

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de le Recherche Scientifique

Université SAAD DAHLEB – BLIDA –



FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'Obtention du Diplôme De MASTER II

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR (R+10 + SOUS SOL)
A OSSATURE MIXTE PORTIQUES VOILES**

Réalisé par :

● *M^r: DJOUF FOUAD*

● *M^r: OUNESLI FERHAT*

Encadré par :

● *Professeur : ABED MOHAMED*

Promotion: 2012/2013

- DEDICACES -

Je m'incline devant Dieu le tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père, pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A ma chère grande mère.

A mon fils RAYANE et ma femme NAWEL, qui m'a soutenu le long

de ce travail.

A mes Sœurs: ASSIA et FARIDA et ces marie MOHAMED et OTMANE

A toute la famille DJOUF et la famille AOUALI.

A mon copain et binôme FERHAT et sa famille pour la quelle je souhaite une

vie pleine de joie et de réussite.

A tous mes amis et à toutes les personnes ayant contribué à ce travail

de prés ou de loin.

- FOUAD -

- DEDICACES -

Je dédie ce modeste travail :

A Ma mère et mon père, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'études, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler

A mes sœurs et mes frères

A toute la famille

A mon copain et binôme FOUAD et sa famille pour le quelle je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A tous mes amis et A tous ceux que je porte dans mon cœur.

- FERHAT -

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur Mr ABED Mohamed, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet,

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

SOMMAIRE

RESUME	
REMERCIEMENT.....	
SOMMAIRE	
LISTE DES TABLEAUX.....	
LISTE DES FIGURES	
NOTATIONS	
Chapitre I: Introduction et présentation de l'ouvrage.....	
1.1 Introduction	01
1.2 Présentation de l'ouvrage	01
1.2.1 Les caractéristiques géométriques	01
1.2.2 Ossature	01
1.2.3 Planchers	01
1.2.4 Escaliers	01
1.2.5 Maçonnerie	02
1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	02
1.3.1 Le Béton	02
1.3.2 L'acier	04
1.4 Hypothèses de calcul	06
Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments	
2.1 Généralité.....	07
2.2 Evaluation des charges et surcharges	07
2.2.1 Charges permanentes	07
2.2.2 Surcharges d'exploitation	09
2.3 Pré dimensionnement	09
II.3.1 Pré dimensionnement des poutres	09
II.3.2 Pré dimensionnement des poteaux	14
II.3.3 Les voiles	22

Chapitre III: Étude dynamique et sismique

3.1	Introduction	23
3.2	Objectif de l'étude dynamique	23
3.3	Modélisation mathématique	23
3.4	Détermination des fréquences et mode propres	24
3.5	Analyse de la structure	25
3.5.1	Description des étapes de la modélisation	25
3.5.2	Analyse de la structure sans voiles	27
3.5.3	Analyse de la structure contreventée	27
3.6	Etude sismique	28
3.6.1	Spectre de calcul	29
3.6.2	Vérification des déplacements latéraux inter- étages	30
3.6.3	Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	31

Chapitre IV: Etude au vent

4.1	Introduction	34
4.2	Principe de calcul	34
4.3	Application du règlement neige et vent	34
4.3.1	Présentation générale	35
4.3.2	Détermination du coefficient dynamique C_d	35
4.3.3	Détermination de la pression dynamique ' q_{dyn} '	36
4.3.4	Détermination des coefficients de pression	38
4.3.5	Détermination des coefficients de pression nette C_p	41
4.3.6	Calcul des pressions q_j	41
4.3.7	Force de frottement	42
4.3.8	Force résultante "R"	43
4.3.9	Excentricité de la force globale horizontale	43
4.4	Conclusion	43

Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants

5.1	Introduction	44
5.2	Ferrailage des poteaux	44
5.2.1	Ferrailage des poteaux de la superstructure	44
5.2.2	Choix des armatures	48
5.2.3	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	49

5.2.4	Ferraillage des poteaux	52
5.2.5	Longueur de recouvrement	53
5.2.6	Schéma de ferraillage des poteaux	54
5.3	Ferraillage des poutres	55
5.3.1	Ferraillage des poutres de la superstructure	55
5.3.2	Choix des armatures	55
5.3.3	Schéma de ferraillage des poutres	61
5.4	Ferraillage des voiles	62
5.4.1	Introduction	62
5.4.2	Recommandation du RPA99	62
5.4.3	Calcul du ferraillage	63

Chapitre VI: Calcul des éléments secondaires

5.1	Acrotère	64
5.1.1	Introduction	64
5.1.2	Evaluation des charges	64
5.1.3	Détermination des efforts	69
5.1.4	Ferraillage de l'acrotère	69
5.1.5	Vérification de la section d'acier selon « <i>BAEL 91 Modifier 99</i> ».....	70
5.1.6	Armatures de répartition	70
5.1.7	Vérification à L'ELS	71
5.1.1	vérification des contraintes	72
5.1.1	Vérification au séisme	73
5.1.1	vérification de l'effort tranchant	73
5.2	Etude des planchers	74
5.2.1	Introduction	74
5.2.2	Plancher en corps creux	75
5.2.3	Plancher en dalle pleine	92
5.3	Etude de la dalle machine	97
5.3.1	Introduction	97
5.3.2	Pré dimensionnement	97
5.3.3	Détermination des charges et surcharges	97
5.3.4	Combinaison des charges	98
5.3.5	Calcul des efforts	98
5.3.6	Ferraillage de la dalle	98
5.3.7	Calcul des armatures transversales	100

5.3.8	Vérification à l'E.L.S	100
5.4	Escaliers	103
5.4.1	Introduction	103
5.4.2	Définition des éléments d'un escalier	103
5.4.3	Evaluation des charges	105
5.4.4	Schéma statique	105
5.4.5	Combinaison des charges	106
5.4.6	Diagramme des efforts internes	106
5.4.7	Calcul des armatures	107
5.4.8	Vérifications	108
5.5	Balcons	112
5.5.1	Introduction	112
5.5.2	Evaluation des charges	112
5.5.3	Schéma statique	112
5.5.4	Combinaison des charges	112
5.5.5	Calcul des efforts internes	112
5.5.6	Calcul de ferrailage	113
5.5.7	Vérifications	114

Chapitre VII: Étude de sol

6.1	Introduction	116
6.2	Reconnaissance géotechnique	116
6.2.1.	Essais in situ	116
6.2.2.	Essais de laboratoire	119
6.3	Capacité portante du sol	123
6.3.1	A partir des essais in situ (P.D.L)	123
6.3.2	A partir des caractéristiques mécaniques c et ϕ	124
6.4	Conclusion	125

Chapitre VIII: Étude des fondations

7.1	VIII.1. Introduction	126
7.1.1	Fonction assurées par les fondations	126
7.2	Calcul des fondations	126
7.3	Choix du type de fondation	127
7.3.1	Semelles isolées	127
7.3.2	Semelles filantes	128
7.3.3	Radier	128

7.4 Etude du voile	
7.4.1 Pré dimensionnement	143
7.4.2 Évaluation des charges	143
7.4.3 Effort dans la dalle	144
7.4.4 Calcul du ferrailage	144
7.4.5 Condition de non fragilité	144
7.4.6 Vérification de l'effort tranchant	145
7.4.7 Vérification à l'ELS	145
CONCLUSION	143

Bibliographie

Annexe

LISTE DES FIGURES

Figure I.1	Diagramme (Contrainte, Déformation) du béton à l'ELU	04
Figure I.2	Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU	05
Figure I.3	Diagramme des déformations limite de la section	06
Figure II.1	Section réduite du poteau rectangulaire	15
Figure II.2	Coupe de voile en élévation	22
Figure IV.1	Action du vent	35
Figure IV.2	Répartition de la pression dynamique	37
Figure V.1	<i>Ferraillage des poteaux</i>	54
Figure V.2	Ferraillage des poutres porteuses	61
Figure V.3	Ferraillage des poutres non porteuses	61
Figure V.4	Ferraillage des trumeaux	67
Figure V.5	Ferraillage des linteaux	67
Figure VI.1	Schéma représentatif de l'acrotère	68
Figure VI.2	Sollicitations de l'acrotère	68
Figure VI.3	Diagramme des efforts (N,T,M).	69
Figure VI.4	Position de l'axe neutre	71
Figure VI.5	Disposition constructive des armatures de l'acrotère	74
Figure VI.6	Dimension du corps creux	75
Figure VI.7	Dimensions de poutrelles	75
Figure VI.8	Schéma statique de la travée AB	83
Figure VI.9	Disposition constructive des armatures des poutrelles	90
Figure VI.10	Disposition constructive des armatures de la table de compression	91
Figure VI.11	Dimensions de la Dalle pleine	92
Figure VI.12	Ferraillage de la dalle machine	102
Figure VI.13	Dimensions de l'escalier	103
Figure VI.14	Ferraillage de l'escalier	111
Figure VI.15	Schéma statique du balcon	112
Figure VI.16	Ferraillage du balcon	115
Figure VIII.1	Contraintes sous le radier	134

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1	Caractéristiques des Aciers	04
Tableau II.1	Résultats de calcul de la flèche	13
Tableau II.2	Caractéristiques des Aciers	18
Tableau II.3	Pré-dimensionnement du poteau de rive	19
Tableau II.4	Pré-dimensionnement du poteau d'angle	21
Tableau III.1	caractéristique dynamique propre de la structure sans voiles	27
Tableau III.2	Caractéristique dynamique propre de la structure sans voiles	28
Tableau III.3	Valeurs des déplacements sous Ex	31
Tableau III.4	Valeurs des déplacements sous Ey	31
Tableau III.5	Résultante de la force sismique totale	33
Tableau IV.1	Valeurs de la pression dynamique	38
Tableau IV.2	Détermination de la résultante du vent agissant sur le bâtiment	43
Tableau V.1	Ferraillage des poteaux, Situation durable (Nmax ; Mcorr)	46
Tableau V.2	Ferraillage des poteaux, Situation durable :(Mmax ; Ncorr)	47
Tableau V.3	Ferraillage des poteaux, Situation accidentelle (Nmax ; Mcorr)	47
Tableau V.4	Ferraillage des poteaux, Situation accidentelle :(Mmax ; Ncorr)	48
Tableau V.5	Choix des armatures des poteaux carrés	48
Tableau V.6	Vérification des contraintes a ELS pour les poteaux	49
Tableau V.7	Choix des armatures transversales pour les poteaux	52
Tableau V.8	Ferraillage des poutres porteuse sous : $1.35 G + 1.5 Q.$	56
Tableau V.9	Ferraillage des poutres porteuse sous : $G + Q + E.$ $0.8G+/-E$	56
Tableau V.10	Ferraillage des poutres non porteuse sous : $1.35 G + 1.5 Q.$	56
Tableau V.11	Ferraillage des poutres non porteuse sous : $G + Q + E.$ $0.8G+/-E$	57
Tableau V.12	Choix des armatures longitudinales	57
Tableau V.13	Vérification des contraintes à l'ELS	58
Tableau V.14	Vérification de la condition de non fragilité	58
Tableau V.15	Vérification des contraintes tangentielles	59
Tableau V.16	Armatures transversales dans les poutres	59
Tableau V.17	Vérification de contrainte de compression	61
Tableau V.18	Détermination des armatures verticales et de la zone tendue	62
Tableau V.19	Détermination des armatures horizontales	63
Tableau V.20	Ferraillage des linteaux	66
Tableau VI.1	Résultats de calcul de l'effort tranchant à l'E.L.U	83
Tableau VI.2	Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en	84

	travée	
Tableau VI.3	Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis	85
Tableau VI.4	Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS	87
Tableau VI.5	Récapitulatif du calcul de la flèche	88
Tableau VI.6	Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx)	99
Tableau VI.7	Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)	99
Tableau VI.8	Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis	99
Tableau VI.9	Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens	101
Tableau VI.10	Charges à l'ELU et l'ELS	106
Tableau VI.11	Ferrailage de l'escalier	107
Tableau VI.12	Vérification à l'E.L.S	109
Tableau VI.13	Vérification de la flèche de l'escalier	110
Tableau VI.14	Combinaison des charges	112
Tableau VI.15	Calcul des efforts internes	113
Tableau VI.16	Ferrailage du balcon	113
Tableau VI.17	Vérification des contraintes du balcon	114
Tableau VII.1	Coupe lithologique des sondages carottés SC1 / SC2 et SC3	117
Tableau VII.2	Résultats du sondage carotté	118
Tableau VII.3	Classification du sol selon L.C.P.C	121
Tableau VII.4	Classification des sols du site étudié	122
Tableau VII.5	Résistance au cisaillement des sols du site étudié	122
Tableau VII.6	Caractéristique physiques et mécaniques du sol	123
Tableau VII.7	Portance des sols calculée à partir des essais de laboratoire	125
Tableau VIII.1	Contraintes sous le radier à l'E.L.U	134
Tableau VIII.2	Contraintes sous le radier à l'E.L.S	135
Tableau VIII.3	Calcul des moments dans les panneaux a l'E.L.U	137
Tableau VIII.4	Calcul des moments dans les panneaux a l'E.L.S	137
Tableau VIII.5	Ferrailage des panneaux	137
Tableau VIII.6	Choix des armatures dans les panneaux sens (X-X)	138
Tableau VIII.7	Choix des armatures dans les panneaux sens (Y-Y)	138
Tableau VIII.8	Choix de réalisation	139
Tableau VIII.9	Vérification à L'E.L.S suivant (x-x)	139
Tableau VIII.10	Vérification à L'E.L.S suivant (x-x) / h=45 cm	139
Tableau VIII.11	Vérification à L'E.L.S suivant (y-y)	139
Tableau VIII.12	Ferrailage du voile périphérique	144
Tableau VIII.13	Vérification des contraintes à l'ELS	146

NOTATION

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A _s	Aire d'une section d'acier,
A _t	Section d'armatures transversales,
B	Aire D'une section de béton,
D	Diamètre,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E _b	Module de déformation longitudinale du béton,
E _i	Module d'élasticité de l'acier,
E _s	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours),
E _v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente, module d'élasticité transversale,
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
K	Coefficient,
L	Longueur ou portée,
L _f	Longueur de flambement,
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
M _G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
M _Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
M _u	Moment de calcul ultime,
M _{ser}	Moment de calcul de service,
M _t	Moment en travée,
M _a	Moment sur appuis,
N	Effort normal,
S _t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période,
V ₀	Effort tranchant a la base,
K _t	Facteur de terrain,
Z ₀	Paramètre de rugosité,
Z _{min}	Hauteur Minimale,
C _r	Coefficient de rugosité,
C _t	Cohésion,
C _d	Coefficient dynamique,
C _e	Coefficient d'exposition,
C _{pe}	Coefficient de pression extérieure,
C _{pi}	Coefficient de pression intérieure,
C _p	Coefficient de pression nette,
R	Force résultante,
F _{fr}	Force de frottement,
C	Coefficient de topographie,

C_c	Coefficient de compression,
C_s	Coefficient de sur consolidation,
D	Fiche d'ancrage,
W	Teneur en eau, Poids total de la structure,
W_{sat}	Teneur en eau saturé,
W_L	Limite de liquidité,
W_p	Limite de plasticité,
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance,
S_r	Degré de saturation,
I_p	Indice de plasticité,
I_c	Indice de consistance,
S_c	Tassement oedométrique,
S_c^T	Tassement total,
S_c^{adm}	Tassement admissible,
E.L.U	Etat limite ultime,
E.L.S	Etat limite service,

Notations en minuscules :

a	une dimension,
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
e	épaisseur, Indice des vides,
cg	grosueur des granulats,
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche,
f_e	limite d'élasticité de l'acier,
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours,
h	hauteur totale d'une section de béton armé,
i	rayon de giration d'une section,
j	nombre de jours,
k	coefficient en général,
l	longueur ou portée (on utilise aussi L),
n	coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,
s	espacement des armatures en générales,
s_t	espacement des armatures transversales,
x	coordonnée en général, abscisse en particulier,
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie, profondeur de l'axe neutre,
z	coordonnée d'altitude,
q_{dyn}	pression dynamique,
$q_{réf}$	pression dynamique de référence,
q_j	pression dû au vent.

Notations en minuscules :

\emptyset	diamètre des armatures, mode propre,
-------------	--------------------------------------

γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier,
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton,
ε	déformation relative,
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé,
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu,
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
η	coefficient de fissuration relatif à une armature,
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
ρ	rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
σ	contrainte normale en général,
λ	élancement,
τ	contrainte tangente (de cisaillement),
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s ,
φ	angle de frottement,
σ_c	contrainte de consolidation,
$\bar{\sigma}_s$	contrainte de traction admissible de l'acier,
$\bar{\sigma}_{bc}$	contrainte de compression admissible du béton,
β	coefficient de pondération,
σ_{sol}	contrainte du sol,
σ_m	contrainte moyenne.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لانجاز بناية سكنية، العمارة تتألف من طابق أرضي +10 طابق تحت أرضي ، متواجدة بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

هذا المشروع محقق بواسطة العارضات و الأعمدة و الجدران ذات الخرسانة المسلحة. قياس وتسليح مختلف العناصر مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة مقاومة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003، ومقياس الاسمنت المسلح.

الدراسة الحركية تمت بإستعمال برنامج آلي ETABS

RESUME

Ce projet a pour but de réaliser une structure de forme régulière à usage d'habitation; le bloc est en R+10+S.Sol, implantée dans la wilaya de Blida qui est classée en zone sismique III selon le **RPA99 version 2003**.

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles) en béton armé, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **CBA93** et **RPA99 version 2003**.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul des structures par éléments finis **ETABS**

ABSTRACT

This project deals with the study of a building made the block composed of ground floor plus 10 floors plus one basement and, This building is realized in the wilaya of BLIDA which is classified in a high seismicity region (III) according to the Algerian seismic rules **RPA99 version 2003**.

This construction is a mixed building (frame-walls) in reinforced concrete, the dimension of the bearing elements were elaborated according to the **CBA93** and **RPA99 version 2003**.

The three-dimensional seismic analysis was conducted by **ETABS** computer program.

CHAPITRE I

INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION :

Le projet qui nous a été confié est une tour (RDC+10+1 Sous Sol) à usage d'habitation et commerciale, l'ouvrage en question sera implanté à la ville de BOUFARIK (Wilaya de BLIDA) qui est classée comme zone de sismicité élevée 'Zone III' selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) version 2003.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan et en élévation.

I.2.1. Les caractéristiques géométriques :

Hauteur du Sous Sol	3,06 m
Hauteur du rez-de-chaussée	3,40 m
Hauteur de l'étage courant	3,06 m
Hauteur totale du bâtiment.....	34,00 m
Largeur totale en plan.....	28,75 m
Longueur totale en plan.....	34,10 m

I.2.2. Ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux, poutres) et de voiles.

La disposition des voiles sera présentée dans l'étude dynamique.

I.2.3. Planchers :

Vu la forme géométrique de l'ouvrage et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine Niveaux R.D.C.

I.2.4. Escaliers : (Escaliers coulés sur place comportant volées et paliers)

La structure comporte deux types d'escaliers :

- Un escalier avec trois volées et un palier intermédiaire.
- Un escalier avec trois volées avec Poutre Brisée.

I.2.5.Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Mur intérieur constitué par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.3 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX : [1]

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA99 et CBA93).

I.3.1 Le Béton : [1]

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable+gravier), liant (ciment) et d'eau.

a) Granulats :

Pour un béton normal les dimensions des granulats sont comprises entre :
 $0.2 \text{ mm} < C_g < 25 \text{ mm}$

b) Le liant :

Le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325)

c) L'eau :

L'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique

I-3-1-1- Caractéristiques mécaniques du béton :

a) Dosage du béton :

Le dosage courant d'1 m³ de béton normal est :

- 350 Kg de ciment CPA325 ;
- 800 litres de graviers ;
- 400 litres de sables ;
- 175 litres d'eau.

b) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée f_{c28} ; elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32 cm.

c) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ (Mpa).

d) Déformations longitudinales du béton :

d-1) Déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures ; on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, Le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \quad (E_{ij} \text{ Et } f_{cj} \text{ en Mpa}).$$

d-2) Déformation différée :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage ; à défaut de mesures ; on admet que sous contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton : $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (E_{vj} et f_{cj} en Mpa).

e) Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

On prendra $\nu = 0.2$ pour les justifications aux états limites de services et $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

f) Les contraintes limites de calcul :

f-1) Etat limite ultime :

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation

suiivante :
$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; il est pris égal à :

- $\gamma_b = 1.5$ situation durable ;
- $\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours ;

0.85 : coefficient qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant
Le fluage du béton.

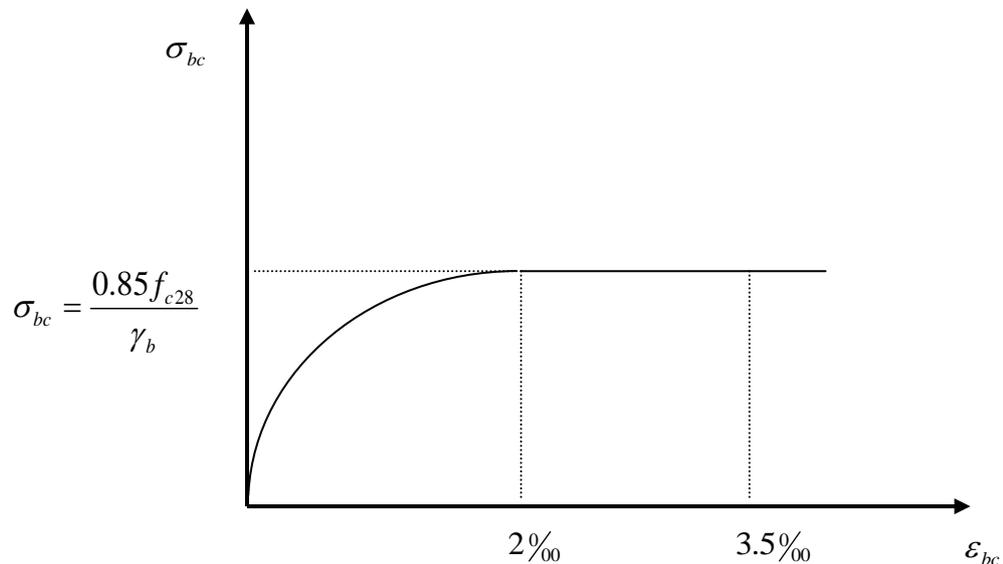


Figure I.1 : Diagramme (Contrainte, Déformation) du béton à l'ELU

f-2) Etat limite de service :

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

I.3.2. Les aciers :

1.3.2.1 Aciers disponibles :

Les armatures pour béton armé sont constituées par les aciers qui se distinguent par leur

nuance et leur état de surface, selon le BAEL91 :

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de rupture (Mpa)
Rond lisse	FeE22	215	22	330-490
	FeE24	235	25	410-490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils tréfilés lisses	Ø>6 mm	500	14	580

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers

c) **Contraintes limites :**

C-1) Etat limite ultime :

Le diagramme (contrainte, déformation) est conventionnellement défini ci après :

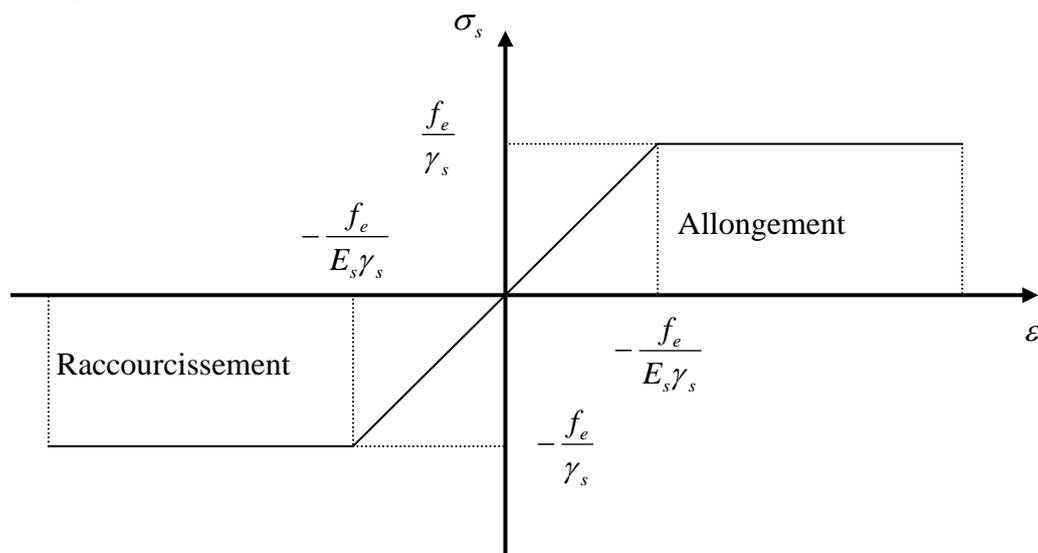


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

- $\gamma_s = 1.15$ situation durable ;
- $\gamma_s = 1.00$ situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité longitudinale de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

