 8 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max(A_{\text{ical}}; A_{\text{min RPA}}; A_{\text{min BAEL}}) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend: } 5T12 / \text{ml} \Rightarrow A_{ty} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_x:

D'après le RPA 99/2003:

$$A_{x\min} = 0.1\%xbxh = 0.1\%x100x20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le BAEL 91:

$$A_{x\min} = A_{y\min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 2x \left(\frac{3-0.61}{2} \right) = 2.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc: $A_{adoptée} = \max(A_{ical}; A_{\min RPA}; A_{\min BAEL}) = 2.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On prend: $5T12 / \text{ml} \Rightarrow A_{tx} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

8.5.4. Vérifications

a. Vérification de l'effort tranchant

On a $\alpha = 0.61 > 0.4$ donc:

$$\begin{cases} V_x = Q_u x \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 0.92x \frac{2.5}{2 \left(1 + \frac{0.61}{2}\right)} = 0.88t \\ V_y = Q_u x \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 0.92x \frac{2.5}{3} = 0.77t < V_x = 0.88t \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 0.88t$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{dxb_0} = \frac{0.88x10^4}{18x100x10^2} = 0.049 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0.2xf_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2x25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.049 \text{ MPa} < \tau_{ultime} = 3.33 \text{ MPa}$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 0.61 \\ \nu = 0.2(ELS) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 0.55 + 0.12 = 0.67 \text{ t / ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x x q x L_x^2 = 0.0870 x 0.67 x (2.50)^2 = 0.36 \text{ t.m} \\ M_{0y} = \mu_y x M_{0x} = 0.4672 x 0.36 = 0.17 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 x M_{0x} = 0.85 x 0.36 = 0.31 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0.85 x M_{0y} = 0.85 x 0.17 = 0.14 \text{ t.m} \end{cases}$$

Sens x:

a. Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y-c) - 15x A_s x(d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y^2 - 15x5.65(18-y) = 0$$

$$50y^2 - 84.75y + 1525.5 = 0 \Rightarrow y = 6.09 \text{ cm}$$

b. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}xy^3 + 15x A_s x(d-y)^2 = \frac{100}{3}(6.09)^3 + 15x5.65x(18-6.09)^2 = 15786.07 \text{ cm}^4$$

c. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0.31x10^4}{15786.07} x 6.09 = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right); \text{ fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA, $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1.6x2.1}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = nx \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15x \frac{0.31x10^4}{15786.07} x(18-6.09) = 35.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 35.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

Sens-y:

a. Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y-c) - 15x A_s x(d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y^2 - 15x5.65(18-y) = 0$$

$$50y^2 - 84.75y + 1525.5 = 0 \Rightarrow y = 6.09 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}xy^3 + 15x A_s x(d-y)^2 = \frac{100}{3}(6.09)^3 + 15x5.65x(18-6.09)^2 = 15786.07 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0.14x10^4}{15786.07} x 6.09 = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = nx \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15x \frac{0.14x10^4}{15786.07} x(18 - 6.09) = 15.84MPa$$

$$\sigma_{st} = 15.84MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201.63MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrillé en deux nappes avec **5T12/ml** ($A_s = 5.65\text{cm}^2$) chacune est avec un espacement **$S_t = 20\text{cm}$** .



*Conclusion générale
et perspectives*

Conclusion générale et perspectives

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier de technicien d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore:

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité;
- La conception;
- La forme de l'élément et comment travaillé.

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé on passants par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel ETABS et la stabilisation de notre structure...etc.

Nous souhaitons que le modeste travail représente pour nous une bonne base dans le domaine du bâtiment et que cela nous permette d'élaborer dans notre future vie professionnelle avec moins de difficultés.

Perspectives

Pour ce qui est des perspectives de cette étude qu'il pourrait être intéressant d'introduire un autre paramètre tel que l'effet de température pour compléter et étendre ce travail, on peut mentionner les points suivants:

- Etant donné l'importance des effets de température sur le comportement et la résistance de la structure, il sera sans doute important de mettre entre les murs extérieurs des matériaux isolants tels que du polystyrène ou des déchets de cartons compressés afin de diminuer l'effet de la température en période d'été et l'augmentation de cette température en période hivernale et par conséquent une diminution de la consommation de l'énergie électrique.

- L'utilisation du corps creux en polystyrène permettra aussi une diminution de la charge permanente au niveau des planchers, de plus ces matériaux constituent donc un bon isolant thermique et phonique.
- Il paraît important d'utiliser des matériaux légers pour les revêtements, de plus l'utilisation des matériaux écologiques pour les murs façades tels que le verre et le bois et d'autres matériaux composites.



Références bibliographiques

Références Bibliographiques

- BAEL 91 (version 99) : Béton Armé aux Etats Limites
- RPA 99 (version 2003) : Règlements Parasismiques Algériens
- RNV 99 : Règles Neige et Vent.
- CBA 93 : Calcul de Béton Armé
- DTR B.C 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges Permanentes et Charges d'Exploitations)
- Mémoire de fin d'étude (M^{me}. Said Aicha ,Mokhtari Hanane)
- Cours Parasismique, Béton Armé, Analyse des Structures.

Logiciels:

- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- WORD 2007 , Excel 2007
- ETABS