C-2) Etat limite de service :

- fissuration peu nuisible : pas de vérification ;
- fissuration préjudiciable : $\sigma_c = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right\}$;
- fissuration très préjudiciable : $\sigma_c = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right\}$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration ; il a pour valeur :

- $\eta=1$ pour les aciers ronds lisses
- $\eta=1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

1.4 HYPOTHESES DE CALCUL :

H-1) (hypothèse de Navier) les sections droites restent planes après déformations ;

H-2) il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'aciers et le béton ;

H-3) la résistance à la traction du béton est négligée a cause de la fissuration ;

H-4) le diagramme (contrainte, déformation) du béton est celui défini à la figure (I-1) ;

H-5) le diagramme (contrainte, déformation) de l'acier est celui défini à la figure (I-2) ;

H-6) les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots définis si dessous :

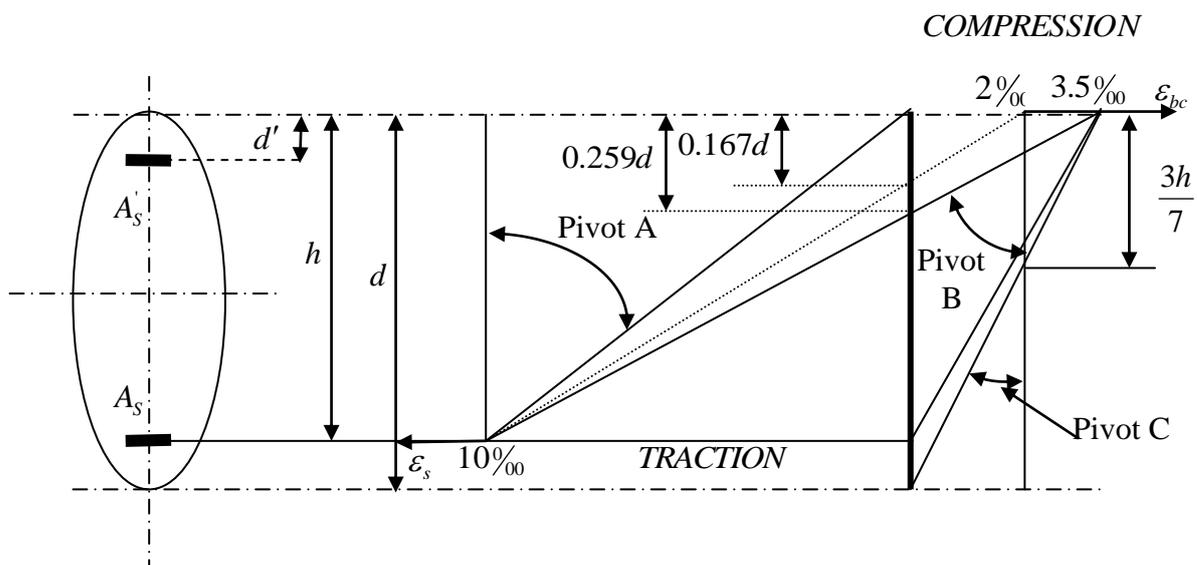


Figure I-3 : Diagramme des déformations limite de la section

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II-1- GÉNÉRALITÉ:

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

II-2- EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II-2-1- Charges permanentes:

II-2-1-1- Plancher terrasse :

	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfaccique (KN/m²)
1-Protection gravillon	4	20	0.80
2-Etanchéité multicouches	2	6	0.12
3-Forme de pente (1.5%)	10	22	2.20
4-Liège et isolation thermique	4	4	0.16
5-Corps creux et table de compression	(16+5)		2.80
6-Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
		total	6.23

II-2-1-2- Plancher d'étage courant :

	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfaccique (KN/m²)
1-Cloisons légères	10	9	0.90
2-Carrelage	2	22	0.44
3-Mortier de pose	2	20	0.40
4-Lit de sable	3	18	0.54
5-Corps creux et table de compression	(16+5)		2.80
6-Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
		total	5.23

II-2-1-2- Plancher RDC:

	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfaccique (KN/m²)
1-cloisons légères	10	9	0.90
2-carrelage	2	22	0.44
3-mortier de pose	2	20	0.40
4-lit de sable	3	18	0.54
5-Dalle Pleine (Ep=15 cm)	15	25	3.75
6-enduit en plâtre	1.5	10	0.15
		total	6.18

II-2-1-3- Maçonnerie :

d) Murs extérieurs :

	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfaccique (KN/m²)
1-enduit en plâtre	1.5	10	0.15
2-briques creuses	10	9	0.90
3-l'ame d'air	5	0	0.00
4-briques creuses	15	9	1.30
5-enduit extérieur en ciment	2	20	0.35
		total	2.70

e) Murs intérieurs :

	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfaccique (KN/m²)
1-Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
2-Briques creuses	10	9	0.90
3-Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
		total	1.45

II-2-1-4- Balcons :

	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfaccique (KN/m²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Lit de sable	3	18	0.54
4-Dalle pleine	16	25	4.00
5-Enduit en ciment	2	20	0.40
		total	5.78

II-2-2- Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse (inaccessible) Q=1.00 KN/m²
- Plancher d'étage courant à usage d'habitation Q=1.50 KN/m²
- Plancher d'étage R.D.C à usage commercial Q=3.50 KN/m²
- Balcons Q=3.50 KN/m²
- Escalier à usage d'habitation Q=2.50 KN/m²

II-3- PRE DIMENSIONNEMENT :

II-3-1- Pré dimensionnement des poutres :

Pour le pré dimensionnement des poutres on utilise des formules données par le règlement (BAEL91) qui seront ensuite vérifiées selon les règles (RPA99) et les conditions de rigidité.

- **Règles du BAEL91 :**

- Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- Largeur : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

- **Condition de l'RPA99 :**

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 25 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4.00$

• **Condition de rigidité :**

$$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{50}{575} = 0,087 \succ 0,063 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\circ \quad f^{\max} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} \quad \text{si } L > 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} \quad \text{si } L \leq 5 \text{ m}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b} \quad \text{avec } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$I_b = \frac{bh^3}{12}$$

$$q = G + Q$$

A- Poutres porteuses :

$$L = 5,75 \text{ m} \quad \frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10} \quad \text{on prend } h = 50 \text{ cm}$$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10 \leq b \leq 35 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$L = 4,75 \text{ m} \quad \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 8 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

B- Poutres non porteuses :

$$L = 4,05 \text{ m} \quad \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 7 \leq b \leq 24,5 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification des conditions de l’RPA99 :**

❖ poutres porteuses :

$$L = 5.75 \text{ m} \quad h = 50 > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 > 25 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.66 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$L = 4.75 \text{ m} \quad h = 40 \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 > 25 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ poutres non porteuses :

$$L = 4.05 \text{ m} \quad h = 35 > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 > 25 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.17 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait comme suite :

- Si la condition de flèche n’est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche d’une poutre continue sur plusieurs appuis par la méthode des moments et des déformations.
- Si la 2^{ème} vérification n’est pas satisfaite, on passe au calcul forfaitaire

• **Evaluation des charges et surcharges :**

❖ poutres porteuses :

- **Charges permanentes :**

- plancher terrasse : $6.23 \times 4.05 = 25.23 \text{ KN/ml}$
- plancher courant : $5.33 \times 4.05 = 21.59 \text{ KN/ml}$
- plancher RDC : $6.18 \times 4.05 = 25.03 \text{ KN/ml}$
- poutres porteuses : $25 \times 0.30 \times 0.60 = 4.50 \text{ KN/ml}$

- **Surcharges d’exploitation :**

- plancher terrasse : $1.0 \times 4.05 = 4.05 \text{ KN/ml}$
- plancher courant : $1.5 \times 4.05 = 6.08 \text{ KN/ml}$
- plancher RDC : $3.5 \times 4.05 = 14.18 \text{ KN/ml}$

❖ poutres non porteuses :

- **Charges permanentes** :

-plancher terrasse : $6.23 \times (0.65+0.30) = 5.92 \text{ KN/ml}$

-plancher courant : $5.33 \times (0.65+0.30) = 5.06 \text{ KN/ml}$

-plancher RDC : $6.18 \times (0.65+0.30) = 5.87 \text{ KN/ml}$

-poutres porteuses : $25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/ml}$

- **Surcharges d'exploitation** :

-plancher terrasse : $1.0 \times (0.65+0.30) = 0.95 \text{ KN/ml}$

-plancher courant : $1.5 \times (0.65+0.30) = 1.43 \text{ KN/ml}$

-plancher RDC : $3.5 \times (0.65+0.30) = 3.33 \text{ KN/ml}$

Les résultats de calcul de la flèche sont regroupés dans le tableau (II-6) :

Poutres non porteuses			Poutres porteuses			section (a*b) (cm)	Charges et surcharges ELS (KN/ml)			Vérification de la flèche (poutre isostatique)							Théorie de la poutre continue		
RDC	Etage courant	terrasse	RDC	Etage courant	terrasse		G	Q	G+Q	q ^q (KN/m)	E _v (Mpa)	I _b (cm ⁴)	f ^{max} (cm)	f ^{adm} (cm)	OBS	f ^{max} (cm)	f ^{adm} (cm)	OBS	
						30x50	29.73	4.05	33.78	10 818,87	312 500,00	1,20	1.07	NON	0.58	1.07	OK		
						30x50	26.09	6.08	32,17	10 818,87	312 500,00	1,21	1.07	NON	0.58	1.07	OK		
						30x50	29.53	14.18	43,71	10 818,87	312 500,00	1,83	1.07	NON	0.74	1.07	OK		
						30x35	8.55	0.95	9,50	107 187,50	107 187,50	0.20	0.81	OK	-	-	-		
						30x35	7.69	1.43	9,12	107 187,50	107 187,50	0.19	0.81	OK	-	-	-		
						30x35	8.50	3.33	11,83	107 187,50	107 187,50	0.23	0.81	OK	-	-	-		

Tableau II.1 : Résultats de calcul de la flèche

II-3-2-Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35N_G + 1,5N_Q$.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\alpha = f(\lambda)$.

λ : Elancement $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : Longueur de flambement.

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

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

B : Surface de la section de béton ($B = axb$).

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$)
 γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) } situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400MPa$).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25MPa$).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur.

sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$) [m^2].

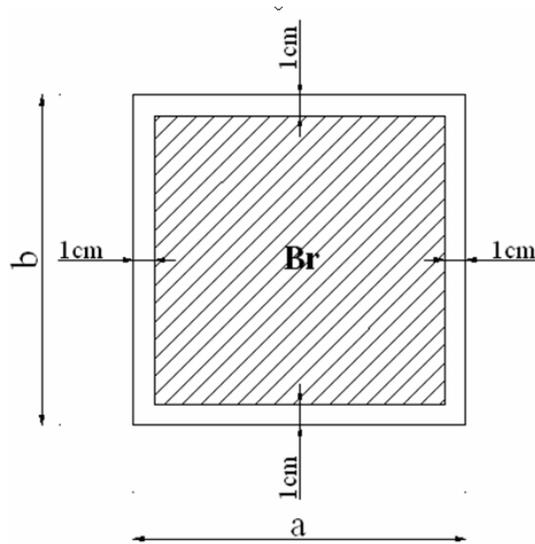


Figure II.1: Section réduite du poteau rectangulaire

* Selon le **BAEL91 [1]** :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{Br} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{Br} = 1\%$$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda=35 \Rightarrow \alpha=0,708$

On tire de l'équation (2) la valeur de Br

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{Br} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

$$Br \geq 0,066N_u$$

- **Vérification de la section à l'E.L.S :**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Les poteaux les plus sollicités sont :

* les poteaux centraux : $S=21,73m^2$ (B-3).

* les poteaux de rives : $S=10,35m^2$ (B-1).

* les poteaux d'angles : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Carrés : } S=4,94m^2 \text{ (A-5).} \\ \text{circulaire : } S=5,86m^2 \text{ (E-1).} \end{array} \right.$

- **Le choix du type de poteau :**

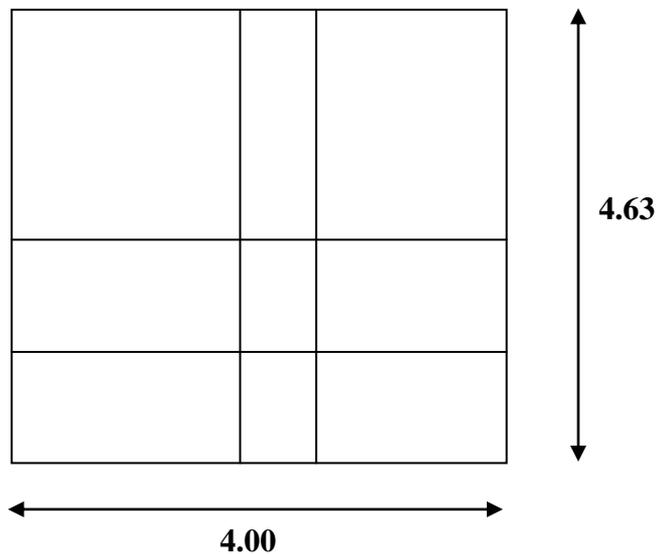
Le choix des poteaux à dimensionner se fait à partir de la surface qui leur revient ; on distingue trois types de poteaux :

- poteau central ;
- poteau de rive ;
- poteau d'angle.

I-4-2-1-Poteau central :

$$S = 4.63 * 4.00$$

$$S = 18.52 \text{ m}^2$$



- **Evaluation des charges :**

A- Charges permanentes :

10^{ème} étage :

- Poids du plancher terrasse : $6.23 \times 18.52 = 115.80 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses : $4.63 \times 0.30 \times 0.50 \times 25 = 17.36 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $4.00 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 10.50 \text{ KN}$

$$G=143.66 \text{ KN}$$

Etage courant:

- Poids du plancher courant : $5.33 \times 18.52 = 98.71 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses : $4.63 \times 0.30 \times 0.50 \times 25 = 17.36 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $4.00 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 10.50 \text{ KN}$

$$G=126.57 \text{ KN}$$

Etage RDC :

- Poids du plancher courant : $6.18 \times 18.52 = 114.45 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses : $4.63 \times 0.30 \times 0.50 \times 25 = 17.36 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $4.00 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 10.50 \text{ KN}$

$$G=142.31 \text{ KN}$$

B- Surcharges d'exploitations :

En appliquant la loi de dégression des charges :

Sous terrasse Q_0

Sous dernier étage Q_0+Q_1

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

(étage3) $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

(étage4) $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

.....

(étage.n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+Q_3+\dots +Q_n)$

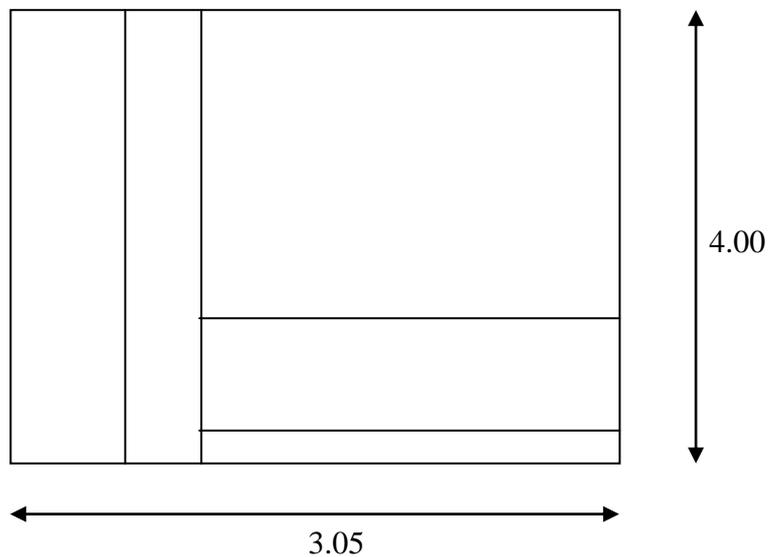
Les résultats de pré-dimensionnement du poteau central sont regroupés dans le tableau (II-2).

Etage	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (MPa)	Verif.	axb (cm ²)
10 ^{ème}	143,66	18,52	221,72	146,34	14,10	240,24	10,51	OK	40x40
9 ^{ème}	270,72	46,30	434,92	287,05	18,94	481,22	11,66	OK	40x40
8 ^{ème}	397,29	71,30	643,29	424,57	22,61	714,60	12,16	OK	40x40
7 ^{ème}	524,35	93,53	848,16	559,79	25,66	941,69	12,44	OK	40x40
6 ^{ème}	651,41	112,97	1048,86	692,25	28,31	1161,83	12,61	OK	45x45
5 ^{ème}	778,60	129,64	1245,57	822,07	30,67	1375,21	12,71	OK	45x45
4 ^{ème}	905,79	143,53	1438,11	949,15	32,81	1581,64	12,78	OK	45x45
3 ^{ème}	1032,98	154,64	1626,48	1073,48	34,76	1781,12	12,82	OK	45x45
2 ^{ème}	1160,17	162,98	1810,69	1195,06	36,57	1973,67	12,83	OK	50x50
1 ^{er}	1287,50	168,53	1990,93	1314,01	38,25	2159,46	12,84	OK	50x50
RDC	1414,69	171,31	2166,80	1430,09	39,82	2338,11	12,82	OK	50x50
S/SOL	1557,85	189,83	2387,85	1575,98	41,70	2577,68	12,89	OK	50x50

Tableau II.2 : Caractéristiques des Aciers

II-3-2-2-Poteau de rive :

$S=4.00 \times 3.05 = 12.20 \text{ m}^2$



• **Evaluation des charges :**

A- Charges permanentes :

10^{ème} étage :

- Poids du plancher terrasse : $6.23 \times 12.20 = 76.01 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses : $4.00 \times 0.30 \times 0.50 \times 25 = 15.00 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $3.05 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 8.01 \text{ KN}$

G= 99.02 KN

Etage courant:

- Poids du plancher courant : $5.33 \times 12.20 = 65.03 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses : $4.00 \times 0.30 \times 0.50 \times 25 = 15.00 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $3.05 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 8.01 \text{ KN}$

G= 88.04 KN

Etage RDC :

- Poids du plancher courant : $6.18 \times 12.20 = 75.40 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses : $4.00 \times 0.30 \times 0.50 \times 25 = 15.00 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $3.05 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 8.01 \text{ KN}$

G= 98.41 KN

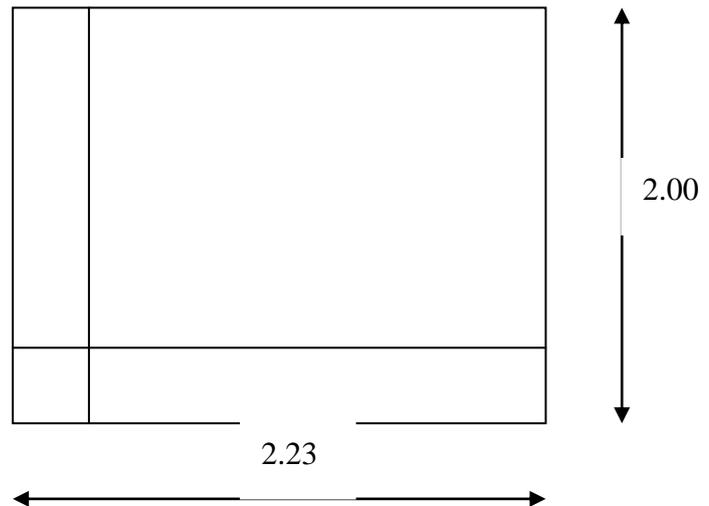
Les résultats de pré-dimensionnement du poteau de rive sont regroupés dans le tableau (II-3).

Etage	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (MPa)	Verif.	axb (cm ²)
10 ^{ème}	99,02	12,20	151,98	100,30	12,02	164,18	9,89	OK	40x40
9 ^{ème}	187,55	36,82	308,42	203,56	16,27	345,24	11,34	OK	40x40
8 ^{ème}	275,59	46,97	442,50	292,05	19,09	489,47	11,68	OK	40x40
7 ^{ème}	364,12	67,93	593,46	391,68	21,79	661,39	12,11	OK	40x40
6 ^{ème}	452,65	80,74	732,19	483,24	23,98	812,93	12,29	OK	45x45
5 ^{ème}	541,31	91,72	868,35	573,11	25,94	960,07	12,41	OK	45x45
4 ^{ème}	629,97	100,87	1001,76	661,16	27,71	1102,63	12,48	OK	45x45
3 ^{ème}	718,63	108,19	1132,43	747,41	29,34	1240,62	12,53	OK	45x45
2 ^{ème}	807,29	113,68	1260,36	831,84	30,84	1374,04	12,56	OK	50x50
1 ^{er}	896,09	117,34	1385,73	914,58	32,24	1503,07	12,57	OK	50x50
RDC	984,75	119,17	1508,17	995,39	33,55	1627,34	12,57	OK	50x50
S/SOL	1084,01	131,37	1660,47	1095,91	35,10	1791,84	12,64	OK	50x50

Tableau II. 3: Pré-dimensionnement du poteau de rive

II-3-2-3- Poteau d'angle :

$$S=2.23 \times 2.00 = 4.46 \text{ m}^2$$



• **Evaluation des charges :**

A- Charges permanentes :

10^{eme} étage :

- Poids du plancher terrasse : $6.23 \times 4.46 = 27.79 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses : $2.00 \times 0.30 \times 0.50 \times 25 = 7.50 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $\underline{2.23 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 5.85 \text{ KN}}$

$$\mathbf{G = 41.14 \text{ KN}}$$

Etage courant:

- Poids du plancher courant : $5.33 \times 4.46 = 23.77 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses : $2.00 \times 0.30 \times 0.50 \times 25 = 7.50 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $\underline{2.23 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 5.85 \text{ KN}}$

$$\mathbf{G = 37.12 \text{ KN}}$$

Etage RDC :

- Poids du plancher courant : $6.18 \times 4.46 = 27.56 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses : $2.00 \times 0.30 \times 0.50 \times 25 = 7.50 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $\underline{2.23 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 5.85 \text{ KN}}$

$$\mathbf{G = 40.91 \text{ KN}}$$

Les résultats de pré-dimensionnement du poteau d'angle sont regroupés dans le tableau (II-4).

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	N_{ser} (KN)	σ_{ser} (MPa)	Verif.	$a \times b$ (cm ²)
10 ^{ème}	41,14	4,46	62,23	41,07	8,41	66,69	8,20	OK	40x40
9 ^{ème}	78,75	11,15	123,04	81,20	11,01	134,19	9,62	OK	40x40
8 ^{ème}	115,87	17,17	182,18	120,24	12,97	199,35	10,31	OK	40x40
7 ^{ème}	153,48	22,52	240,98	159,05	14,61	263,50	10,73	OK	40x40
6 ^{ème}	191,09	27,21	298,78	197,19	16,04	325,98	11,01	OK	45x45
5 ^{ème}	228,83	31,22	355,75	234,79	17,32	386,97	11,21	OK	45x45
4 ^{ème}	266,57	34,57	411,71	271,73	18,48	446,28	11,36	OK	45x45
3 ^{ème}	304,31	37,24	466,68	308,01	19,55	503,92	11,46	OK	45x45
2 ^{ème}	342,05	39,25	520,64	343,62	20,54	559,88	11,54	OK	50x50
1 ^{er}	379,93	40,59	573,79	378,70	21,46	614,37	11,60	OK	50x50
RDC	417,67	41,26	625,74	412,99	22,32	666,99	11,64	OK	50x50
S/SOL	560,83	45,72	825,70	544,96	25,34	871,41	11,80	OK	50x50

Tableau II.4: Pré-dimensionnement du poteau d'angle

• **Remarque :**

Les sections choisies sont obtenue après l'étude dynamique.

II.3.3 LES VOILES : [2]

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$

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

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Épaisseur du voile.

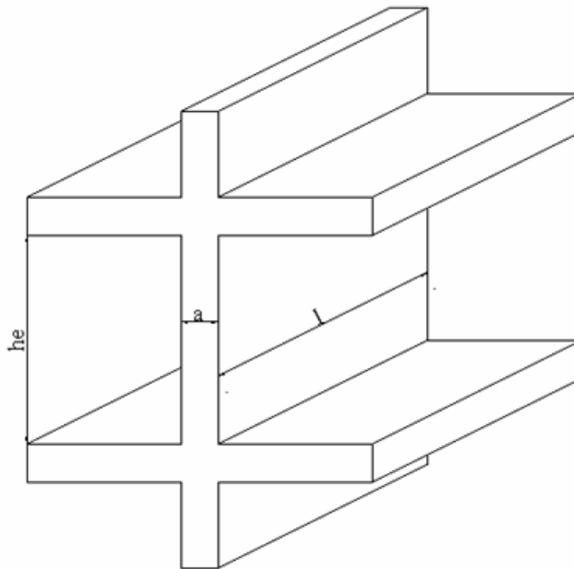


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation

On détermine l'épaisseur des voiles à partir des conditions minimales exigées par le **RPA 99 version 2003**.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq \max [15 \text{ cm} ; h_e / 20]$$

$$a \geq \max [15 \text{ cm} ; 354 / 20]$$

On prend: $a = 20 \text{ cm}$.

CHAPITRE III

ETUDE DYNAMIQUE

III-1 INTRODUCTION :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers une convergence d'un certain nombre d'observation plus au moins empirique. 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 tremblement de terre, Plus nous sommes proche du suivant [5].

L'une des questions qui se pose est : comment préserver les vies humaine est comment limiter les endommagements causés aux constructions par les séismes ?

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir la seule prévention valable est la construction parasismique.

III-2 OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ces caractéristiques dynamiques propres pour une vibration, libre non amortie.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe ; c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettant de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III.3 MODELISATION MATHEMATIQUE :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) qui tend vers l'infinie par modèle ayant un nombre de D.D.L fini ; et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir la rigidité, la masse et l'amortissement.

En d'autre termes : la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure ; en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

III.4 DETERMINATION DES FREQUENCES ET MODE PROPRES :

Une structure libre non amortie est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle vibre indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement ; l'équation du mouvement d'un système libre non amortie s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = 0$$

Avec:

..... $\{\ddot{x}\}$ et $\{x\}$: Représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : Représente les matrice masse de la structure.

[K] : Représente les matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté V.L.N.A ; nous fournies les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système ; qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration ; chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique, ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

{A} : Vecteur des amplitudes.

W : Fréquence de vibration.

Φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en V.L.N.A sont alors données par

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots\dots\dots(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t) donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ; ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = 0 \dots\dots\dots(5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues $\{A\}$ i. C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule ; c'est à dire :

$$\text{Det} [[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

Cette équation est appelée : (équation caractéristique).

En développant l'équation caractéristique ; on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les n solution (ω_{21} , ω_{22} , ω_{23} , ω_{2n}) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

Le premier mode vibratoire correspondant à ω_{21} est appelé mode fondamental ($\omega_{21} < \omega_{22} < \dots \omega_{2n}$).

A chaque pulsation propre correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}$ i.

III.5 ANALYSE DE LA STRUCTURE :

Les calculs sur ordinateur apportent une aide considérable sur le plan matériel ; mais ne dispensent en aucun cas d'une analyse de la structure étudiée. Il convient en effet de définir à priori quels sont les résultats recherchés et de quelle façon ils sont exploités, On pourra alors seulement définir un modèle adéquat. Dans ce cadre nous avons opté pour l'utilisation du logiciel de calcul (SAP 2000).

III-5-1- Description des étapes de la Modélisation :

A) les éléments poteaux, poutres sont représentés par des éléments frame.

B) les voiles sont représentés par des éléments Shell sous forme rectangulaire définie par quatre nœuds.

Pour avoir plus de précision on a divisé les voiles comme suite :

Maillage horizontal détermine à partir de la position des files principales du bâtiment ainsi que la position des ouvertures.

Maillage vertical donné à partir des hauteurs de différents niveaux du bâtiment ainsi que les hauteurs des linteaux.

C) pour la modélisation des planchers on a 2 méthodes :

C-1) 1^{er} Méthode :

Elle consiste à modéliser les plancher à dalle pleine par des éléments Shell est les plancher à corps creux par des éléments Shell avec une épaisseur obtenu à partir de l'équivalence des inerties (béton- corps creux)

C-2) 2^{ème} Méthode :

Elle consiste à modéliser les planchers par des diaphragmes infiniment rigides ; donc indéformable dans leur plan.

- on calcule manuellement la masse de chaque panneau de dalle et en l'affecte aux nœuds qui l'entour en tenant compte de $\beta.Q$ ici ($\beta = 0.2$).

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}.$$

Dans notre modélisation on a choisie la deuxième méthode pour la facilite de l'extension de l'analyse. Ce qui nous permettons de faire plusieurs propositions de disposition des voiles.

D) les éléments non structuraux : tel que les éléments de remplissage et l'acrotère sont ceux qui ne contribuent pas à la résistance de l'ouvrage. Pour l'analyse dynamique, il y 'a lieu d'apprécier leur influence sur l'augmentation de la raideur due aux panneaux de remplissage, et ces derniers ne peuvent être représentée que par leur masse lesquelles dans notre cas seront concentrées.

E) les éléments structuraux considérés comme secondaires sont ceux qui n'apportent pas une contribution significative à la résistance à l'action sismique d'ensemble (tel que les escaliers), ils seront représentés par des masses concentrées.

III-5-2- Analyse de la structure sans voiles :

Dans cette première phase on va analyser la structure sans voile et cela pour définir les différentes propositions de disposition des voiles.

Les résultats de cette analyse sont donnés au tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	UZ	Facteur de participation massique		
					SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,500	70,9933	0,0902	0,0000	70,9933	0,0902	0,0000
2	1,320	0,2508	63,4068	0,0000	71,2441	63,4970	0,0000
3	1,178	0,2430	9,0677	0,0000	71,4871	72,5647	0,0000
4	0,553	1,8723	0,2020	0,0000	73,3594	72,7667	0,0000
5	0,518	9,6453	0,0167	0,0000	83,0047	72,7834	0,0000
6	0,465	0,0126	10,7487	0,0000	83,0174	83,5321	0,0000
7	0,430	0,1172	0,6330	0,0000	83,1345	84,1651	0,0000
8	0,313	6,1962	0,0004	0,0000	89,3307	84,1655	0,0000
9	0,283	0,0000	5,8420	0,0000	89,3308	90,0075	0,0000
10	0,279	0,1059	0,3222	0,0000	89,4366	90,3298	0,0000
11	0,213	4,1779	0,0007	0,0000	93,6145	90,3304	0,0000

Tableau III.1 : caractéristique dynamique propre de la structure sans voiles

❖ **Constatations :**

- 1/ le modèle présente une période fondamentale $T_{\text{modele}} = 1,500$ s.
- 2/ le premier et le deuxième mode sont des modes de translation selon x et selon y.
- 3/ le troisième mode est un mode de translation couplée suivant x et y.
- 4/ les 90% de la masse modale sont atteints au 9^{ème} mode

❖ **Interprétation :**

- 1/ la période $T_{\text{RPA}} = C_T h_N^{3/4}$ $T_{\text{RPA}} = 0.70$ s, $T_{\text{modele}} > T_{\text{RPA}}$ ce qui signifie que notre structure est très souple ; donc la disposition des voiles est indispensable.

III.5-3 Analyse de la structure contreventée :

Dans cette conception on a ajouté pour la structure sans voiles, les 2 voiles qui sont indispensables pour le portée des escaliers ainsi que les voiles de l'assesseures, est on ajoute des voiles de telle sorte à avoir une symétrie et une période au l'entoures de la période fondamentale du règlement parasismique algérien RPA99 V2003.

Après l'analyse on a aboutie aux résultats regroupés dans le tableau III.2.

Mode	Period	UX	UY	UZ	Facteur de participation massique			Description
					SumUX	SumUY	SumUZ	
1	0,691998	0,0736	57,8499	0.0000	0,0736	57,8499	0.0000	Trans Y-Y
2	0,634025	64,9644	0,0018	0.0000	65,038	57,8517	0.0000	Trans X-X
3	0,541264	0,3342	7,8271	0.0000	65,3721	65,6787	0.0000	Torsion
4	0,191050	0,2133	14,0514	0.0000	65,5854	79,7301	0.0000	Trans Y-Y
5	0,165874	19,402	0,0303	0.0000	84,9874	79,7604	0.0000	Trans X-X
6	0,152676	0,3536	4,6877	0.0000	85,341	84,448	0.0000	Torsion
7	0,094044	0,2382	5,2345	0.0000	85,5792	89,6825	0.0000	-
8	0,080901	7,0601	0,4479	0.0000	92,6392	90,1304	0.0000	-

Tableau III.2 : Caractéristique dynamique propre de la structure sans voiles

❖ **Interprétations :**

1. La présence des voiles influe directement sur la rigidité de la structure donc plus la rigidité augmente, plus la période diminue.

2. La translation dans les deux premiers modes ainsi que rotation qui apparaît dans le 3^{ème} mode exprime la bonne disposition des voiles dans la structure.

3. La dissipation de l'énergie se fait dans une seule direction de translation suivant (x-x) ou (y-y).

4. La dissipation de l'énergie est nulle selon la direction de translation suivant (z-z) et selon la rotation autour des (x-x) et (y-y).

5. $T_1 = 0,692s \approx T_{reg} = 0,70s$c'est vérifiée.

III-6- ETUDE SISMIQUE :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie ; une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors de séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ETABS 9.7.1.

III-6-1- Spectre de calcul :

Selon l'RPA 99 le spectre de réponse de calcul est donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de la zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de (5 %)).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\xi = 7 \% \text{ ce qui donne } \eta = 0.8819.$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

$$R = 5 \text{ (Mixte portique / voiles avec interaction).}$$

$(T_1, T_2) = (0.15 ; 0.50)$ = période caractéristique associées à la catégorie du site S_3 .

Q : Facteur de qualité (Q= 1.2).

La longueur de l'intervalle temporel définissant les périodes du spectre de réponse doit comprendre les périodes des huit (08) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de donnée, la réponse sismique est obtenue sous combinaison des charges (G, Q et E)

III-6-2- Vérification des déplacements latéraux inter- étages :

L'une des vérifications préconisées par l'RPA 99 ; concerne les déplacements latéraux inter étage.

$$\Delta_{K \max} \leq \Delta_{adm}$$

Avec :

$$\Delta_{adm} = 0.01h_e \text{ Ou } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

$$\Delta_{K \max} = \sqrt{(\Delta_{kx})^2 + (\Delta_{ky})^2}$$

$$\text{ou : } \Delta_{kx} = (\delta_k)_x - (\delta_{k-1})_x$$

Δ_{kx} : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens X (idem dans le sens y : Δ_{ky})

Avec :

$(\delta_k)_x = R(\delta_{ek})_x$: Déplacement horizontal au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y : $(\delta_k)_y = R(\delta_{ek})_y$).

$(\delta_{ek})_x$: est le déplacement dû au force sismique (y compris l'effet de torsion) dans le sens x (idem dans le sens y : $(\delta_{ek})_y$).

R : coefficient de comportement (R=5) [RPA99- tableau4-3].

Les résultats de tous les calculs donnés précédemment sont regroupés dans le tableau ci dessous.

❖ Remarque :

1/ le calcul des déplacements utilisée dans cette étape correspond à la combinaison de charge qui nous donne le Max des déplacements (E_x & E_y).

2/ les combinaisons utilisées pour le calcul des efforts sont les suivants :

$$\text{E.L.S} : G + Q.$$

$$\text{E.L.U} : 1.35 G + 1.5 Q.$$

$$\text{Comb3} : G + Q + E .$$

$$\text{Comb4} : 0.8 G + E.$$

$$\text{Comb5} : 0.8G - E.$$

Niveau	Load	UX (cm)	UY (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
TERRASSE	EX	1,9318	0,0917	1,934	9,670	0,987
10ETAGE	EX	1,7344	0,0856	1,737	8,683	1,010
9ETAGE	EX	1,5322	0,0858	1,535	7,673	1,038
8ETAGE	EX	1,3246	0,0797	1,327	6,635	1,064
7ETAGE	EX	1,1122	0,0683	1,114	5,571	1,057
6ETAGE	EX	0,901	0,0573	0,903	4,514	1,034
5ETAGE	EX	0,6945	0,0454	0,696	3,480	0,976
4ETAGE	EX	0,4996	0,0337	0,501	2,504	0,880
3ETAGE	EX	0,3239	0,0224	0,325	1,623	0,741
2ETAGE	EX	0,176	0,0119	0,176	0,882	0,558
1ETAGE	EX	0,0647	0,0044	0,065	0,324	0,324

Tableau III.3 : Valeurs des déplacements sous E_x

Niveau	Load	UX (cm)	UY (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
TERRASSE	EY	0,055	1,9648	1,966	9,828	0,911
10ETAGE	EY	0,0538	1,7825	1,783	8,917	0,829
9ETAGE	EY	0,0459	1,6169	1,618	8,088	0,975
8ETAGE	EY	0,0405	1,4219	1,422	7,112	1,109
7ETAGE	EY	0,0348	1,2001	1,201	6,003	1,104
6ETAGE	EY	0,0289	0,9794	0,980	4,899	1,105
5ETAGE	EY	0,0229	0,7585	0,759	3,794	1,055
4ETAGE	EY	0,0171	0,5475	0,548	2,739	0,965
3ETAGE	EY	0,0115	0,3546	0,355	1,774	0,822
2ETAGE	EY	0,0095	0,1902	0,190	0,952	0,612
1ETAGE	EY	0,006	0,0677	0,068	0,340	0,340

Tableau III.4 : Valeurs des déplacements sous E_y

On remarque que : $\Delta_k^{\max} = 1.109\text{cm} < 0,01 \times 3,06 \cdot 10^2 = 3,06\text{cm}$

Donc la condition est satisfaite.

III-6-3- Vérification de la résultante des forces sismique de calcul :

D'après l'RPA99, il faut vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_T obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique V_{ST} , pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_T > 80\% V_{ST}.$$

V_t : résultante des forces sismique à la base (obtenue par l'ETABS 9.7.1)

$$\begin{aligned} \text{Sous } E_x \quad V_t &= \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{(7\,034.08)^2 + (393.45)^2} & \mathbf{V_t = 7\,045.06\,KN} \\ \text{Sous } E_y \quad V_t &= \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{(393.20)^2 + (6\,246.46)^2} & \mathbf{V_t = 6\,258.82\,KN} \end{aligned}$$

V_{ST} : résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente.

$$V_{ST} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

Coefficient d'accélération de la zone (Tableau 4.2.3.RPA99v2003)	(A)	=	0,25
Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3.RPA)	(R)	=	5,00
Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (P_q Tableau 4.4.RPA)	(Q)	=	1,25
Poids de la structure	(W)	=	78 739.48

$$S_3 \rightarrow T_1 = 0.15 \quad , \quad T_2 = 0.50 \dots\dots\dots (\text{Tab4-7})$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,764 \quad (\xi = 10\%) \quad (\text{Tableau 4.2.RPA99V2003})$$

$$T = 0,70 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50s \quad (\text{site Meuble})$$

$$T_2 < T < 3,0s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,526$$

$$V_{st} = \frac{0.25 \times 1.526 \times 1.25}{5} \times 78\,739.48$$

$$V_{st} = 7\,509.78 \text{ KN}$$

$$80 \% V_{st} = 6\,007.82 \text{ KN.}$$

- **Résultante de la force sismique totale :**

l'effort tranchant total à la base de la structure est calculé successivement dans deux directions orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad \text{RPA 99 Ver 2003, Art. 4.2.3}$$

Sens principale X

Données de calcul

Coefficient d'accélération de la zone	A =	0,25	g
Coefficient de comportement de la structure	R =	5,00	
	Q =	1,25	
Période caractéristique associé au site	T2 =	0,40	s
Période du bâtiment dans le sens principale 1	T =	0,560	s
Pourcentage d'amortissement critique	ξ =	10,00	%
Facteur de correction d'amortissement	η =	0,764	
Facteur d'amplification dynamique moyen	D =	1.526	
Poids de la structure	W =	78 739.48	KN
Effort tranchant à la base	V =	7 509.78	KN
	0.8V =	6 007.82	KN
Effort tranchant du calcul numérique	V _t ≥ 0,8V	Vt =	7 045,06 KN

Vérification de la condition : ***Condition satisfaite***

Sens principale Y

Données de calcul

Coefficient d'accélération de la zone	A =	0,25	g
Coefficient de comportement de la structure	R =	5,00	
Facteur de qualité	Q =	1,25	
Période caractéristique associé au site	T2 =	0,40	s
Période de la structure dans le sens principale 2	T =	0,526	s
Pourcentage d'amortissement critique	ξ =	10,00	%
Facteur de correction d'amortissement	η =	0,764	
Facteur d'amplification dynamique moyen	D =	1.591	
Poids de la structure	W =	78 739.48	KN
Effort tranchant à la base	V =	7 509.78	KN
	0.8V =	6 007.82	KN
Effort tranchant du calcul numérique	V _t ≥ 0,8V	Vt =	6 258,82 KN

Vérification de la condition : ***Condition satisfaite***

Tableau III.5 : Résultats de la force sismique totale

- **Conclusion :**

D'après les résultats du tableau III.17, on constate que la disposition des voiles du modèle 2 qui sera utilisée dans la suite de l'étude.

CHAPITRE IV

ETUDE AU VENT

IV.1. INTRODUCTION :

Le vent est un phénomène météorologique résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère, ce phénomène se déroule dans les couches supérieures de ce dernier. Le mouvement de l'air est parfois régulier (laminaire), et à proximité du sol il devient turbulent à cause des irrégularités des surfaces.

L'objet de cette étude, est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

Le calcul sera réalisé conformément au règlement neige et vent "**RNV99**".

IV.2. PRINCIPE DE CALCUL : [6]

a) Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires

aux différentes parois de la structure.

D'après le règlement neige et vent "**RNV99**", dans le cas d'une construction rectangulaire, il faut considérer les deux directions du vent.

b) Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître couple.

c) Pour la détermination de l'action du vent, il y a deux catégories de construction : catégorie I et catégorie II.

d) Pour une direction du vent donnée, le concepteur doit effectuer les opérations suivantes :

- Vérification à la stabilité d'ensemble d'une construction.
- Dimensionnement des éléments de structure d'une construction.
- Vérification vis à vie du détachement tourbillonnaire.
- Dans notre étude, nous ne concernons que de la vérification à la stabilité de la structure.

IV.3. APPLICATION DU REGLEMENT NEIGE ET VENT :

- La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction catégorie I (bâtiment à usage de bureau) doit passer par les étapes suivantes :
- Détermination du coefficient dynamique C_d .
- Détermination de la pression dynamique q_{dyn} .
- Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieur C_{pi} .
- Calcul des forces de frottements.
- Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

IV.3.1. PRESENTATION GENERALE :

Pour l'application du règlement "**RNV99**", on a besoin de quelques données sur notre ouvrage, qu'on peut les citer :

- Le site étant supposé comme plat, le coefficient de topographie ($C_t(Z)$) est tiré à partir du tableau 2.5 du "**RNV99**" : $C_t(Z)=1$
- Le terrain est de catégorie III (zone urbaine). D'après le règlement "**RNV99**", on distingue les coefficients suivants :
- ✓ Facteur de terrain: $K_T=0,22$
- ✓ Paramètre de rugosité: $Z_0=0,3m$
- ✓ Hauteur minimale: $Z_{min}=8m$
- ✓ ξ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d : $\xi=0,37$

IV.3.2. Détermination du coefficient dynamique C_d : [6]

Le type de construction sera considéré comme:

- Peu sensible aux excitations dynamiques si le coefficient " C_d " est inférieur à 1,2
- Sensible aux excitations dynamiques si le coefficient " C_d " est supérieur à 1,2.

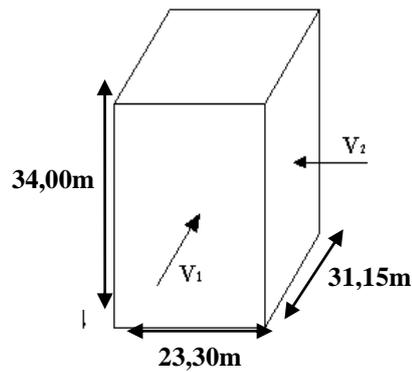


Figure IV.1 : Action du vent

La structure étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du **RNV99** ;

- ✓ Sens V_1 du vent: $h=34,00m$; $b=23,30m$. $\Rightarrow C_d=0,94$ (après interpolation).
- ✓ Sens V_2 du vent: $h=34,00m$; $b=31,15m$ $\Rightarrow C_d=0,93$.

$$\left\{ \begin{array}{l} C_d = 0,94 < 1,2 \\ C_d = 0,93 < 1,2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La construction sera donc considérée comme peu sensible}$$

aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

IV.3.3. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} : [6]

La structure est de hauteur totale $>10m$. Il y a lieu de subdiviser le maître couple.

On calcule donc la pression dynamique à mi hauteur de chaque étage pour ce qui concerne les parois verticales.

La structure étant permanente, la pression dynamique $q_{dyn}(Z)$ sur un élément de surface " j " est

donnée par:

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \cdot C_e(Z_j) \quad [N/m^2]$$

Avec:

- $q_{réf}$ (en N/m^2) est la pression dynamique de référence, donnée par le tableau 2.3 du **RNV99** en fonction de la zone du vent :

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya d'Alger (zone I): $q_{réf}=375N/m$

- C_e : Est le coefficient d'exposition au vent, tien compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie de site, et de la hauteur au dessus de sol. En outre il tien compte de la nature turbulente de vent.

La structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient d'exposition au vent est donné par:

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \left[1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(Z) \cdot C_t(Z)} \right]$$

Tel que :

- ✓ K_T : Facteur de terrain : $K_T=0,22$.
- ✓ C_t : Coefficient de topographie : $C_t=1$.

Le site étant supposé comme plat, le coefficient de topographie ($C_t(Z)$) est tiré du "RNV99": $C_t(Z)=1$

Notre ouvrage est classé en catégorie I (usage d'habitation).

Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la structure considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelé maître couple.

- ✓ C_r : Coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

Il est défini par la loi logarithmique suivante:

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour: } Z_{\min} < Z \leq 200m \\ C_r(Z) = K_T \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{pour: } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

Le terrain est de catégorie III (zone urbaine). D'après le règlement [6]:

- ✓ Facteur de terrain: $K_T=0,22$
- ✓ Paramètre de rugosité: $Z_0=0,3m$
- ✓ Hauteur minimale: $Z_{\min}=8m$

✓ ξ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d : $\xi=0,37$

Z (en m) est la hauteur considérée.

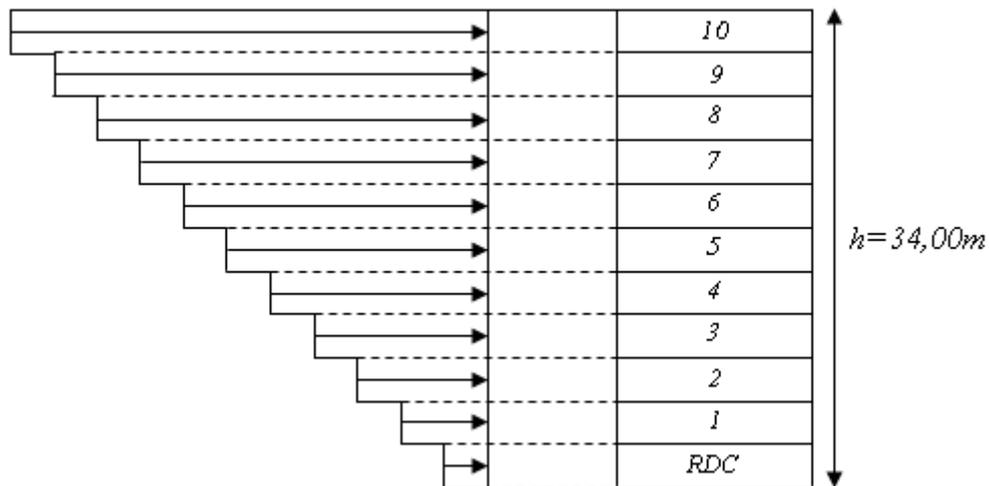


Figure IV.2 : Répartition de la pression dynamique

Les différentes valeurs de q_{dyn} sont données dans le tableau ci dessous:

Z (m)	C_t	C_r	C_e	$q_{dyn}(N/m^2)$
1,7	1	0,722	1,634	612,829
4,93	1	0,722	1,634	612,829
7,99	1	0,722	1,634	612,829
11,05	1	0,722	1,634	612,829
14,11	1	0,722	1,634	612,829
17,17	1	0,890	2,164	811,473
20,23	1	0,926	2,285	856,892
23,29	1	0,957	2,391	896,680
26,35	1	0,985	2,486	932,142
29,41	1	1,009	2,571	964,168
32,47	1	1,031	2,649	993,397
34,00	1	1,041	2,686	1007,114

Tableau IV.1: Valeurs de la pression dynamique

IV.3.4. Détermination des coefficients de pression : [6]

IV.3.4.1 Coefficients de pression extérieure :

a. Parois verticales:

a.1. vent perpendiculaire à la face longitudinale V_1 :

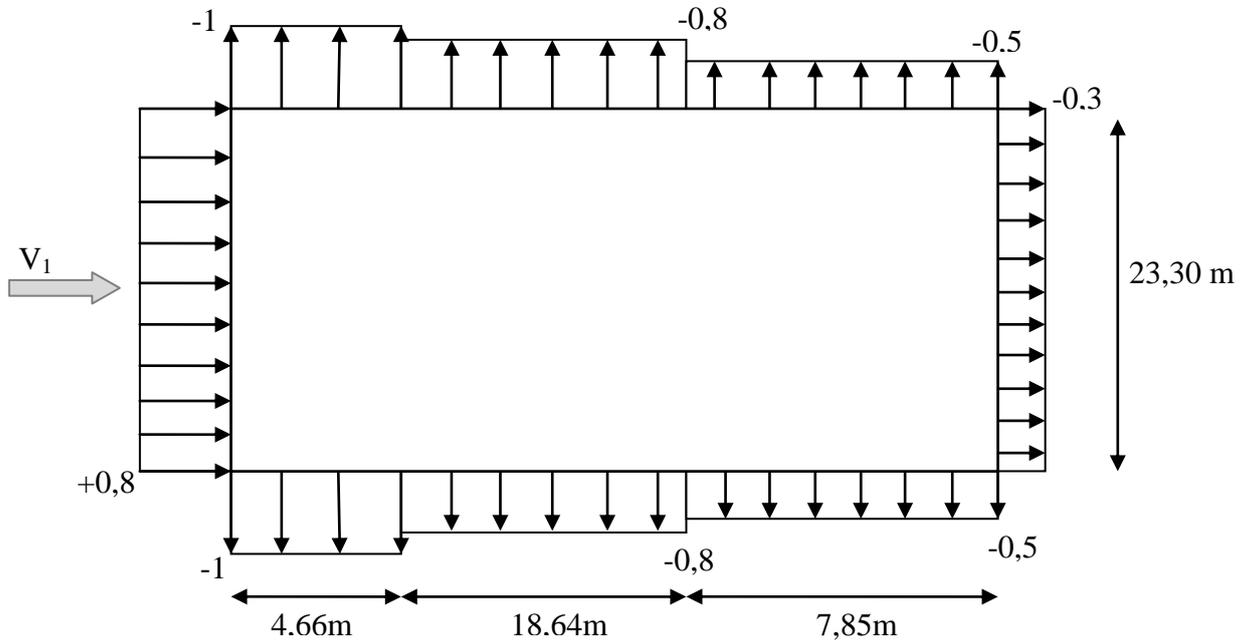
On a : $b=23,30$ m ; $d=31,15$ m ; $h=34,00$ m

- b : désigne la dimension de la construction perpendiculaire au vent.

- d : désigne la dimension de la construction parallèle au vent.
- h : désigne la hauteur totale du bâtiment.

$$e = \min (b ; 2h) = \min (23,30 ; 2 \times 34,00) = 23,30 \text{ m}$$

Donc $d > e$

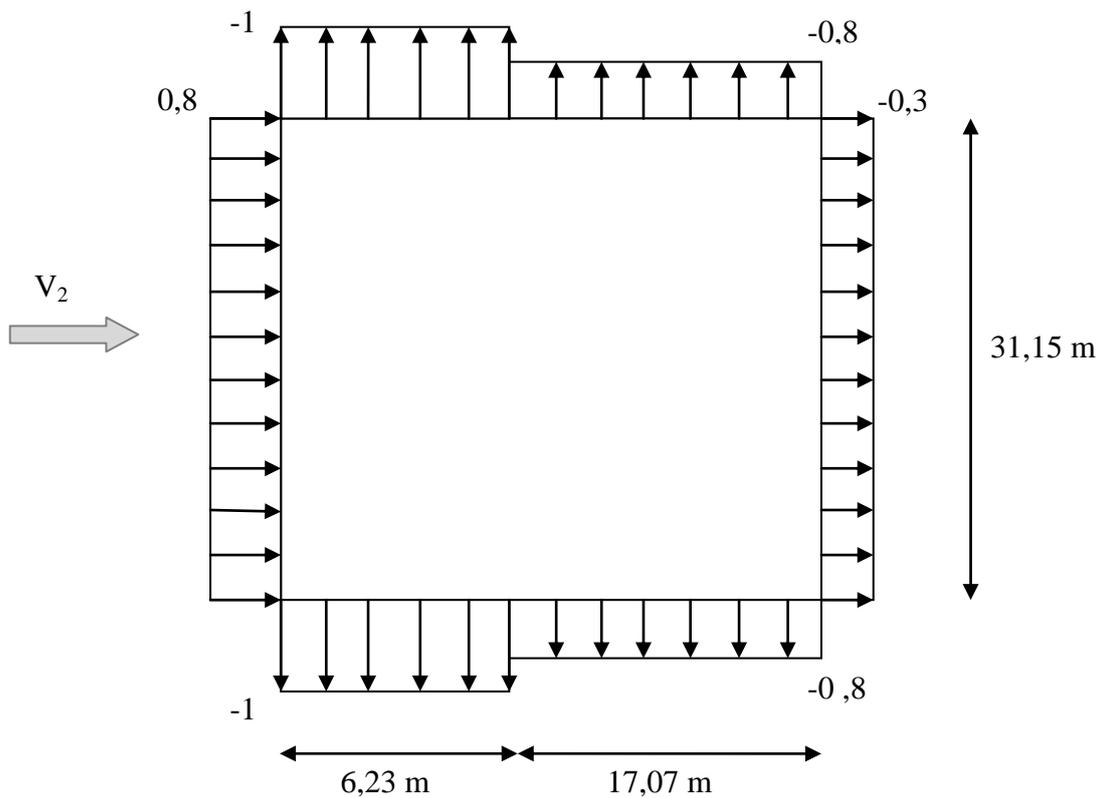


a.2. vent perpendiculaire à la face transversale V_2 :

On a : $b=31,15 \text{ m}$; $d=23,30 \text{ m}$; $h=34,00 \text{ m}$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (31,15 ; 2 \times 34,00) = 31,15 \text{ m.}$$

Donc $d < e$



b. Toiture:

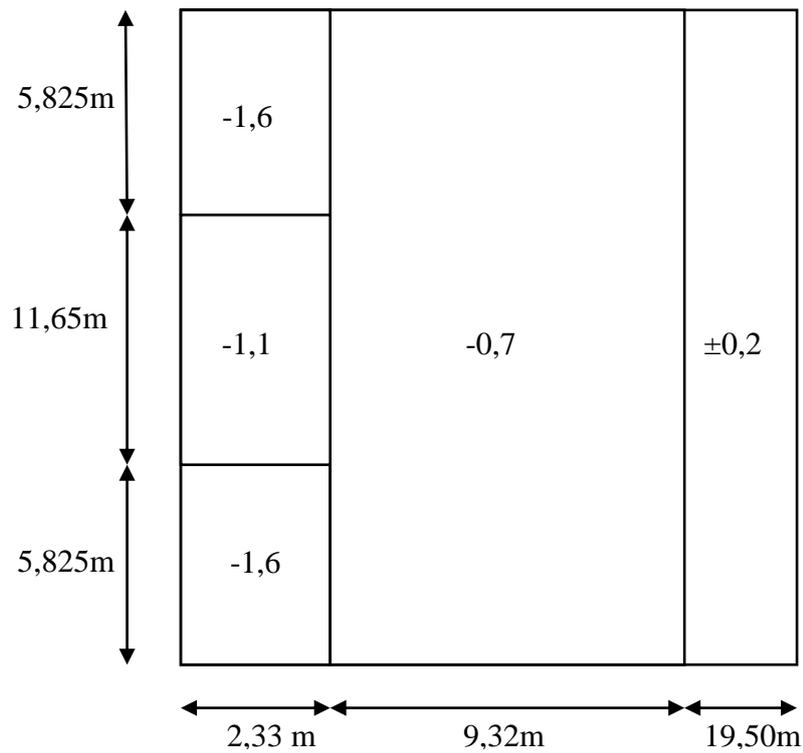
La toiture est considérée comme toiture plate car la pente est inférieure à 4°.

b.1. Sens V_1 du vent:

On a: $b=23,30$ m ; $d=31,15$ m ; $h=34,00$ m

$e= \min (b ; 2h) = \min (23,30 ; 2 \times 34,00) = 23,30$ m

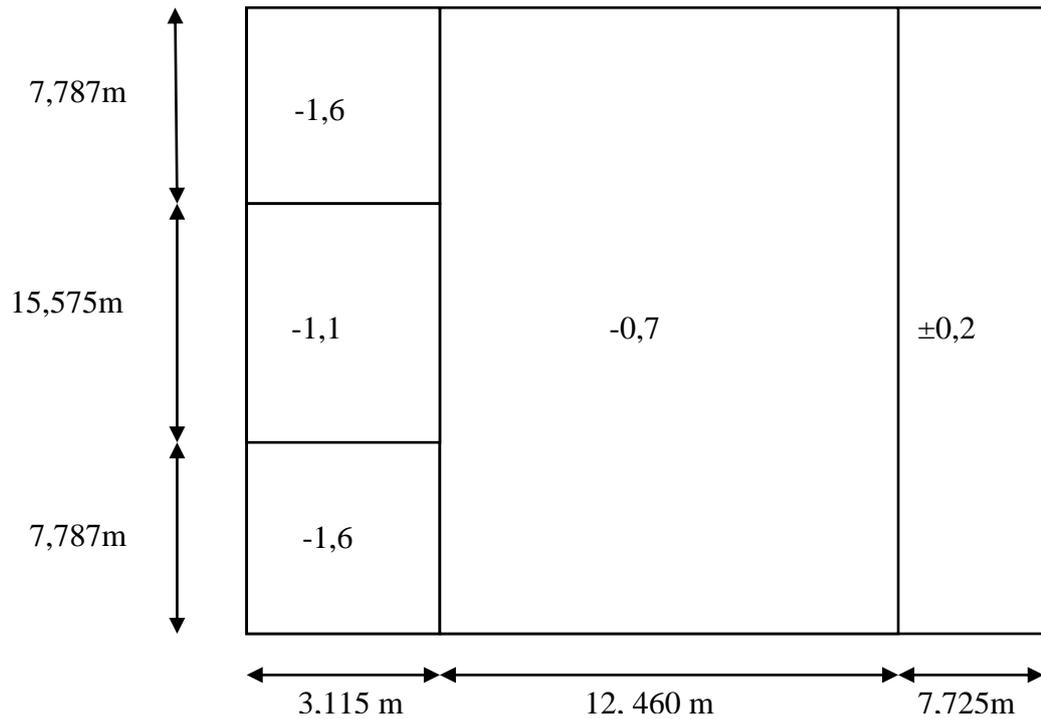
Les coefficients de pression extérieure sont déterminés par interpolation linéaire du "**RNV99**"



b.2. Sens V_2 du vent:

On a : $b=31,15$ m ; $d=23,30$ m ; $h=34,00$ m

$e= \min (b ; 2h) = \min (31,15 ; 2 \times 34,00) = 31,15$ m.



IV.3.4.2. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Dans le cas du bâtiment avec cloison intérieure, et d’après l’article 2.2.2 du **RNV99**, la valeur de la pression intérieure est pris égale à :

$$\begin{cases} C_{pi} = -0,5 \\ C_{pi} = +0,8 \end{cases}$$

IV.3.5. Détermination des coefficients de pression nette C_p : [6]

Pour les valeurs des coefficients de pression nette, on prend: $C_{pe}=-1$ et $C_{pi}=0,8$ (valeurs maximales).

Le coefficient de pression nette $C_p=C_{pe}-C_{pi}=-1,8$

IV.3.6. Calcul des pressions q_j : [6]

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par:

$$q_j = C_d \cdot W(Z_j) \quad (N / m^2)$$

Avec:

- C_d : coefficient dynamique.

- W (en N/m^2) est la pression nette exercée sur l'élément de surface calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface "j".

$W(Z_j)$ est obtenue à l'aide de la formule suivante:

Une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre face est extérieure.

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z) [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Les résultats de pression q_j sont regroupés dans le tableau IV.2.

IV.3.7. Force de frottement : [6]

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie "I", et ceci pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions pour les quelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles qui vérifient les conditions suivantes:

$$\frac{d}{b} \geq 3 \quad \text{ou} \quad \frac{d}{h} \geq 3$$

- Sens V_1 du vent:

$b=23,30$ m ; $d=31,15$ m ; $h=34,00$ m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = 1,336 < 3 \\ \frac{d}{h} = 0,916 < 3 \end{array} \right.$$

- Sens V_2 du vent:

: $b=31,15$ m ; $d=23,30$ m ; $h=34,00$ m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = 0,747 < 3 \\ \frac{d}{h} = 0,685 < 3 \end{array} \right.$$

Donc; les forces de frottement sont négligeables dans les deux sens.

IV.3.8. Force résultante "R" : [6]

La force résultante "R" est donnée par:

$$R = \sum (q_j \cdot S_j) + \sum F_{frj} \quad (N)$$

Où:

\sum : Désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j (en N/m^2): Est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface "j".

S_j (en m^2): Est l'aire de l'élément de surface "j".

F_{frj} (en N): Est désigne les forces de frottement éventuelles, avec $\sum F_{frj} = 0$

Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus:

Z (m)	q_{dyn} (N/m ²)	W_j (N/m ²)	q_j (N/m ²)	S_j (m ²)	$q_j \cdot S_j$ (N)
1,7	612,829	-1103,09	-1058,97	39,61	-41945,78
4,93	612,829	-1103,09	-1058,97	75,259	-79696,97
7,99	612,829	-1103,09	-1058,97	71,298	-75502,40
11,05	612,829	-1103,09	-1058,97	71,298	-75502,40
14,11	612,829	-1103,09	-1058,97	71,298	-75502,40
17,17	811,473	-1460,65	-1402,23	71,298	-99975,89
20,23	856,892	-1542,41	-1480,71	71,298	-105571,60
23,29	896,680	-1614,02	-1549,46	71,298	-110473,61
26,35	932,142	-1677,85	-1610,74	71,298	-114842,58
29,41	964,168	-1735,50	-1666,08	71,298	-118788,32
32,47	993,397	-1788,11	-1716,59	71,298	-122389,38
34,00	1007,114	-1812,81	-1740,29	35,649	-62039,72
					R=-1082231,05

Tableau IV.2: Détermination de la résultante du vent agissant sur le bâtiment

La force résultante : **R=1082,23KN**

IV.3.9. Excentricité de la force globale horizontale : [6]

L'excentricité "e" de la force globale horizontale "R" doit être prise égale à:

$$e = \pm \frac{b}{10} \quad (\text{Formule 2.10. P.44})$$

$$\Rightarrow e = \pm 2,33 \text{ m}$$

IV.4. CONCLUSION :

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vu que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques.

a

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V-1 INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme au règlement de RPA 99.

Notre structure est composée de trois éléments structuraux :

- Les poteaux.
- Les poutres.
- Les voiles.

V-2 FERRAILAGE DES POTEAUX :

V-2-1 : FERRAILAGE DES POTEAUX DE LA SUPERSTRUCTURE :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée ; chaque poteaux est soumis à un effort normal de compression ou traction « N » et un moment de flexion « M » dans deux sens transversal et longitudinal, le ferrailage se fait à l'ELU sous l'effet de la combinaison la plus défavorables, selon les deux sens et dans la situation durable et accidentelle.

f) combinaison des charges :

a₁) Situation durable :

- A` l'ELU : $1.35G + 1.5Q$
- A` l'ELS : $G + Q$

Béton : $\gamma_b = 1.5 ; f_{c28} = 25MPa ; \sigma_{bc} = 14.17MPa$

Acier : $\gamma_s = 1.15 ; f_e = 400MPa ; \sigma_s = 348MPa$

a₂) Situation accidentelle :

Selon RPA 99 : (article 5-2 chapitre)

- $G + Q + E.$
- $0.8G \pm E.$

Béton : $\gamma_b = 1.5 ; f_{c28} = 25MPa ; \sigma_{bc} = 18.48MPa$

Acier : $\gamma_s = 1.0 ; f_e = 400MPa ; \sigma_s = 400MPa$

Remarque :

La détermination de la section d'armatures se fait pour chaque combinaison, selon les deux cas suivants :

- 1) $N^{\text{Max}} : M^{\text{Corr}}$
- 2) $M^{\text{Max}} : N^{\text{Corr}}$

La section choisie correspond au maximum des deux cas :

La section minimale d'armature d'après le BAEL 91/

$A_s^{\text{Min}} = 4\mu / \text{ml}$; tel que μ : est le périmètre.

$$0.2\% B \leq A_s^{\text{Min}} \leq 5\% B$$

g) Recommandations de l'RPA 99

B₁) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence ; droites et sans crochets.

- Pourcentage minimal ; 0.9% B (zone III)
 - Pourcentage maximal : 4% B zone courante.
 - Pourcentage minimal : 6%B zone modale.
- Le diamètre minium est de 12 mm : ($\emptyset = 12$ mm)
- Longueur minimale de recouvrement est de 50 \emptyset en zone III.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

B₂) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées a l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Tel que :

- $S_t \leq \min \{0.9 d; 40\text{cm}\}$.
- $\emptyset \leq \min \{h/35; b_0/10; \emptyset_1^{\text{min}}\}$.
- $\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right\}$

Remarque :

Pièces entièrement comprimées : $\tau_u \leq \{0.04.f_{c28} ; 1.5 \text{ MPa}\}$

- $\emptyset_t = \emptyset_l / 3$
- $S_t \leq \min \{1.5 \emptyset_l ; 15 \text{ cm}\}$ zone courante

Le diamètre d'armatures transversales adopté est \emptyset_8 d'après l'RPA 99 :

- $S_t \leq \min \{10 \emptyset_l ; 15 \text{ cm}\}$ zone modale.
- $S_t \leq 1.5 \emptyset_l$ zone courante.

h) Présentation des résultats du ferrailage :

1- Situation durable : (N^{max} ; M^{corr})

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Niveaux	Sections (cm^2)	N°	N^{max} (KN)	M^{corr} (KNm)	SoLL	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA99)}^{min}$ (cm^2)
RDC	50x50	C-28	1729,25	13,478	SEC	0	0	22,50
1 ^{er}	50x50	C-28	1494,94	31,119	SPC	0	0	22,50
2 ^{ème}	50x50	C-28	1287,72	22,297	SPC	0	0	22,50
3 ^{ème}	45x45	C-28	1097,81	27,712	SPC	0	0	18,23
4 ^{ème}	45x45	C-28	932,04	38,084	SEC	0	0	18,23
5 ^{ème}	45x45	C-28	785,14	43,537	SPC	0	0	18,23
6 ^{ème}	45x45	C-28	654,68	51,716	SPC	0	0	18,23
7 ^{ème}	40x40	C-28	536,06	43,611	SPC	0	0	14,40
8 ^{ème}	40x40	C-28	433,27	54,753	SPC	0	0	14,40
9 ^{ème}	40x40	C-28	360,45	47,223	SPC	0	0	14,40
10 ^{ème}	40x40	C-28	293,65	50,775	SPC	0	0	14,40

Tableau. V.1: Ferrailage des poteaux, Situation durable (N_{max} ; M_{corr})

2- Situation durable : (M^{max} ; N^{corr})

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Niveaux	Sections (cm ²)	N°	M^{max} (KNm)	N^{corr} (KN)	SoLL	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{min} ($_{RPA99}$) (cm ²)
RDC	50x50	C-43-6	-121.462	612.21	SEC	0	0	22,50
1 ^{er}	50x50	C-37-1	-126.326	716.05	SPC	0	0	22,50
2 ^{ème}	50x50	C-47-3	-198.926	491.88	SPC	0	0	22,50
3 ^{ème}	45x45	C-47-7	-195.348	592.51	SPC	0	0	18,23
4 ^{ème}	45x45	C-47-7	-183.779	684.11	SEC	0	0	18,23
5 ^{ème}	45x45	C-47-7	-179.963	778.15	SPC	0	0	18,23
6 ^{ème}	45x45	C-47-7	-175.474	854.57	SPC	0	0	18,23
7 ^{ème}	40x40	C-47-7	-124.954	805.92	SPC	0	0	14,40
8 ^{ème}	40x40	C-48-7	110.803	924.53	SPC	0	0	14,40
9 ^{ème}	40x40	C-31-7	96.557	699.09	SPC	0	0	14,40
10 ^{ème}	40x40	C-10-8	-109.749	742.92	SPC	0	0	14,40

Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux, Situation durable : (M^{max} ; N^{corr})

3- Situation accidentelle : (N^{max} ; M^{corr})

Combinaison : G+Q+E

0.8G+E

Niveaux	Sections (cm ²)	N°	N_{max} (KN)	M_{corr} (KNm)	SoLL	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{min} ($_{RPA99}$) (cm ²)
RDC	50x50	C-28	- 1905,99	-3,985	SEC	0	0	22,50
1 ^{er}	50x50	C-28	- 1541,18	-4,937	SPC	0	0	22,50
2 ^{ème}	50x50	C-28	- 1253,65	-6,933	SPC	0	0	22,50
3 ^{ème}	45x45	C-28	-930,75	-5,902	SPC	0	0	18,23
4 ^{ème}	45x45	C-28	-717,92	-6,215	SEC	0	0	18,23
5 ^{ème}	45x45	C-28	-562,85	-6,172	SPC	0	0	18,23
6 ^{ème}	45x45	C-28	-441,45	-6,769	SPC	0	0	18,23
7 ^{ème}	40x40	C-28	-321	-4,741	SPC	0	0	14,40
8 ^{ème}	40x40	C-28	-242,52	-2,909	SPC	0	0	14,40
9 ^{ème}	40x40	C-28	-177,8	-2,497	SPC	0	0	14,40
10 ^{ème}	40x40	C-28	-89,76	-6,324	SPC	0	0	14,40

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux, Situation accidentelle (N^{max} ; M^{corr})

4- Situation accidentelle :(Mmax ; Ncorr)

Combinaison :G+Q+E

0.8G+E

Niveaux	Sections (cm ²)	N°	M ^{max} (KNm)	N ^{corr} (KN)	SoLL	A _s ['] (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} _(RPA99) (cm ²)
RDC	50x50	C-25	27,635	229,08	SEC	0	10.40	22,50
1 ^{er}	50x50	C-18	-22,929	-829,59	SPC	0	0	22,50
2 ^{ème}	50x50	C-44	-35,02	-752,28	SPC	0	0	22,50
3 ^{ème}	45x45	C-18	-35,313	-624,94	SPC	0	0	18,23
4 ^{ème}	45x45	C-23	41,799	-419,07	SEC	0	0	18,23
5 ^{ème}	45x45	C-25	44,673	-339,3	SPC	0	0	18,23
6 ^{ème}	45x45	C-29	52,953	-253,96	SPC	0	4.40	18,23
7 ^{ème}	40x40	C-27	42,874	-158,66	SPC	0	3.20	14,40
8 ^{ème}	40x40	C-26	45,626	-87,47	SPC	0	5.0	14,40
9 ^{ème}	40x40	C-14	40,406	-39,93	SPC	0	5.40	14,40
10 ^{ème}	40x40	C-63	58,439	18,89	SPC	0	10.40	14,40

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux, Situation accidentelle :(M^{max} ; N^{corr})

V.2.2. CHOIX DES ARMATURES :

a) Les poteaux carrés :

La section d'armature qu'on a obtenue par les sollicitations les plus défavorables est inférieure à la section d'acier minimale préconisée par le **RPA99** (2).

Dans ce cas, on adoptera des sections minimales :

$$A_{smin}=0,9\%B \quad (B : \text{Section du béton} =axb)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)4%	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)6%	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	50x50	10.40	22,50	100.00	150.00	12T16	24,12
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x45	0	18,23	81.00	121,50	4T16+8T14	20,37
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40x40	10.40	14,40	64.00	96.00	8T14	16,09

Tableau V.5 : Choix des armatures des poteaux carrés

V.2.3. VERIFICATION VIS-A-VIS L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} ; N_{ser}) (*Annexe, Organigramme*), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :

$$*.\sigma_{bc}=0,6f_{c28}=15MPa$$

- Acier :

*.Fissuration peu nuisible.....pas de vérification

*.Fissuration

$$\text{préjudiciable.....}\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 150\eta\right)$$

*.Fissuration très

$$\text{préjudiciable.....}\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 110\eta\right)$$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=240MPa$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser} (KNm)	N_{ser} (KN)	Soll	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
RDC	50x50	-9,993	1254,92	SEC	73.60	240	5.00	15	OK
1 ^{er}	50x50	-23,066	1084,93	SEC	70.90	240	4,90	15	OK
2 ^{ème}	50x50	-16,519	934,07	SEC	59,30	240	4,10	15	OK
3 ^{ème}	45x45	-20,539	796,15	SEC	69.20	240	4.80	15	OK
4 ^{ème}	45x45	-28,202	676,13	SEC	65.70	240	4.60	15	OK
5 ^{ème}	45x45	-32,248	570,12	SEC	61.90	240	4.50	15	OK
6 ^{ème}	45x45	-38,328	476,38	SEC	58.30	240	4.30	15	OK
7 ^{ème}	40x40	-32,342	391,52	SEC	64.90	240	4.90	15	OK
8 ^{ème}	40x40	-40,592	318,44	SEC	66.50	240	5.10	15	OK
9 ^{ème}	40x40	-35,06	267,61	SEC	56.80	240	4.40	15	OK
10 ^{ème}	40x40	-37,19	221,23	SEC	63.00	240	5.20	15	OK

Tableau V.6 : Vérification des contraintes a ELS pour les poteaux

V.2.3.1. Vérification des armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées comme suite :

*. Selon le **BAEL91** (1) :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{Mpa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : L'espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_L : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le **RPA99** (2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : L'espacement des armatures transversales.

T_u : L'effort tranchant à l'E.L.U.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2,50 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique.

- L'espace des armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_L ; 15\text{cm}) \dots \text{Zone nodale (Zone II)}$$

$$S_t \leq 15\phi_L \dots \text{Zone courante (Zone II)}$$

ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en % est donnée

comme Suit :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si: } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau étant donné comme suit :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f longueur de flambement du poteau.

- Pour les armatures transversales $f_e = 235\text{MPa (FeE24)}$.
- Les cadres et les étriers doivent être formés par des crochets à 135° , ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Dans notre cas on a $\phi_{L\text{min}} = 1,2\text{cm}$ (pour les poteaux carrés et circulaires) donc on adopte un espacement :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(12\text{cm} ; 15\text{cm}) \rightarrow S_t = 10\text{cm} \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_L = 18\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 15\text{cm} \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

/	Niveaux	T_u^{\max} (KN)	ρ_a	A_{iRPA}^{cal} (cm ²)	A_{iBAEL}^{\min} (cm ²)	A_{iRPA}^{\min} (cm ²)	Choix des armatures	A_t^{adp} (cm ²)
Zone nodale $S_i=10\text{cm}$	RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	52,19	2,5	1,234	0,766	1,350	4T8	2,01
Zone courante $S_i=15\text{cm}$	RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	104,09	2,5	3,020	1,404	2,475	4T8	3,14

Tableau V.7 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

V.2.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX:

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré $B_r=(a-2)(b-2)$ (cm²)

α : Coefficient dépendant de l'élancement

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} \dots\dots\dots si \ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau = { axb*poteaux carrés*

N_u Effort normal max au niveau des poteaux du sous-sol.

- le mode de fixation des extrémités du poteau (encasté).
- la longueur de flambement $L_f=0,5l_0$.

- la section réduite $B_r=(a-2)^2 [cm^2]$.

Exemple de calcul :(poteau carré E-2)

- Poutres longitudinales : $0,3 \times 0,45 \times 4,6 \times 25 = 15,525KN$
- Poutres transversales : $0,3 \times 0,4 \times 4,75 \times 25 = 14,25KN$
- Poids de la dalle : $4,84 \times 21,73 = 105,17KN$
- Poids du poteau : $(0,55)^2 \times 4,08 \times 25 = 30,855KN$
- Surcharge d'exploitation : $2,5 \times 21,73 = 45,32KN$
- Poids total = $291,82KN$ (poids = $1,35G + 1,5Q$)

Donc : l'effort normal total revenant aux poteaux :

$$N_u = 2993,09 + 291,82 = 3284,91KN$$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{55}{\sqrt{12}} = 15,88cm$
- $\lambda = \frac{0,5 \times 4,08 \cdot 10^2}{15,88} = 12,85 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,828$
- $B_r = (55 - 2)^2 = 2809cm^2$

$$D'ou: A_s \geq \left(\frac{3284,91 \cdot 10^3}{0,828} - \frac{2809 \cdot 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,5}{400}$$

$\Rightarrow A_s < 0 \Rightarrow$ La section du béton peut reprendre les charges ce qui nous oblige à adopter le ferrailage minium impose par le **RPA99** (2).

$$A_{s(RPA99)}^{\min} = 0,9\% \cdot B = 22,50cm^2$$

On prend : $12T16 = 24,14cm^2$.

V.2.5. LONGUEUR DE RECOUVREMENT :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

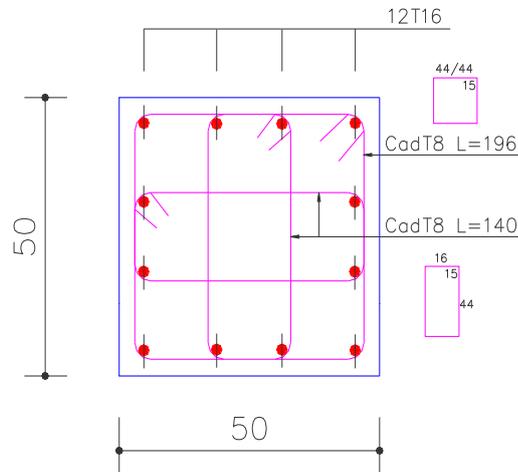
Pour : T20..... $L_r = 100cm$
 T16..... $L_r = 80cm$
 T14..... $L_r = 70cm$
 T12..... $L_r = 60cm$

Remarque :

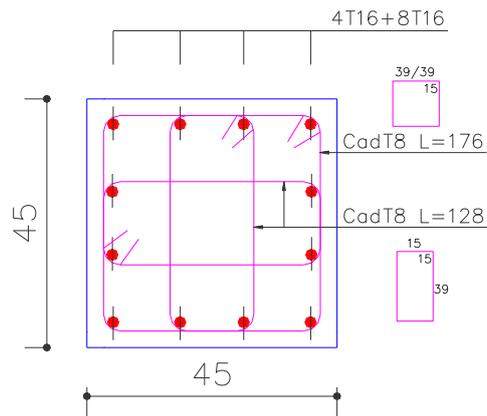
Tous les poteaux ont la même section donc même ferrailage pour tous les poteaux carrés du sous-sol.

V.2.6. SCHEMA DE FERRAILAGE DES POTEAUX :

Poteaux 50x50



Poteaux 45x45



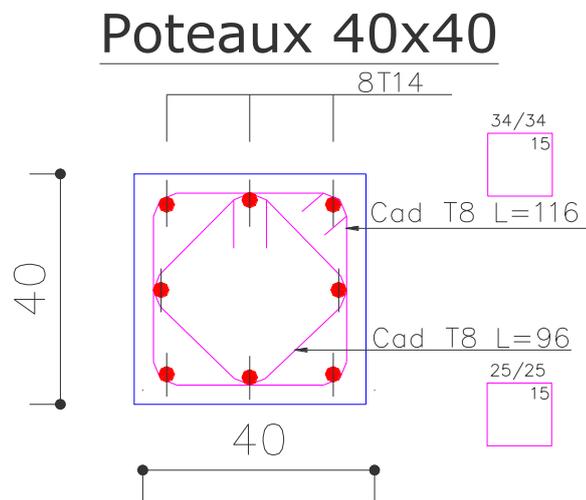


Figure V.1 : Ferrailage des poteaux

V-3- FERRAILLAGE DES POUTRES :

V-3-1- FERRAILLAGE DES POUTRES DE LA SUPERSTRUCTURE :

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux ; elles sont sollicitées par un moment de flexion.

Le ferrailage des poutres se fait en flexion simple à l'ELU (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorable, La méthode de calcul est donnée sous forme d'organigramme (organigramme I : annexe).

- Situation durable :

Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25MPa$; $\sigma_{bc} = 14.17MPa$

Acier : $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 400MPa$; $\sigma_s = 348MPa$

- Situation accidentelle :

Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25MPa$; $\sigma_{bc} = 18.48MPa$

Acier : $\gamma_s = 1.0$; $f_e = 400MPa$; $\sigma_s = 400MPa$

V.3.2. CHOIX DES ARMATURES :

a) *Combinaison accidentelle :*

B₁) Armatures longitudinales :

A₁) Etat limite ultime :

- Situation durable : $1.35G + 1.5Q$.

A₂) Etat limite de service :

- $G + Q$.

A₃) Selon l' RPA 99 :

- Situation accidentelle : $G + Q + E$
 $0.8G \pm E$.

b) Recommandation de l' RPA 99 :

B₁) Armatures longitudinales :

- Pourcentage minimal total des aciers longitudinaux sur la longueur de la poutre est de 0.5% b.
- Le pourcentage totale maximum des aires longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% b en zone de recouvrement.

B₂) Armatures transversales :

- la section minimal est donnée par : $A_t = 0.3\% .s.b$
- l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :
 - en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : $S_t \leq \min \{h/4 ; 12 \varnothing_1\}$
 - en dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.
 - $\varnothing_1 = \varnothing_1^{\min}$

c) Présentation des résultats de ferrailage :

C₁) Poutres porteuses :

niveau	Section	Sur appuis				En travée			
		M _a KN.m	A _s cm ²	A _s ^{cal} cm ²	A _S ^{RPA} cm ²	M _t KN.m	A _s cm ²	A _s ^{cal} cm ²	A _S ^{RPA} cm ²
terrasse	30x40	111.03	0	10.00	7.50	91.78	0	8.10	7.50
Etage courant	30x40	81.177	0	7.10	7.50	72.17	0	6.20	7.50

Tableau V.8 : Ferrailage des poutres porteuse sous : $1.35 G + 1.5 Q$.

niveau	section	Sur appuis				En travée			
		M_a KN.m	A_s cm ²	A_s^{cal} cm ²	A_s^{RPA} cm ²	M_t KN.m	A_s cm ²	A_s^{cal} cm ²	A_s^{RPA} cm ²
terrasse	30x40	35.05	0	3.40	7.50	28.30	0	2.70	7.50
Etage courant	30x40	25.05	0	2.40	7.50	21.50	0	2.10	7.50

**Tableau V.9 : Ferrailage des poutres porteuse sous : $G + Q + E$.
 $0.8G+/-E$**

C₂) Poutres non porteuses :

niveau	section	Sur appuis				En travée			
		M_a KN.m	A_s cm ²	A_s^{cal} cm ²	A_s^{RPA} cm ²	M_t KN.m	A_s cm ²	A_s^{cal} cm ²	A_s^{RPA} cm ²
terrasse	30x35	35.05	0	3.40	7.50	28.30	0	2.70	7.50
Etage courant	30x35	25.05	0	2.40	7.50	21.50	0	2.10	7.50

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres non porteuse sous : $1.35 G + 1.5 Q$.

niveau	section	Sur appuis				En travée			
		M_a KN.m	A_s cm ²	A_s^{cal} cm ²	A_s^{RPA} cm ²	M_t KN.m	A_s cm ²	A_s^{cal} cm ²	A_s^{RPA} cm ²
terrasse	30x35	35.05	0	3.40	7.50	28.30	0	2.70	7.50
Etage courant	30x35	25.05	0	2.40	7.50	21.50	0	2.10	7.50

**Tableau V.11 : Ferrailage des poutres non porteuse sous : $G + Q + E$.
 $0.8G+/-E$**

d) Choix des armatures :

Les sections des armatures adoptées sont représentées dans le tableau (V-20)

	section	Sur appuis				En travée			
		Barres	A_s^{adopte} cm ²	barres	A_s cm ²	Barres	A_s^{adopte} cm ²	barres	A_s cm ²
Poutres Porteuses	30x40	3T16+ 2T14	10.00	3T16	6.03	3T16 +2T12	8.10	3T16	9.42
Poutres non porteuses	30x40	3T14 +3T12	15.48	3T14	6.03	3T14	12.06	3T14	9.42

Tableau V.12: Choix des armatures longitudinales

e) Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier que :

- $\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$
- $\sigma_a \leq \min \{2/3.f_e; 150.\eta\} = 240 \text{ Mpa.}$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{M_{SER}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{at} = n \cdot \frac{M_{SER}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ac} = n \cdot \frac{M_{SER}}{I} \cdot (c - y) \leq \overline{\sigma}_a = 240 \text{ MPa}$$

σ_{at} : contrainte d'acier tendue

σ_{ac} : contrainte d'acier comprimé

Les résultats sont regroupés dans le tableau (V-21).

	poutre	Section	σ_b Mpa	$\overline{\sigma}_b$ Mpa	OBS	σ_{ac} Mpa	σ_{at} Mpa	$\overline{\sigma}_a$ Mpa	OBS
Appuis	Porteuse	30x40	9.45	15	Vérifiée	196.60	221.30	240	Vérifiée
	Non porteuse	30x35	10.55	15	Vérifiée	136.51	201.92	240	Vérifiée
Travée	Porteuse	30x40	4.21	15	Vérifiée	55.11	130.98	240	Vérifiée
	Non porteuse	30x35	9.52	15	Vérifiée	121.04	216.01	240	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification des contraintes à l'ELS

f) Condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$.A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (V-22) :

	poutre	Section	A_s (cm²)	$A_s/b.d$	$0.23 f_{t28} / f_e$	OBS
Appuis	Porteuse	30x40	15.45	$1.34 \cdot 10^{-2}$	$1.208 \cdot 10^{-3}$	Vérifiée
	Non porteuse	30x35	15.48	$1.70 \cdot 10^{-2}$	$1.208 \cdot 10^{-3}$	Vérifiée
Travée	Porteuse	30x40	10.05	$7.44 \cdot 10^{-3}$	$1.208 \cdot 10^{-3}$	Vérifiée
	Non porteuse	30x35	12.06	$1.28 \cdot 10^{-2}$	$1.208 \cdot 10^{-3}$	Vérifiée

Tableau V.14 : Vérification de la condition de non fragilité

g) Effort tranchant :

g1) vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (V-23).

poutre	Section	T ^{max} (KN)	d (cm)	b (cm)	τ _b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	OBS
Porteuse	30x40	184.42	45	30	1.36	2.5	Vérifiée
Non porteuse	30x35	146.28	31.5	30	1.54	2.5	Vérifiée

Tableau V.15 : Vérification des contraintes tangentielles

g2) Détermination des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 :

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) et reprise de bétonnage ($k = 0$) ; la relation s'écrit comme suite :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

On adopte \emptyset_8 pour les armatures transversales $\emptyset_t \leq \min \{0.85; 3 ; 1.6\}$ (cm).

Poutre	section	Sur appuis			En travée		
		A _t ^{adoptée} (cm ²)	S _t ^{cal} (cm)	S _t ^{adoptée} (cm)	A _t ^{adoptée} (cm ²)	S _t ^{cal} (cm)	S _t ^{adoptée} (cm)
Porteuse	30x40	2.01	15.54	15	2.01	40	25
non porteuse	30x35	2.01	10.4	15	2.01	28.35	25

Tableau V.16 : Armatures transversales dans les poutres

h) Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

H₁) Appuis de rive :

- ***Vérification des armatures longitudinales :***

D'après le BAEL 91 :

$$A_s \geq \frac{T_U}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

On prend l'effort tranchant maximum dans les poutres

$$A_s^{MIN} = \frac{184.42 \times 10^3}{348} = 5.28 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'acier sont supérieures à $A_s^{Min} = 5.28 \text{ cm}^2$.

- ***Vérification de la contrainte de compression du béton :***

Il faut vérifier :

$$T_u \leq 0.4 (f_{c28} / \gamma_b) \cdot b_0 \cdot a$$

Avec :

b_0 : largeur de la poutre.

$a = \min \{ \grave{a} ; 0.9 d \}$.

$\grave{a} = c - c' - 2 \text{ cm}$

$c' = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

c : la petite valeur du côté de poteau $\rightarrow c = 30 \text{ cm}$.

$\grave{a} = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$.

$\grave{a} = \min \{ 26 ; 40.5 \} = 26$.

$$T_u^{\max} = 184.42 \text{ KN.}$$

$$T_u \leq 0.4 (f_{c28} / \gamma_b) \cdot b_0 \cdot a = 520 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 184.42 < 520 \text{ KN} \quad \text{vérifiée.}$$

E₂) Appuis intermédiaire :

- ***Vérification des armatures longitudinales :***

En plus de l'effort tranchant T_u ; il y'a un moment fléchissant M_u qui doit être introduit lors de la vérification des armatures.

$$A_s \geq \frac{T_U + \frac{M_U}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s^{\min} = (184.42 \times 10^3 - 200.13 \times 10^6 / 0.9 \times 450) / 348 = -8.9 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction sous l'effet du moment de flexion et l'effort tranchant.

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_{bc} \leq 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{T_u}{a.b}$$

$$a = \min \{ \lambda ; 0.9d \}.$$

$$\lambda = c - c' - 2 \text{ cm}.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (V-25)

Poutres	section	T _u (KN)	σ _{bc} (Mpa)	1.3 f _{c28} /a.b (Mpa)	OBS
Porteuse	30x40	184.42	1.36	21.66	vérifiée
non porteuse	30x35	146.28	1.54	21.66	vérifiée

Tableau V.17 : Vérification de contrainte de compression

V.3.3 SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES :

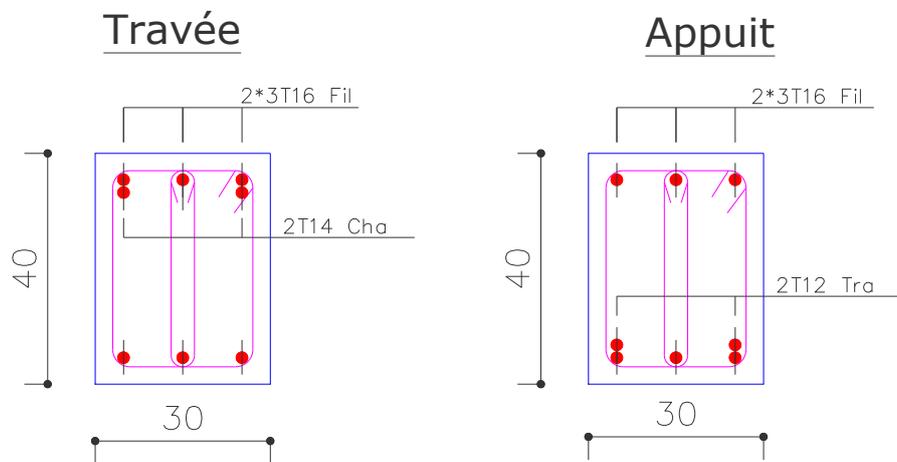


Figure V.2 : Ferrailage des poutres porteuses

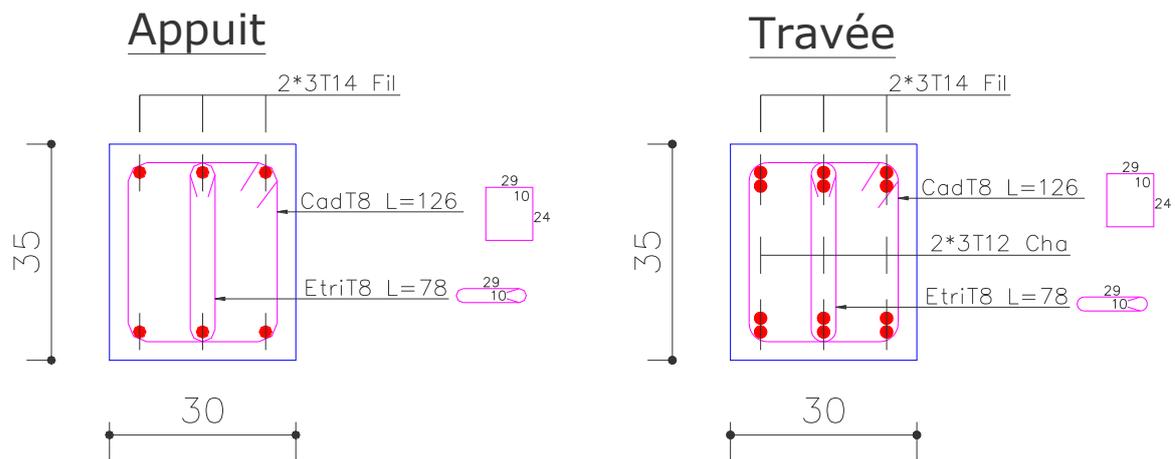


Figure V.3 : Ferrailage des poutres non porteuses

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1.INTRODUCTION :

Sous l'action des forces horizontales (séismes, vents) ainsi les forces dues à son poids propre, le voile est sollicité à la flexion composée.

V.4.2.RECOMMANDATION DU RPA99 :

D'après **RPA99** (2) :

- Epaisseur du voile $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum d'armatures dans les deux sens (horizontal et vertical) est de :

$$A_v=A_h=0,15\%B$$

Avec :

B : Section du voile.

- L'espacement des barres verticales et horizontales $S \leq \min(1,5a ; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas

dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135 ayant une longueur de 10ϕ

V.4.3.CALCUL DU FERRAILLAGE :

Pour le calcul du ferrailage on se base sur la méthode des forces.

V.4.3.1.Ferrailage des trumeaux :

- **Armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendus sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures.

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_s} \text{ (Ce ferrailage concerne la zone tendue).}$$

Avec :

A_v : Section d'armatures verticales.

σ_s : Contrainte de l'acier = 348MPa .

$$N_1 = F_{22} + |F_{12}|$$

F_{22} : Force verticale sollicitant le voile

F_{12} : Force de cisaillement dans le plan (1-2)

F_{22} et F_{12} sont calculées par le *SAP2000*

$$A_{min} = 0,002 L_t a$$

L_t : Longueur tendue.

A : Epaisseur du voile.

Tous les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Epaisseur (cm)	F_{22} (KN)	F_{12} (KN)	N (KN)	σ_s (MPa)	A_v (cm ²)	L_t (m)	A_{min} (cm ²)	A_v^{adp} (Z.N) (cm ²)	A_v^{adp} (Z.C) (cm ²)
20	643,22	112,49	755,71	348	21,72	1,85	7.4	2x4T14	2x10T10

Tableau V.18 : Détermination des armatures verticales et de la zone tendue

- **Armatures horizontales :**

On se basant sur le même principe précédent, les armatures horizontales seront calculées comme suit :

$$A_h = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

Avec :

$$N_2 = F_{11} + |F_{12}|$$

F_{11} : Force de traction horizontale.

$$A_{h_{\min}} = 0,0015 h.a$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Epaisseur (cm)	Hauteur (m)	F_{11} (KN)	F_{12} (KN)	N (KN)	σ_s (MPa)	A_h (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
s-sol, RDC et 1 ^{er}	20	4,08	128,68	112,49	241,17	348	6,93	12,24	2x20T8	20
A partir du 2 ^{ème} étage	15	2,9	34,35	112,49	146,84	348	4,22	6,53	2x14T8	20

Tableau V.19 : Détermination des armatures horizontales

D'après le **RPA99** (2) on doit faire une vérification aux contraintes de cisaillement :

- **Contrainte admissible de cisaillement :**

D'après les résultats du calcul automatique la contrainte de cisaillement la plus défavorable est : $\tau_b^{SAP} = 1,5MPa$

On doit vérifier que :

$$\tau_b = 1,4\tau_b^{SAP} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = 1,4 \times 1,5 = 2,1MPa < \bar{\tau}_b = 5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Remarque :**

- Pour les armatures transversales on opte pour $\phi 6$
- Pour la zone comprimée on adopte : T12 espacés de 20cm.

V.4.3.2.Ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple.

- **Contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans la béton est limitée comme suit (2)

$$\tau_b \leq \tau_b^{adm}$$

Avec :

$$\tau_b^{adm} = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = 1,4\tau_b^{SAP}$$

b). Procédure de calcul du ferrailage :

b1). Premier cas :

$$\tau_b \leq 0,06f_{c28}$$

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux (A_L) de flexion

$$\left(A_L = \frac{M}{(h - 2c)f_e} \right)$$

Avec :

h : La hauteur totale du linteau.

c : La distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant.

- Des aciers transversaux (A_t)

$$\begin{cases} - \text{Limteaux longs: } \lambda_g = \frac{L}{h} > 1 \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t T}{(h - 2c)f_e} \\ - \text{Limteaux courts: } \lambda_g \leq 1 \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t T}{f_e(S_t - L)} \end{cases}$$

Avec :

S_t : Espacement d'armatures transversales.

L : Portée du linteau.

T : Effort tranchant dans la section considérée.

$$T = \frac{M_d + M_g}{L}$$

M_d ; M_g : Moment à droite et gauche du linteau, donnés par le calcul automatique.

b2). Deuxième cas :

$\tau_b > 0,06f_{c28}$ On devra disposer :

❖ Des aciers longitudinaux (sup et inf.) : $A_L = A'_L \geq 0,0015h.a$

❖ Des aciers en partie courante (aciers de peau) : $A_c \geq 0,002h.a$

❖ Des aciers transversaux : $A_t \geq \begin{cases} 0,0015a.S_t \dots\dots\dots si \tau_b \leq 0,025f_{c28} \\ 0,0025a.S_t \dots\dots\dots si \tau_b > 0,025f_{c28} \end{cases}$

Avec :

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

$$\diamond \text{ Armatures diagonales : } \begin{cases} A_D \geq 0,0015a.h \dots \text{ si } \tau_b > 0,06f_{c28} \\ A_D = 0 \dots \text{ si } \tau_b \leq 0,06f_{c28} \end{cases}$$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

Niveaux	H (m)	L (m)	a (m)	τ_b^{SAP} (MPa)	$\tau_b = 1,4\tau_b^{SAP}$ (MPa)	$\tau_b > 0,06f_{c28}$	$\tau_b > 0,025f_{c28}$	$A_L = A'_L$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
s-sol, RDC et 1 ^{er}	2,08	1,55	0,2	1,45	2,03	Oui	Oui	6,24	8,32	1,00	6,24
A partir du 2 ^{ème} étage	0,9	2,05	0,15	1,08	1,51	Oui	Oui	2,03	2,7	0,75	2,03

Tableau V.20 : Ferrailage des linteaux

c).choix des armatures :

Sous sol, RDC et 1^{er}

$$\text{étage : } \begin{cases} A_L = A'_L = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2 \\ A_c = 12T10 = 9,42 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 28 \text{ cm}^2 \\ A_t = 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 20 \text{ cm}^2 \\ A_d = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{A partir du 2^{ème} étage : } \begin{cases} A_L = A'_L = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 18 \text{ cm} \\ A_t = 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 20 \text{ cm} \\ A_D = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

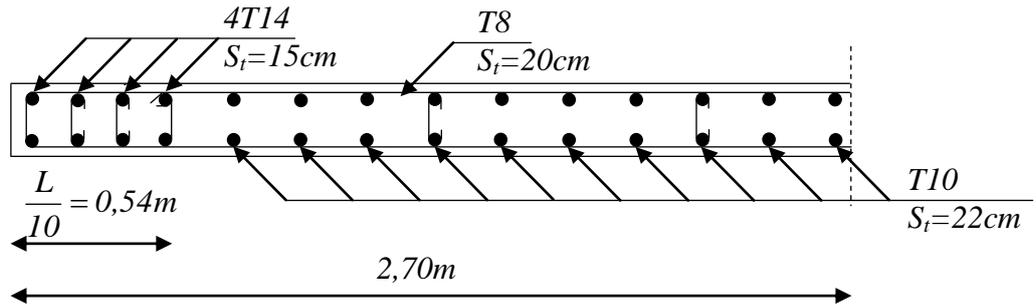


Figure V.4 : Ferrailage des trumeaux

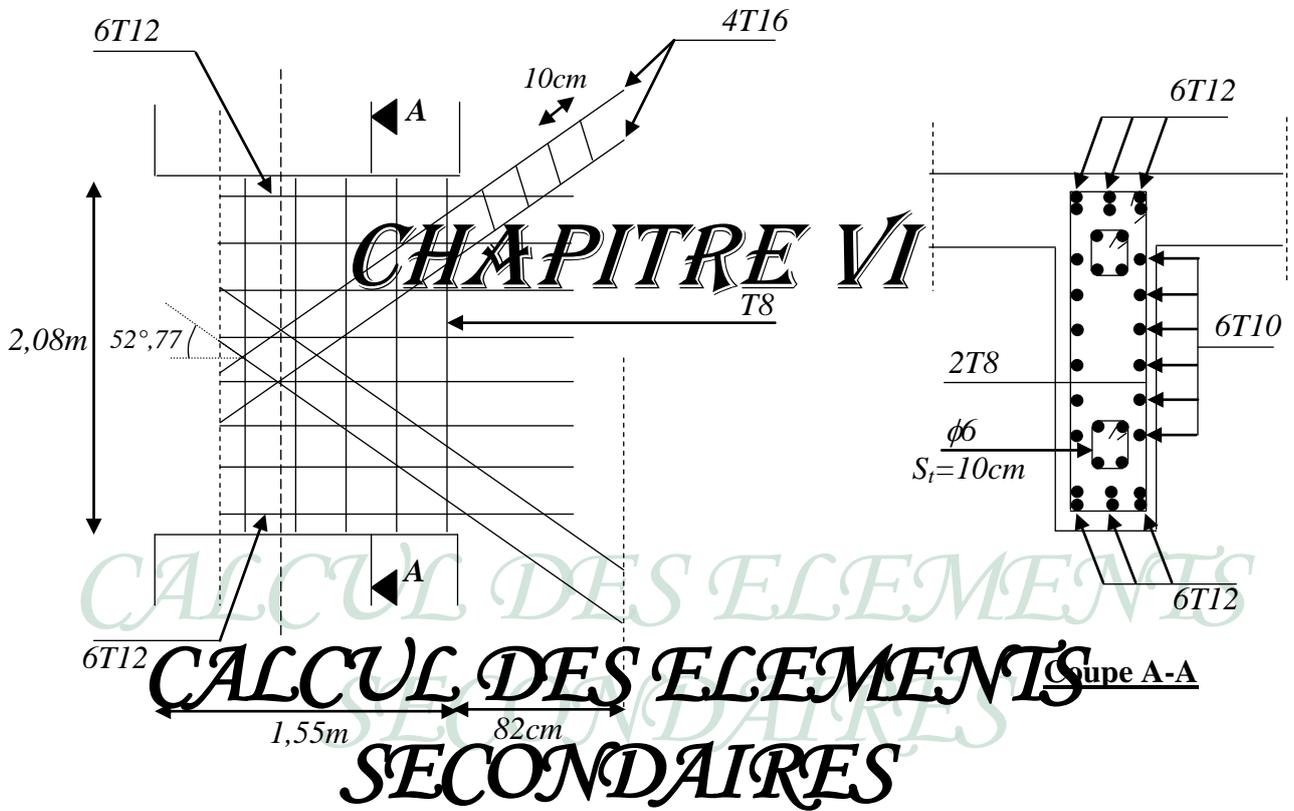


Figure V.5 : Ferrailage des linteaux

VI.1. ACROTÈRE

VI.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

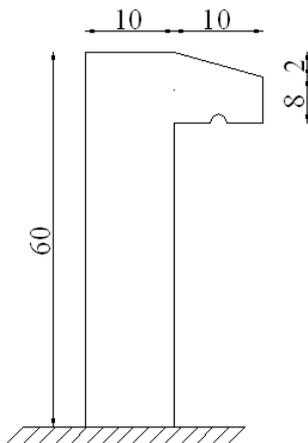


Figure VI.1 : Schéma représentatif de l'acrotère

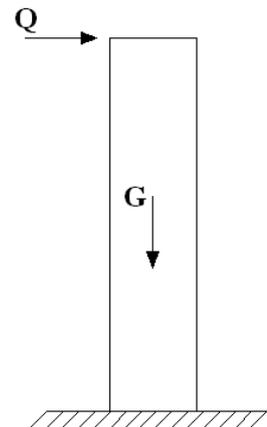


Figure VI.2 : Sollicitations de l'acrotère

VI.1.2. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=14kN/m^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN/ml}$$
$$G = 2,117 \text{ kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

- $Q=1,00\text{kN/ml}$

Donc pour une bande de 1m de longueur :

$$G=2,117\text{kN/ml} \text{ et } Q=1\text{KN/ml}$$

VI.1.3 Détermination des efforts :

Le calcul se fait par une bande 1 m de longueur.

État limite ultime :

- $N_u = 1,35.G = 2,858\text{ kN}$.
- $M_u = 1,5.Q.h = 0,9\text{ kN.m}$.
- $T_u = 1,5.Q = 1,5\text{ kN}$.

État limite de service :

- $N_{\text{ser}} = G = 2,117\text{ kN}$.
- $M_{\text{ser}} = Q.h = 0.6\text{ kN.m}$.
- $T_{\text{ser}} = Q = 1\text{ kN}$.

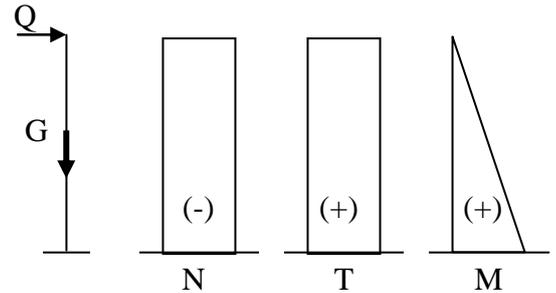
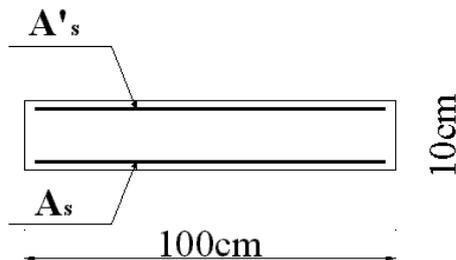


Figure VI.3 : Diagramme des efforts (N,T,M).

VI.1.4. Ferrailage de l'acrotère:

$$h=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; f_e=400\text{MPa}$$



a) Calcul de l'excentricité:

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,858} = 31,49\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c'$$

On calcule ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b.h.f_{bu}} = \frac{2,858.10^3}{1 \times 0,1 \times 14,17.10^6} = 2,017.10^{-3} < 0,81$$

$\xi = f(\psi_1) \Rightarrow$ D'après le tableau, on trouve : $\xi = 0,1666$.

$$e_{nc} = \xi \times b = 0,1666 \times 10 = 1,666\text{ cm}.$$

$\Rightarrow e_0 > e_{nc} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et l'état limite

ultime n'est

pas atteint.

b) Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,985 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,011$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,014$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,95 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 0,356 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,219 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,22 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.1.5. Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 modifié 99»:[1]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; fe = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,77 \text{ cm}^2 \right\} = 1,0 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

VI.1.6. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,295 \text{ cm}^2$$

On choisit $4T8 = 2,00 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18 \text{ cm}$

VI.1.7. Vérification a L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28,34cm$$

Position de l'axe neutre :

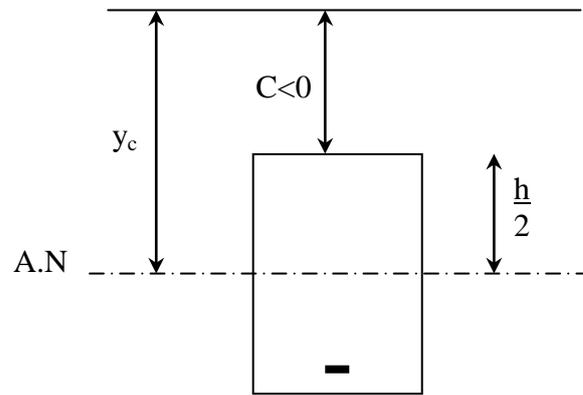


Figure VI.4 : Position de l'axe neutre

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 31,34cm \Rightarrow C = -23,34cm \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99", on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3.c^2 - 90.(c - d'). \frac{A'_s}{b} + 90.(d - c). \frac{A_s}{b}$$

$$q = -2.c^3 - 90.(c - d'). \frac{A'_s}{b} - 90.(d - c)^2 . \frac{A_s}{b}$$

$$\text{Or : } A'_s = 0$$

$$p = -3.c^2 + 90.(b - c). \frac{A_s}{b} = -1600,98$$

$$q = -2.c^3 - 90.(d - c)^2 . \frac{A_s}{b} = 24386,10$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,325 \cdot 10^7$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 46,20$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -46,15 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 24,96 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 21,18 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 24,96 \text{ cm}$

Car : $y_{ser} = y_c + c$

$$0 < y_{ser} < d$$

$$0 < y_{ser} = 24,96 - 23,34 = 1,62 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 1,62 \text{ cm} \\ y_c = 24,96 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.1.8. Vérification des contraintes :

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 862,18 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117 \cdot 10^3 \times 24,96 \cdot 10}{862,18 \cdot 10^4}\right) \times 16,2 = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}})\right) = 250 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 58,65 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = -3,49 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.1.9 Vérification au séisme : [2]

D'après RPA 99 version 2003, l'acrotère doit être vérifié sous la sollicitation suivante :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P < T_u$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par l'RPA 99 version 2003 à partir du tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage. Zone III $\Rightarrow A = 0,30$.

- C_P : Facteur de force horizontale donné par l'RPA 99 version 2003 à partir du tableau (6.1)
 $\Rightarrow C_P = 0,8$.

- W_P : Poids de l'élément considéré $\Rightarrow W_P = 1,725 \text{ kN/ml}$.

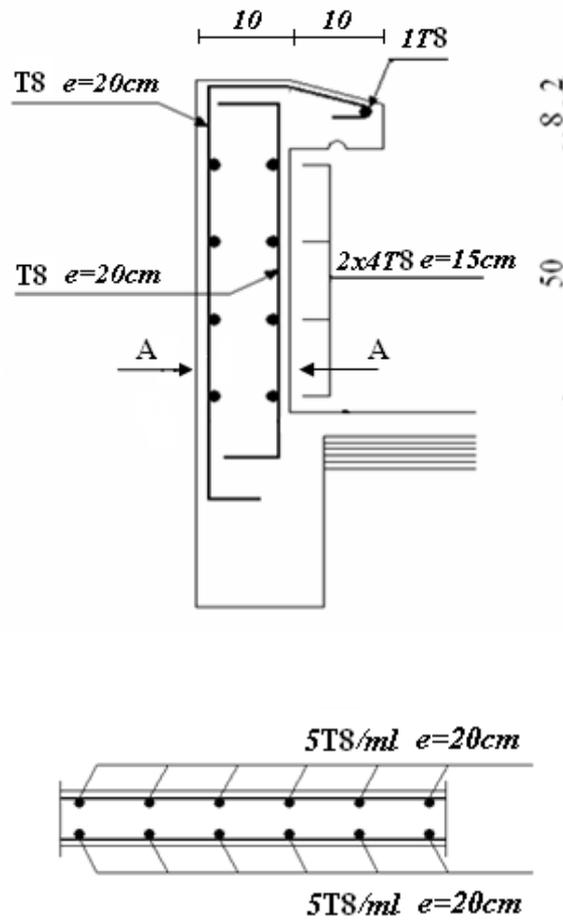
$F_P = 1,656 \text{ kN} > T_u = 1,5 \text{ kN} \dots\dots\dots$ Donc on prend : $T_u = 1,656 \text{ kN}$.

VI.1.10. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4 \text{MPa}\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,656 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,021 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



Coupe A-A

Figure VI.5 : Disposition constructive des armatures de l'acrotère

VI.2. ETUDE DES PLANCHERS

VI.2.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, les structures étudiées (bloc A & bloc B) comporte

- plancher à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

VI.2.2. Plancher en corps creux

- Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

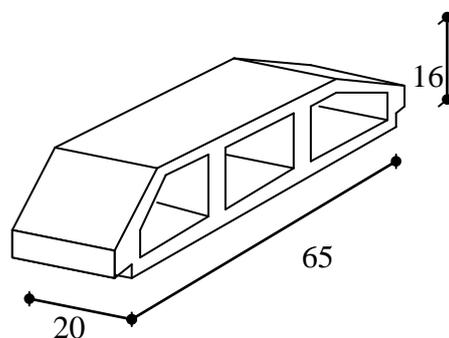
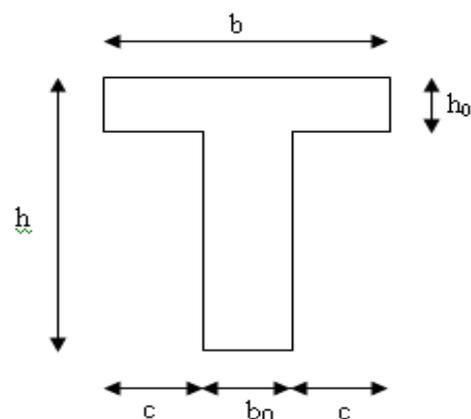


Figure VI.6 : Dimension du corps creux

VI.2.2.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

a.1. Dimensions des poutrelles



$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{405}{25} \leq h \leq \frac{405}{20}$$

$$\Rightarrow 16,20 \leq h \leq 20,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21 \text{ cm} & ; & h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Figure VI.7 : Dimensions de

poutrelles

a.2. Calcul des moments

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire [1]

a.2.1.1. Domaine d'application

$$\mathbf{H}_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

\mathbf{H}_2 : les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

\mathbf{H}_3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

\mathbf{H}_4 : fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode

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

$$\bullet M_t \geq \text{Max} \{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée du milieu} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec

M_0 : la valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;

$(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée
- $M=0,4M_0$les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1]

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode

- **Moment sur appuis**

* $M_a = 0,15M_0$Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$Appuis intermédiaires

avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;

$(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;

q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l' = l$pour une travée de rive

$l' = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

***Effort tranchant**

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

Avec

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

a.3. Calcul des poutrelles

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression,
- 2^{ème} étape : après le coulage de la table de compression.

*** 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression**

- Poutrelle de travée $L=4,05m$

- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15kN/ml$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82kN/ml$

$G=1,97kN/ml$

➤ Charges d'exploitation

$Q=1 \times 0,65 = 0,65kN/ml$

Combinaison des charges

$$\underline{ELU} \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{ELS} \quad q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (4,05)^2}{8} = 7,463 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (4,05)^2}{8} = 5,371 \text{ kNm}$$

Ferraillage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU.

$$M_u = 5,896 \text{ kNm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,167 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

* 2^{ème} étape Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té".

Evaluation des charges et surcharges

❖ Plancher terrasse

➤ Charge permanentes

$$G = 6,23 \times 0,65 = 4,049 \text{ kN/ml}$$

➤ Surcharges d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ Plancher courant

➤ Charge permanente

$$G=5,23 \times 0,65=3,399 \text{ kN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation

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

Combinaison des charges

➤ Plancher terrasse

$$\text{ELU } q_u=1,35G+1,5Q=6,441 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS } q_{ser}=G+Q=4,699 \text{ kN/ml}$$

➤ Plancher courant

$$\text{ELU } q_u=1,35G+1,5Q=6,051 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS } q_{ser}=G+Q=4,374 \text{ kN/ml}$$

Conclusion

Les poutrelles du plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul des efforts internes

1- Poutrelle à une travée L=4,00m

$$\begin{cases} q_u = 6,441 \text{ kN / ml} \\ q_{ser} = 4,699 \text{ kN / ml} \end{cases}$$

Calcul des moments

Avec :

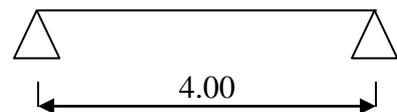
- moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$
- moment sur appui : $M_a = 0,20 M_0$

$$\text{ELU } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 12,882 \text{ kNm}$$

$$\text{ELS } M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 9,398 \text{ kNm}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{tu} = 10,949 \text{ kNm} \\ M_{tser} = 7,988 \text{ kNm} \end{cases} ; \begin{cases} M_{au} = 2,576 \text{ kNm} \\ M_{aser} = 1,879 \text{ kNm} \end{cases}$$



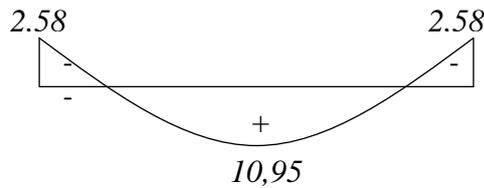
Effort tranchant

ELU $T_u = \frac{q_u l}{2} = 12,882kN$

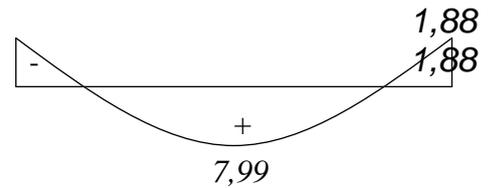
ELS $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 9,398kN$

Diagramme des efforts internes

- **Moment fléchissant**

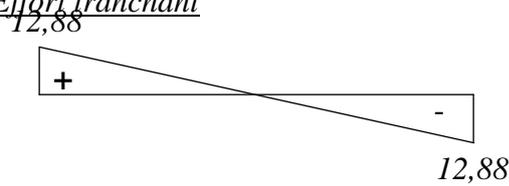


E.L.U

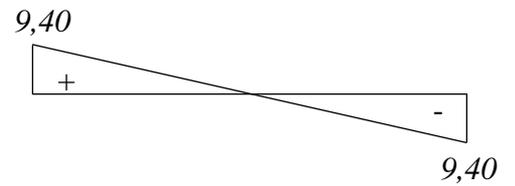


E.L.S

- **Effort tranchant**

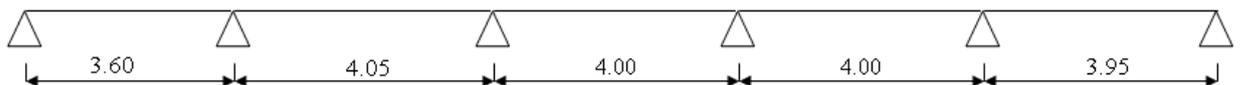


E.L.U



E.L.S

2- Poutrelles à cinq travées



En utilisant la méthode forfaitaire les résultats seront regroupés dans le tableau suivant :

- **LA METHODE FORFAITAIRE :**

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq \begin{cases} 2 \times 6,441 = 12,882 \text{ KN/m}^2 \\ 5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

On a les conditions suivantes :

- Inertie constante.
- $\frac{3,60}{4,05} = 0,88 \in]0,85 ; 1,25[$.

- Fissuration peu nuisible (non préjudiciable).

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,23+1} = 0,13$$

Les conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire

Calcul des moments statiques

$$\begin{cases} q_u = 6,44 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,699 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\text{E.L.U : } \begin{cases} M_{0AB} = \frac{q_u \cdot L_{AB}^2}{8} = 10,43 \text{ kN.m} \\ M_{0BC} = \frac{q_u \cdot L_{BC}^2}{8} = 13,21 \text{ kN.m} \\ M_{0CD} = \frac{q_u \cdot L_{CD}^2}{8} = 12,88 \text{ kN.m} \\ M_{0DE} = \frac{q_u \cdot L_{DE}^2}{8} = 12,88 \text{ kN.m} \\ M_{0EF} = \frac{q_u \cdot L_{EF}^2}{8} = 14,30 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S : } \begin{cases} M_{0AB} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = 7,61 \text{ kN.m} \\ M_{0BC} = \frac{q_s \cdot L_{BC}^2}{8} = 9,63 \text{ kN.m} \\ M_{0CD} = \frac{q_s \cdot L_{CD}^2}{8} = 9,40 \text{ kN.m} \\ M_{0DE} = \frac{q_s \cdot L_{DE}^2}{8} = 9,40 \text{ kN.m} \\ M_{0EF} = \frac{q_s \cdot L_{EF}^2}{8} = 10,16 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moment sur appuis :**

$$\text{E.L.U : } \begin{cases} M_A = M_F = 0 \text{ kN.m} \\ M_B = 0,5M_{AB} = 5,22 \text{ kN.m} \\ M_C = 0,4M_{BC} = 5,28 \text{ kN.m} \\ M_D = 0,4M_{CD} = 5,15 \text{ kN.m} \\ M_E = 0,5M_{DE} = 5,44 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} M_A = M_F = 0 \text{ kN.m} \\ M_B = 0,5M_{AB} = 3,81\text{kN.m} \\ M_C = 0,4M_{BC} = 3,85\text{kN.m} \\ M_D = 0,4M_{CD} = 3,76\text{kN.m} \\ M_E = 0,5M_{DE} = 4,70\text{kN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travées :**

Les valeurs des moments en travées M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- 1) $M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05.M_{0AB} \\ (1 + 0,3.\alpha).M_{0AB} \end{array} \right.$
- 2) $M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3.\alpha}{2} \right].M_0$ Dans le cas d'une intermédiaire
- 3) $M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3.\alpha}{2} \right].M_0$ Dans le cas d'une travée de rive

a) Calcul de l'effort tranchant à l'E.L.U

Pour une travée AB

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet a = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ \bullet b = L - a \\ \bullet T_w = V_w = -2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a} \\ \bullet T_e = V_e = 2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b} \end{array} \right.$$

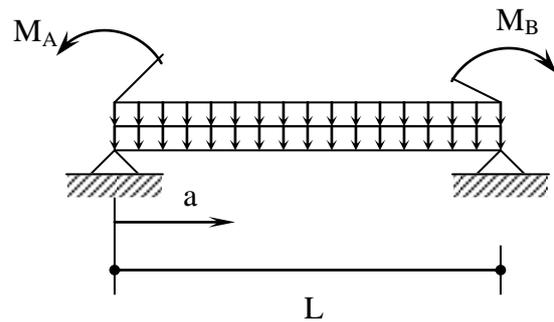


Figure VI.8 : Schéma statique de la travée AB

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	0	0	1-2	3,60	8,34	6,09	10,54	-13,44	9,63	-9,76
2	-5,22	-3,81	2-3	4,05	8,62	6,28	13,68	-13,71	7,19	-7,19
3	-5,28	-3,85	3-4	4,00	8,31	6,07	13,55	-13,48	5,76	-8,63
4	-5,15	-3,76	4-5	4,00	7,98	5,82	13,44	-14,09	6,11	-8,44
5	-5,44	-4,70	5-6	3,95	12,30	8,27	17,18	-13,92	5,88	-7,21
6	0	0								

Tableau VI.1 : Résultats de calcul de l'effort tranchant à l'E.L.U

b) Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\underline{ELU} \quad M_{tu}^{max} = 12,301 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{max} = 5,44 \text{ kNm}$$

$$T_u^{max} = 17,18 \text{ kN}$$

$$\underline{ELS} \quad M_{tser}^{max} = 8,27 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max} = 4,70 \text{ kNm}$$

b.1. Ferrailage en travée

$$h = 21 \text{ cm} ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} ; \quad d = 0,9h = 18,9 \text{ cm} ; \quad \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \\ f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526 \text{ kNm}$$

$$\text{On a : } M_{tu} < M_{tab}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
12,30	0,037	Oui	0	0,047	18,53	Oui	348	1,90

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

b.1.1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,83cm^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,83cm^2 ; 1,90cm^2\} = 1,90cm^2$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39cm^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis

On a: $M_{au}^{\max} = 5,44kNm < M_{tab} = 75,526kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
5,44	0,016	Oui	0	0,020	18,74	oui	348	0,83

Tableau VI.3. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

b.2.1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27cm^2$$

$$A_s = 0,83cm^2 > A_s^{\min} = 0,27cm^2$$

Choix : 1T14+1T12 ($A_s = 2,67cm^2$)

c) Vérfications

c.1. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 17,18 kN$.

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

Tel

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,97 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis

- Appuis de rives

- Vérification de la compression du béton [1]

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec $T_u = 15,13 \text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{15,13 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,841 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1]

$$A_s = 2,67 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,386 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires

- Vérification de la contrainte de compression [1]

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{14,09 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,690 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1]

$$A_s = 2,67 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,34 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1]

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance “y” de l’axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D’après l’organigramme de la vérification d’une section rectangulaire à l’ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Détermination de l’axe neutre

On suppose que l’axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; B=65cm (travée) ; b_0=12cm (appuis) ; c=c'=2cm$$

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l’hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance “y” et le moment d’inertie “I” se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification n
Travée	17,18	3,39	1,13	5,62	20037, 1	5,05	Vérifiée
Appuis	14,09	2,67	3,33	4,34	12171, 2	3,8	Vérifiée

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l’ELS

c.2.2. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [9]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=21\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,9\text{cm}$; $L=5\text{m}$; $M_{\text{tser}}=17,18\text{kNm}$; $M_0=14,30 \text{ kNm}$;
 $A_s=3,39\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,0456 < 0,0625$ *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 < 0,0105$ *vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,0456 < 0,047$ *non vérifiée*

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1\text{cm}$ ($L \leq 5\text{m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre "y₁"** [1]

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀"** [1]

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs** [9]

$$I_{f_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{f_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
17,18	2,66	14, 1	0,014 1	226,4 3	2,9 2	1,1 7	0,7 5	56625, 4	3,8	14,1

Tableau VI.5. Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,755cm \quad (L = 4,05m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,384cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,629cm < \bar{f} = 1cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e=235MPa$)

- **«BAEL 91 modifié 99» [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

• **“RPA 99 version 2003”** [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 6\text{mm}$

- **Selon le “BAEL 91 modifié 99”** [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,94 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Selon le “RPA 99 version 2003”** [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 11,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 6cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 12cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

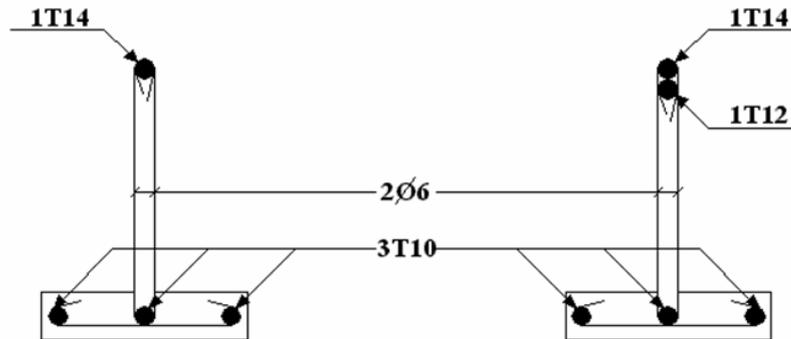


Figure VI.9: Disposition constructive des armatures des poutrelles

VI.2.2.2

Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 20cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : distance entre axes des poutrelles ($L_1=65cm$),

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP),

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$Fe=520MPa$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6mm$)

On a : $L=65cm$

Donc on obtient : $A_1=0,5cm^2/ml$

On prend : $6T5=1,18cm^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

Soit : $6T5 = 1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t = 20\text{cm}$

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés $\Phi = 6\text{mm}$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

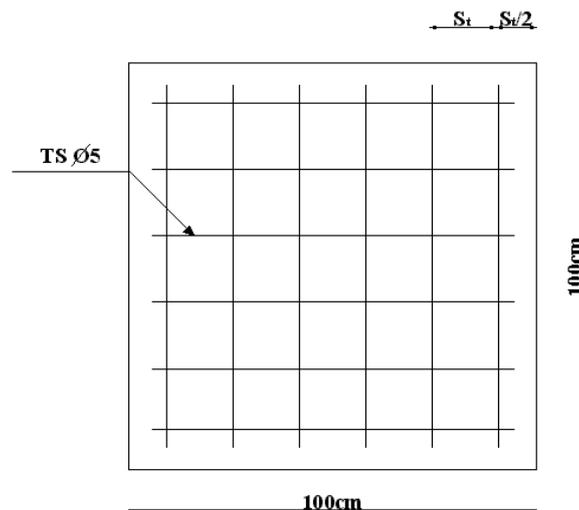


Figure VI.10 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

VI.2.3 Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

VI.3.3.1 Méthodes de calcul :

Pour les dalles de forme régulières (rectangulaire, carré), on utilise la méthode forfaitaire.

a) Méthode forfaitaire :

La méthode consiste à diviser la dalle en plusieurs panneaux et le considérer comme simplement appuyée.

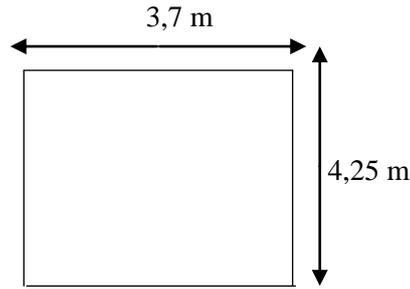


Figure VI.11 : Dimensions de la dalle pleine

VI.3.3.2 Evaluation des charges

1. Plancher terrasse :

$$G=7,81\text{KN/m}^2$$

$$Q=1,00\text{KN/m}^2$$

E.L.U :

$$q_u=1,35G+1,5Q=12,04\text{KN/m}^2$$

E.L.S :

$$q_{ser}=G+Q=8,81\text{KN/m}^2$$

2. Plancher courant : Les charges les plus défavorables sont :

$$G=5,23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1,50\text{KN/m}^2$$

E.L.U :

$$q_u=9,31\text{KN/m}^2$$

E.L.S :

$$q_{ser}=6,73\text{KN/m}^2$$

VI.3.3.3 Calcul des moments

• **Plancher terrasse:**

Condition d'application :

$$Q = 1\text{KN/m}^2 \leq \text{Max} \begin{cases} 2G = 15,62 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{4,25} = 0,87 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

- Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

* Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u l_x^2$

* Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} : \begin{cases} 0 \text{ à l'E.L.U} \\ 0,2 \text{ à l'E.L.S} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires réf (1)

(BAEL91)

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 7,68 \text{KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,86 \text{KNm}$$

- Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 5,76 \text{KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,39 \text{KNm}$$

- Les moments sur appui :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 3,84 \text{KNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 2,93 \text{KNm}$$

VI.3.3.4 ferrailage de la dalle

• **Ferrailage en tracée :**

* Dans le sens l_x :

L'épaisseur de dalle $h = 15 \text{cm}$

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

Le calcul se fait suivant l'organigramme de la flexion simple pour une bande de 1m ($d = 100 \text{cm}$; $d_x = 13,5$; $h = 15 \text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{MPa}$)

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd_x^2 \sigma_{bc}} = 0,0223 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,028$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 13,34 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = 1,24 \text{cm}^2 \quad \text{on adopte} \quad 4T8 = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement :

$$esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

* Dans le sens L_y :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0169 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,0234 \Rightarrow Z = 13,38\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z\sigma_s} = 0,94\text{cm}^2 \quad \text{on adopte } 4T6 = 1,13\text{cm}^2/\text{ml}$$

Espacement :

$$esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h ; 45\text{cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• Ferraillage sur appuis :

* Dans le sens L_x et L_y :

$$M_a = M_{ax} = 3,84\text{KNm} \quad (M_a = \text{Max}\{M_{ax} ; M_{ay}\} = 3,84\text{KNm})$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0148 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,202 \\ Z = 12,40\text{cm} \\ A_s = \frac{M_a}{Z\sigma_s} = 0,88\text{cm}^2 \quad \text{On adopte } 4T6 = 1,13\text{cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Espacement :

• $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{dans le sens } L_x.$

• $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h ; 45\text{cm}) \dots\dots\dots \text{dans le sens } L_y.$

• Les armatures transversales dans les appuis :

$$\tau_u \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25MPa$$

$$\left. \begin{aligned} T_x &= \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,04 \times 3,7 \times 4,25}{2 \times 3,7 + 4,25} = 16,25KN \\ T_y &= \frac{q_u L_x}{3} = \frac{12,04 \times 3,7}{3} = 14,84KN \end{aligned} \right\} T_u^{max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 16,25KN$$

$$\tau_u = 0,120MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification à l'E.L.S :

a) Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$$

$$q_{ser} = 8,81KN/m^2$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 6,47KNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,41KNm$$

$$M_{tx} = 0,75M_x = 4,85KNm$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 4,05KNm$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 3,23KNm$$

- **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\frac{b}{2} y^2 - nA_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 30,15y - 407,03 = 0 \Rightarrow y = 2,57cm$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s(d - y)^2 = 4167,69cm^4$$

D'où :

$$\sigma_b = \frac{4,85 \cdot 10^6}{4167,69 \cdot 10^4} \times 25,7 = 2,99MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

* Acier :

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) (d - y)$$

$$= 142,80MPa < \bar{\sigma}_s = 240MPa$$

c). Vérification de non fragilité :

$$12\text{cm} < h < 30\text{cm} \quad \text{avec} \quad h = 15\text{cm}$$

- la dalle repose sur 4 côtés :

$$\begin{cases} A_x \geq \frac{\rho_0(3-\rho)bh}{2} \\ A_y \geq \rho_0bh \end{cases} \quad \text{avec:} \begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,87 \end{cases}$$
$$\begin{cases} A_x = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} > 1,27\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ A_y = 1,13\text{cm}^2/\text{ml} < 1,2\text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_y = 4T8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}. \end{cases}$$

d). Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} &\bullet \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad \text{avec } M_t \geq 0,75M_x \\ &\bullet \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{aligned}$$

M_t : Moment unitaire en travée dans le sens l_x .

M_x : Moment maximal en travée par unité de largeur dans le sens l_x .

$$\begin{aligned} &\bullet \frac{15}{370} = 0,041 > \frac{5,76}{20 \times 7,68} = 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ &\bullet \frac{2,01}{100 \times 13,5} = 0,0015 < 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{aligned}$$

Donc : Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

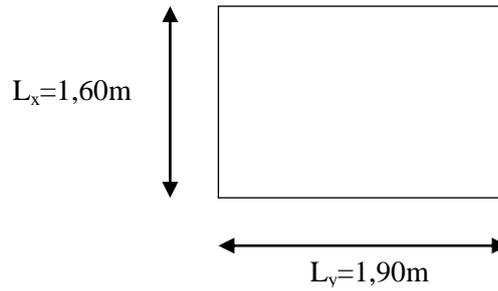
VI.3. ETUDE DE LA DALLE MACHINE

VI.3.1. Introduction

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

VI.3.2. Prédimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



Nous avons deux conditions à vérifier :

VI.3.2.1. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \Rightarrow \quad \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$3,20cm \leq e \leq 4,00cm$$

VI.3.2.1. Condition de l'ENA :

L'entreprise nationale des ascenseurs (*ENA*) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est : $e \geq 25cm$

On prend : $e = 25cm$

VI.3.3. Détermination des charges et surcharges

* Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée..... $50,00KN/m^2$
 - Poids propre de la dalle..... $25 \times 0,25 = 6,25kN/m^2$
- $G = 56,25kN/m^2$**

* Surcharges d'exploitation :

$Q = 1KN/m^2$

VI.3.4. Combinaison des charges

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44KN/m^2$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q = 57,25KN/m^2$$

VI.3.5. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{1,90} = 0,842 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

* Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

* Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0698 & \Rightarrow M_x = 13,83 \text{KNm} \\ \mu_y = 0,4196 & \Rightarrow M_y = 5,80 \text{KNm} \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0756 & \Rightarrow M_x = 11,80 \text{KNm} \\ \mu_y = 0,5717 & \Rightarrow M_y = 6,33 \text{KNm} \end{cases}$$

***.Les moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 11,75 \text{KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,93 \text{KNm}$$

***.Les moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 4,15 \text{KNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 1,74 \text{KNm}$$

$$M_a = \max(M_{ax}; M_{ay}) = 4,15 \text{KNm}$$

VI.3.6. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

VI.4.6.1. Ferrailage en travée

a. Dans le sens " L_x " :

On a : $b = 100 \text{cm}$; $h = 25 \text{cm}$; $d = 0,9h = 22,5 \text{cm}$; $c = 2 \text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{MPa}$

$M_{tx}(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
11,75	0,016	0	0,0163	22,352	1,51	5T8	2,51

Tableau VI.6: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm.....vérifiée$$

b. Dans le sens "L_y" :

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=d_x-\phi_x=21,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

$M_{ly}(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
4,93	0,0068	0	0,008	22,42	0,63	5T8	2,51

Tableau VI.7: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm.....vérifiée$$

VI.4.6.2. Ferrailage sur appuis

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=22,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

$M_a(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
4,15	0,0057	0	0,0072	22,43	0,53	5T8	2,51

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm(sens x - x) &vérifiée \\ \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm(sens y - y) &vérifiée \end{cases}$$

VI.3.7. Calcul des armatures transversales [3]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 46,16 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 41,30 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 46,16 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{46,16 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,205 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.3.8. Vérification à L'ELS

VI.4.8.1. Vérification des contraintes :

- **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240 \text{MPa}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \eta = 1,6 \text{ pour HA} \\ f_e = 400 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,842 \xrightarrow{\text{E.L.S}} \begin{cases} \mu_x = 0,0754 \\ \mu_y = 0,5715 \end{cases}$$

$$q_{ser} = 57,25 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 11,05 \text{KNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 6,31 \text{KNm} \\ M_{tx} = 0,85 M_x = 9,39 \text{KNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 5,36 \text{KNm} \\ M_a = \text{Max}(0,3 M_x ; 0,3 M_y) = \text{Max}(3,31 ; 1,89) = 3,31 \text{KNm} \end{cases}$$

a). Détermination de la valeur de " y " :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

b). Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		$M_t(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	9,39	2,51	3,76	14994,126	2,157	vérifiée	98,15	vérifiée
	(y-y)	5,36	2,51	3,76	13616,963	2,32		102,6	
Appuis		3,31	2,51	3,76	14994,126	0,75		34,75	

Tableau VI.9: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

VI.4.8.2. Vérification de la condition de non fragilité [3] :

$$h=25\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence [1]} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x = 2,51 \text{cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{cm}^2$ vérifiée
 En travée : $A_x = 2,51 \text{cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{cm}^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y = 2,51 \text{cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{cm}^2$ vérifiée
 En travée : $A_x = 2,51 \text{cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{cm}^2$ vérifiée

VI.3.8.3. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\text{D'après [3]} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,156 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,156 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,115 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

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

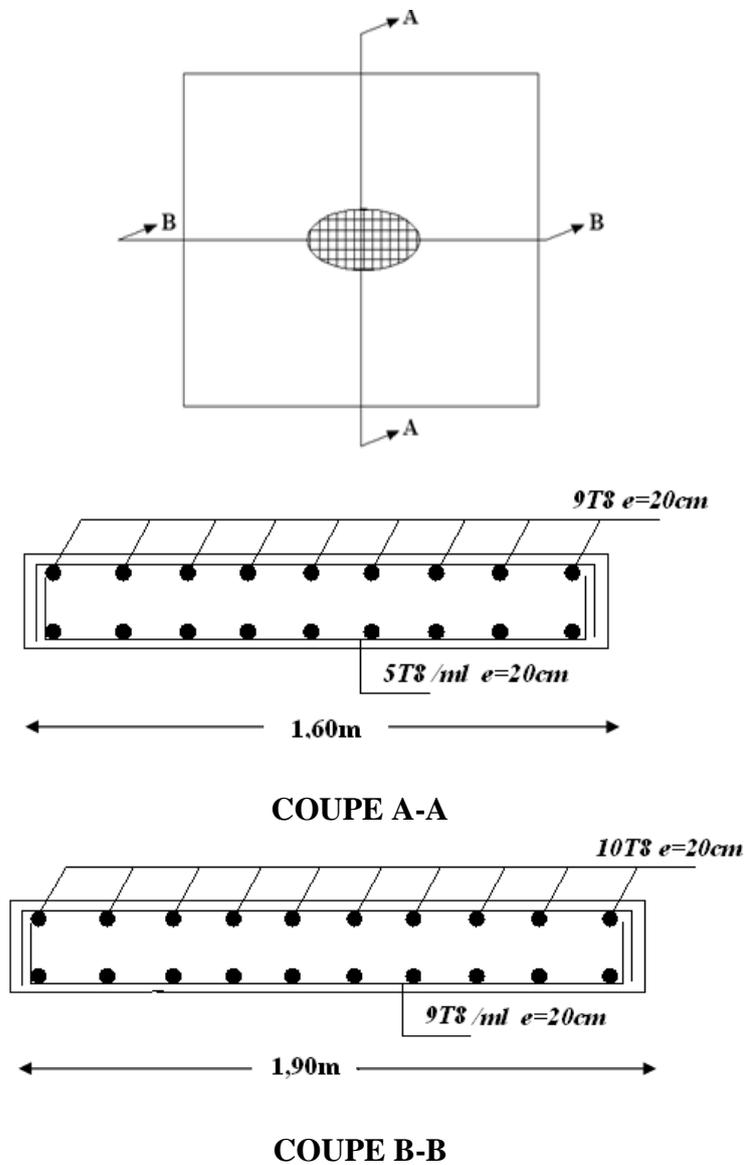


Figure VI.12: Ferrailage de la dalle machine

VI.4. ESCALIER :

VI.4.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

VI.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

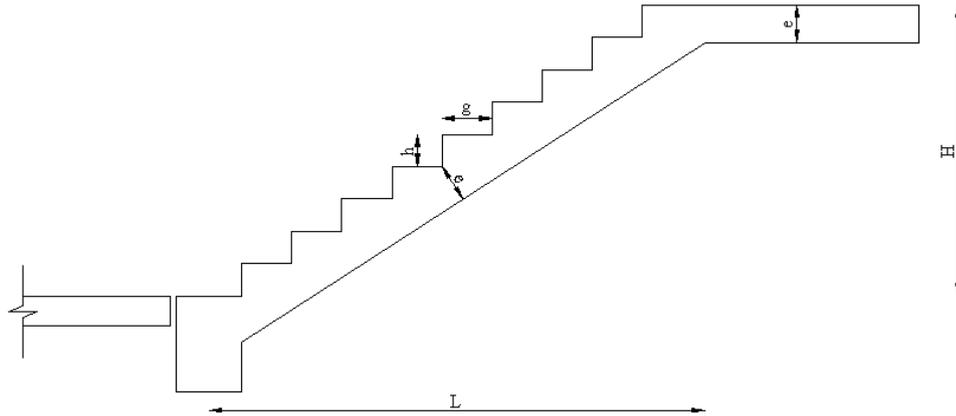


Figure VI.13 : Dimensions de l'escalier

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir $2h+g=64$

On obtient le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

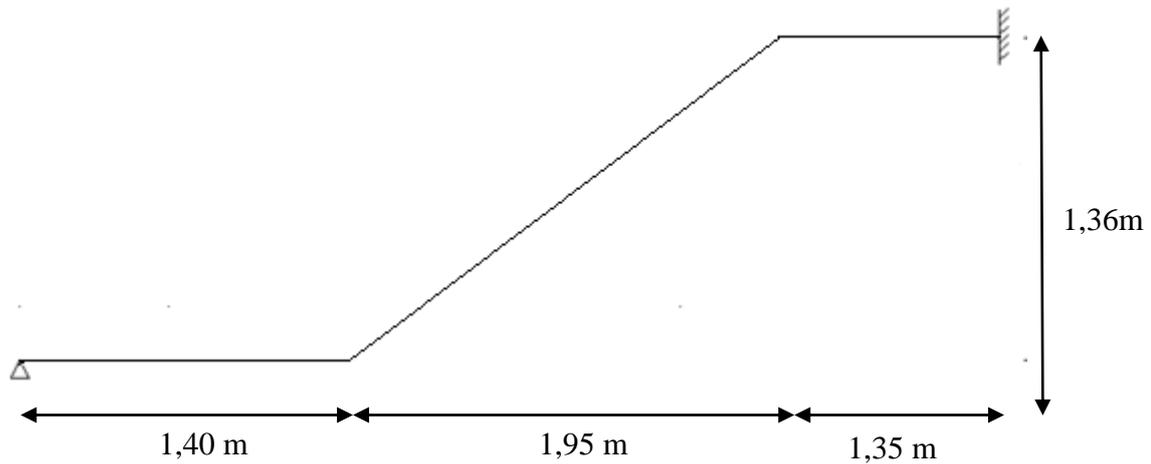
En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : La racine de l'équation

- Schéma statique de l'escalier :



Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - 687n + 272 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 8,48$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=8$
- le nombre des marches $n-1=7$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,278m = 28cm$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 62cm \\ h = 17cm \\ g = 28cm \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la pailasse :

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow 19,1 \leq e \leq 28,65cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(1,95)^2 + (1,36)^2} = 2,37m$$

On prend donc l'épaisseur $e=20 cm$

N.B. Le palier aura la même épaisseur que la pailasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient

Satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{195} = 0,697 \Rightarrow \alpha = 34,87^\circ$$

VI.5.3. Evaluation des charges :

a. Palier :

a. 1. Charges permanentes :

- Carrelage ($e=2\text{cm}$) $0,50\text{kN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) $0,40\text{kN/m}^2$
- Lit de sable ($e=3\text{cm}$) $0,54\text{kN/m}^2$
- Dalle pleine ($e=20\text{cm}$) $5,00\text{kN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$) $0,36\text{kN/m}^2$

$$G_1 = 6,80\text{kN/m}^2$$

a. 2. Charge d'exploitation :

$$Q_1 = 2,50\text{kN/m}^2$$

b. Paillasse :

b. 1. Charges permanentes:

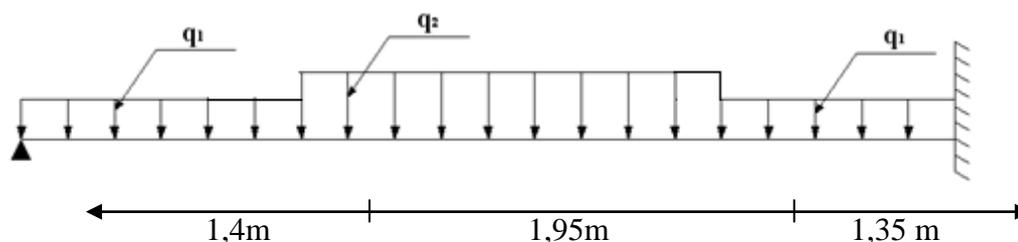
- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 34,87} \right) =$ $6,09\text{ kN/m}^2$
- Carrelage ($e=2\text{cm}$) $0,50\text{kN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) $0,40\text{kN/m}^2$
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} =$ $2,13\text{kN/m}^2$
- Garde corps $1,10\text{kN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$) $0,46\text{kN/m}^2$

$$G_2 = 10,28\text{kN/m}^2$$

b. 2. Charge d'exploitation :

$$Q_2 = 2,50\text{kN/m}^2$$

VI.4.4. Schéma statique :



VI.4.5. Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

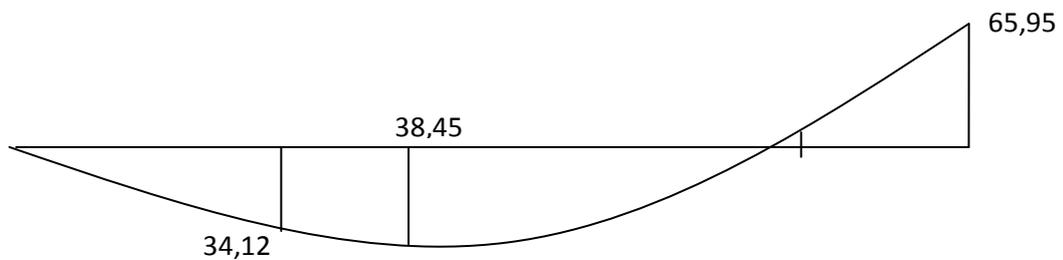
	q_1 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
<i>ELU</i>	12,93	17,63
<i>ELS</i>	9,30	12,78

Tableau VI.10 : Charges à l'ELU et l'ELS

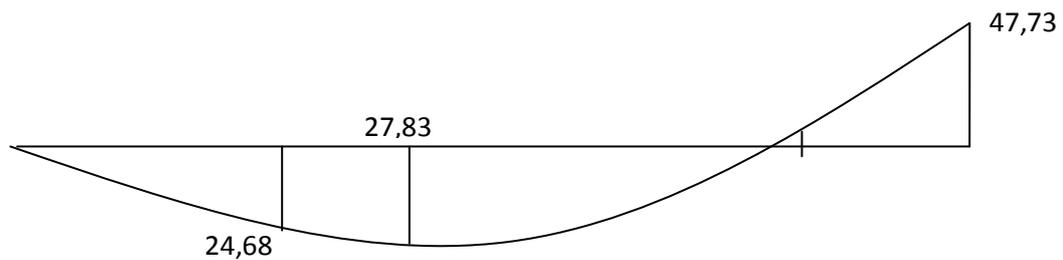
VI.4.6. Diagramme des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :

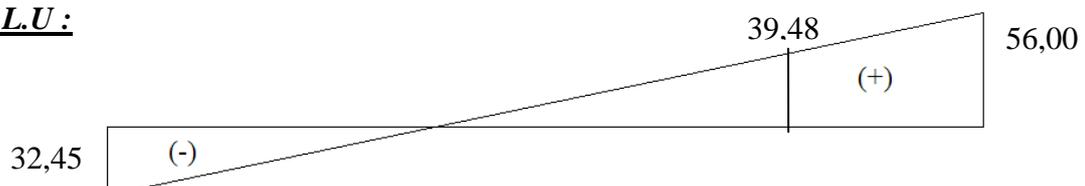


E.L.S :

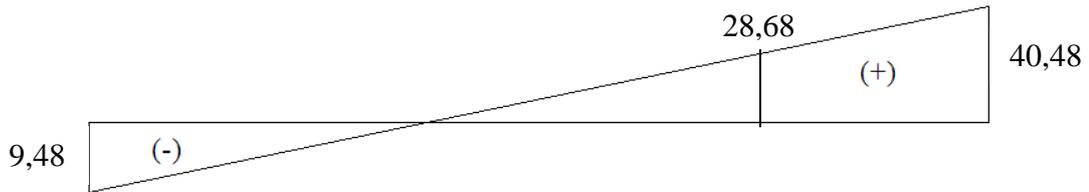


- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :



VI.4.7. Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$
Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
(organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d=0,9h=18$

$\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e=400\text{MPa}$

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choi x	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	38,45	0,08 4	Oui	0	0,109 8	17,2 1	5,14	5T12	5,65
Appuis	65,95	0,14 4	Oui	0	0,195 2	16,5 9	9,14	9T12	10,18

Tableau VI.11 : Ferrailage de l'escalier

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$
On prend : $esp=20\text{cm}$
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{9} = 11,11\text{cm}$
On prend : $esp=10\text{cm}$

Armatures de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,82\text{cm}^2 / ml$
Le choix est de $6T10=4,71\text{cm}^2$ avec $S_i=20\text{cm}$.
- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,54\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 5,09\text{cm}^2 / ml$
Le choix est de $8T10=6,28\text{cm}^2$ avec $S_i=15\text{cm}$.

VI.4.8. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,96\text{cm}^2$$

En travée : $A_s = 5,65\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,96\text{cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 10,18\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,96\text{cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{56 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,31\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 56.10^3 - \frac{65,95.10^6}{0,9 \times 180} = -351,09\text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,33\text{MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

c. 1. Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=18cm ; b=100cm ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	27,83	5,65	4,74	18451,27	7,15	Vérifiée
Appui	47,73	10,18	6,04	29187,41	9,87	Vérifiée

Tableau VI.12 : Vérification à l'E.L.S

c. 2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{470} = 0,042 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,042 < \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. ; \quad L=4,70 \text{ m} < 5\text{m}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10721,40 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
27,83	5,65	0,0031	273,65	6,77	2,71	0,33	67028,26	22798,02	35384,18

Tableau VI.13 : Vérification de la flèche de l'escalier

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1,30 \text{ cm} \\ f_v = 2,22 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,92 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,92 \text{ cm} < \bar{f} = 0,94 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

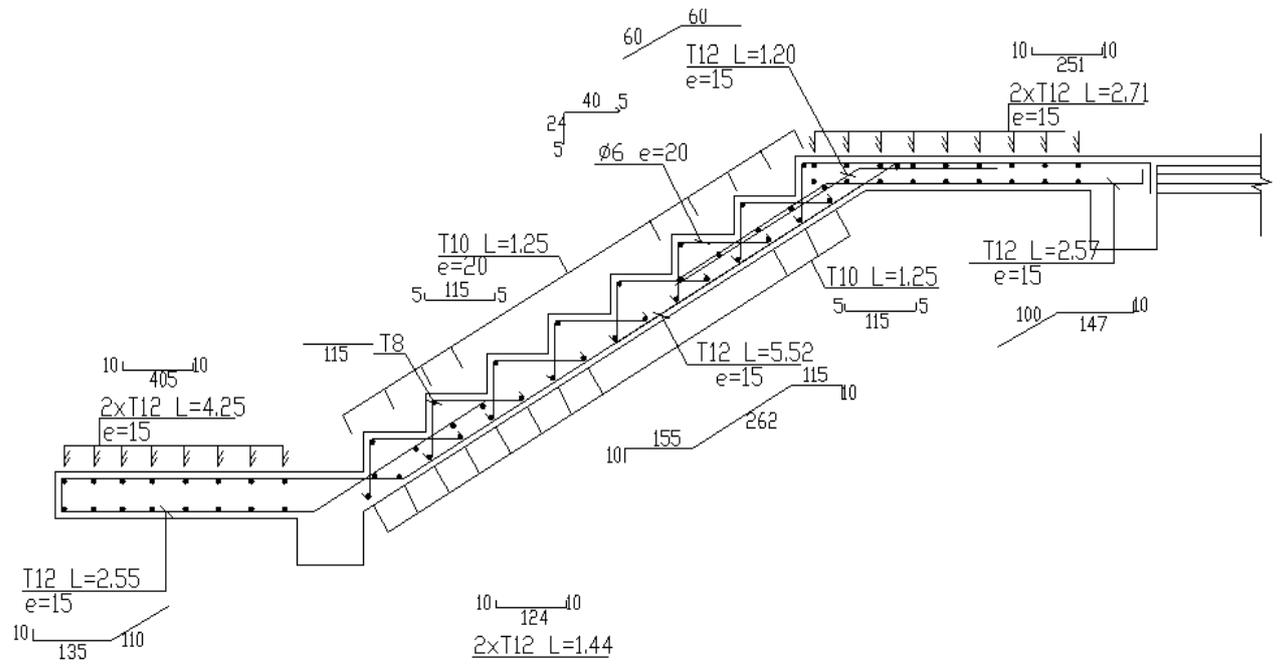


Figure VI.14 : Ferrillage de l'escalier

VI.5. BALCONS :

VI.5.1. INTRODUCTION:

Le balcon se calcule comme une console soumise à:

- Son poids propre (G).
- La surcharge d'exploitation (Q).
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur (F).

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

Epaisseur du balcon:

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12,5cm$$

On prend: $e=15cm$.

VI.5.2. Evaluation des charges :

- Charge permanente: $G=5,78kN/m^2$
- Charge d'exploitation: $Q=3,5kN/m^2$
- Charge concentré: $F=2,81 \times 3,54 \times 1=9,94kN$

VI.6.3. SCHEMA STATIQUE :

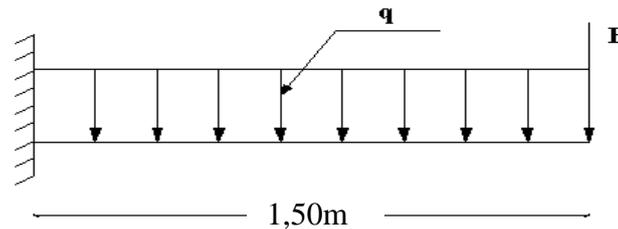


Figure VI.15 : Schéma statique du balcon

VI.5.4. Combinaison des charges :

	ELU	ELS
$q(kN/ml)$	13,05	9,28
$F(kN)$	13,42	9,94

Tableau.VI.14 : Combinaison des charges

VI.5.5. Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

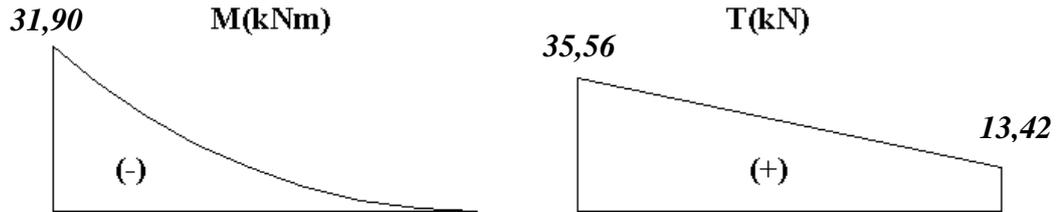
- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>M (kNm)</i>	-31,90	-23,40
<i>T (kN)</i>	35,56	26,066

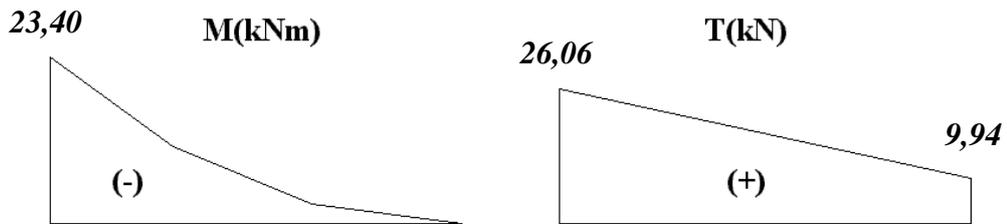
Tableau.VI.15 : Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes:

E.L.U:



E.L.S:



VI.5.6. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=30\text{cm}$; $d=27\text{cm}$;
 $f_e=400\text{MPa}$

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	Esp(cm)
31,90	0,031	Oui	0	0,039	26,58	2,76	6T12	6,78	15

Tableau.VI.16: Ferrailage du balcon

Espacement:

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Armatures de répartitions:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,17\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2,35\text{cm}^2$$

Le choix est de: $4T12=4,52\text{cm}^2$ avec: $S_t=15\text{cm}$.

VI.5.7. Vérifications :

a. Condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 6,78\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{35,56.10^3}{1000 \times 270} = 0,132\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes:

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=27\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

O6,78n doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240\text{MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
23,40	6,78	4,49	38815,65	2,7	vérifiée	203,55	vérifiée

Tableau.VI.17: Vérification des contraintes du balcon

c.2. Vérification de la flèche: [1]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{130} = 0,23 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,78}{100 \times 27} = 0,0025 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,23 > 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

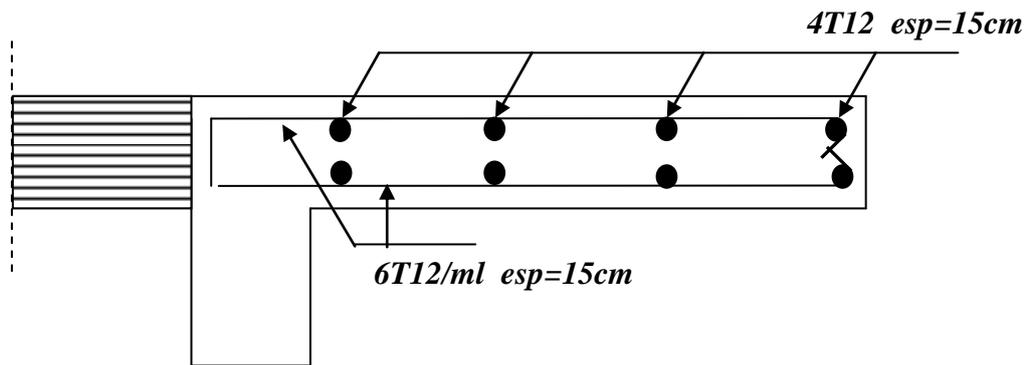


Figure VI.16 : Ferrailage du balcon

CHAPITRE VII

ETUDE DE SOL

VII.1. INTRODUCTION

Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude de sol pour connaître l'état des lieux au voisinage de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation,

Alors pour faire un bon choix de fondations et assurer une bonne assise pour notre ouvrage, il est nécessaire de faire une étude géotechnique afin de déterminer la portance et les caractéristiques du sol,

VII.2. RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent à la réalisation des :

- Essais in situ
- Essais de laboratoire

VII.2.1. Essais in situ

La reconnaissance sur site a comportée :

- Une campagne au pénétromètre dynamique.
- Une campagne géologique par sondage carotté.

- Dans la première campagne, huit essais pénétrométriques ont été réalisés.

Ces essais nous ont permis d'avoir une idée sur la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité.

- Dans la seconde campagne trois sondages carottés exécutés.

Le sondage nous a permis de connaître avec précision la nature du sol décrite par la carte géologique de la région et de faire des prélèvements d'échantillons de sol afin de réaliser les essais de laboratoire.

VII.2.1.1 Essai pressiométrique :

C'est un essai de chargement du sol en place. Il consiste à dilaté d'une façon radiale au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol selon des paliers de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

- **Sondage carotté**

Trois sondages carottés ont été réalisés, les résultats sont présentés dans le tableau VIII.1.

Sondages	Profondeurs (m)	Type du sol constituant la couche
<i>SC1</i>	<i>0,00-0,30</i>	<i>Terre végétale</i>
	<i>0,30-1,50</i>	<i>Argile limoneuse brunâtre à éléments grossiers</i>
	<i>1,50-12,00</i>	<i>Dépôt alluvionnaire (gravier à matrice argileuse sablo-caillouteux à quelques blocs en profondeur)</i>
<i>SC2</i>	<i>0,00-0,30</i>	<i>Terre végétale</i>
	<i>0,30-3,00</i>	<i>Argile limoneuse brunâtre à éléments grossiers</i>
	<i>3,00-12,00</i>	<i>Dépôt alluvionnaire (gravier à matrice argileuse sablo-caillouteux)</i>
<i>SC3</i>	<i>0,00-0,30</i>	<i>Terre végétale</i>
	<i>0,30-2,50</i>	<i>Argile limoneuse rougeâtre à quelques éléments grossiers</i>
	<i>2,50-12,00</i>	<i>Dépôt alluvionnaire (gravier à matrice argileuse sablo-caillouteux)</i>

Tableau VII.1 : Coupe lithologique des sondages carottés SC1 / SC2 et SC3

Les résultats d'essais sont consignés dans les tableaux ci-dessous :

N° d'essai	Profondeur (m)	Module pressiométrique (E)	Pression limite (P _L)	E/P _L	Etat de sol	Catégorie	α
SC 01	5,00	231,59	11,21	20,65	Sur consolidé	III	1/3
	6,00	125,67	6,78	18,53			
	7,00	190,05	7,62	24,96			
	8,00	156,47	7,57	20,66			
	9,00	219,08	9,73	22,52			
SC 02	1,00	37,61	4,21	8,93	Normalement consolidé	II	2/3
	2,00	75,97	9,38	8,10			
	3,00	114,42	8,30	13,78			
	4,00	113,53	12,58	9,03			1/3
	5,00	152,30	9,12	16,71			
	6,00	75,58	6,57	11,51			
	7,00	211,74	9,31	22,73			
SC 03	1,00	38,94	4,24	9,19	Normalement consolidé	II	2/3
	2,00	92,93	10,72	8,67			
	3,00	73,46	9,05	8,11			
	4,00	196,50	17,91	10,97			1/3
	5,00	279,98	17,22	16,26			
	6,00	466,89	23,77	19,65			

Tableau VII.2 : Résultats du sondage carotté

En examinant ces résultats ; nous remarquons que Les valeurs de la pression limite (P_L) enregistrées systématiquement chaque mètre, varient entre 4,21 et 23,77 bar, le rapport (E/P_L) dénote un sol **normalement consolidé à sur consolidé enregistrés** à différent niveaux tout en long des profondeurs dévoilées (6,00 m et 7,00 m)

VII.2.1.2 Essai de pénétration dynamique:

Cet essai à un usage de plus en plus fréquent, Il est effectué à l'aide d'appareils de type BORRO B2, comportant une tige métallique terminée par un cône.

- ***Principe et objet de l'essai :***

Le principe de l'essai consiste à enfoncer dans le terrain un train de tiges à son extrémité d'une pointe et ce à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur fixe (H) et de mesurer le nombre de coups (N) nécessaire à un enfoncement $e=20$ cm.

Ce dernier sera introduit dans la formule de battage dite « des Hollandais » pour avoir la résistance dynamique (Rd) du sol en fonction de la profondeur :

Cet équipement est complété par un dispositif mesurant séparément l'effort exercé sur la pointe conique du pénétromètre, fixée à l'extrémité d'un train de tiges, et le frottement latéral exercé sur le fut.

$$R_d = \frac{N}{L} \cdot \frac{M^2 \times H}{P + M} \cdot \frac{1}{A}$$

- ***Analyse des résultats :***

De l'examen des pénétrogrammes obtenus par les essais de pénétration dynamique lourd (PDL), il ressort que les valeurs de la résistance en pointes (Rp) sont généralement supérieures à 30 bars dès le premier mètre, au de la de cette profondeur la résistance augmente progressivement avec la profondeur.

Les résultats obtenus sont regroupés dans des graphes qui se trouvent en annexe.

VII.2.2. Essais de laboratoire

our déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués au laboratoire sur les échantillons prélevés dans le sol à l'aide de carottiers, Ces échantillon de terrain, si possible non remanié, sont repérés avec le numéro du sondage correspondant,

Toutes les précautions sont prises pendant le transport, pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon,

Les essais sont effectués dans les plus courts délais, prélèvement par des personnes qualifiés, aptes à interpréter les résultats,

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- La masse volumique de l'échantillon ;
- Détermination des teneurs en eau ;
- Les limites d'Atterberg ;
- Analyse granulométrique et sédimentométrique ;
- Essais de caillement rectiligne à la boîte de Casagrande ;
- Essai de compressibilité à l'oedomètre,

VII.2.2.1 Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol

Avant toute interprétation ou calcul, il faut présenter un tableau comportant toutes les caractéristiques physiques concernant notre sol,

- **Les caractéristiques physiques**

- Les densités sèches " γ_d " sont comprises entre $16,60\text{kN/m}^3$ et $17,70\text{kN/m}^3$,
- Les densités humides " γ_h " varient entre $20,49\text{kN/m}^3$ et $21,05\text{kN/m}^3$,
- Les densités saturées " γ_{sat} " varient entre $20,5\text{kN/m}^3$ et 21kN/m^3 ,
- La densité des grains de sol " γ_s " est de 27kN/m^3 ,
- Les teneurs en eau " w " sont entre $18,90\%$ et $23,45\%$,

$$\gamma_h = \gamma_d(1+W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_\omega \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

Avec : $\gamma_{sat} = \gamma_\omega + \gamma'$; $\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_\omega}{\gamma_s} \right)$; $e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$

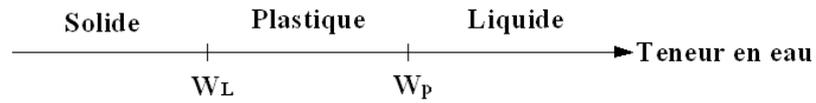
$$\gamma_s = 26,5\text{KN} / \text{m}^3 \quad ; \quad \gamma_\omega = 10\text{KN} / \text{m}^3$$

- **Classification des sols selon le système L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)**

La classification du **L.C.P.C** répond d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de Casagrande et les limites d'Atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement, à partir de la teneur en eau du sol, les limites de divers états de consistance donnée,

- La limite de liquidité W_L sépare l'état liquide du plastique;
- La limite de plasticité W_P sépare l'état plastique du solide,



A partir de W_P et W_L on calcule :

$$\begin{cases} I_P = W_L - W_P \\ I_c = \frac{W_L - W}{I_P} \\ I_L = \frac{W - W_P}{I_P} \end{cases}$$

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit :

N° Sondage	Profondeur (m)	W_L [%]	W_P [%]	I_P [%]	Classification d'après casagrande
SC 01	2,80-4,40	36,00	19,00	17,00	Argile peu plastique
SC 02	1,90-3,20	37,00	20,00	17,00	Argile peu plastique
	4,50-6,00	28,00	17,00	11,00	Argile peu plastique
SC 03	2,50-6,80	38,00	21,00	17,00	Argile peu plastique

Tableau VII.3 : Classification du sol selon L.C.P.C

b-Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau, Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations : Le tamisage et La sédimentométrie

Le tableau suivant représente la classification de notre site :

Sondage	Prof, (m)	% 5mm	% 2mm	% 80μ
SC 01	2,80-4,40	94	87	76
SC 02	1,90-3,20	99	97	87
	4,50-6,00	100	97	86
SC 03	2,50-6,80	73	60	46

Tableau VII.4 : Classification des sols du site étudié

6-Essais de résistance :

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes, Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante,

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct, Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé deux (02) essais de cisaillement direct de type consolidé non drainé UU,

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

Sondage	Prof, (m)	Cohésion C_{uu} (KPa)	Angle de frottement Φ_{uu} ($^{\circ}$)
SC1	2,00 ÷ 2,20	55	20
SC2	2,00 ÷ 2,30	58	20

Tableau VII.5 : Résistance au cisaillement des sols du site étudié

Les résultats des caractéristiques physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

$$\gamma_h = \gamma_d(1+W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_{\omega} \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

$$\text{Avec : } \gamma_{sat} = \gamma_{\omega} + \gamma' \quad ; \quad \gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_{\omega}}{\gamma_s} \right) \quad ; \quad e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$$

$$\gamma_s = 27kN/m^3 \quad ; \quad \gamma_{\omega} = 10kN/m^3$$

b.2. Essais de compressibilité à l'oedomètre

Cet essai à pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relatives à la contrainte de pré consolidation (σ_c) et au coefficient de compression (C_c) et le coefficient de gonflement (C_g).

Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

W(%)	$\gamma_{sat}(t/m^3)$	e	c(KPa)	φ°	$\sigma_c(KPa)$	C_c %	C_g %
20,77	18,00	0,57	110	12,5	298	14,34	3,81

Tableau VII.6 : Caractéristique physiques et mécaniques du sol

VII.3. CAPACITÉ PORTANTE DU SOL

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire
- Soit à partir des essais in situ

VII.3.1 A partir des essais in situ (P.D.L):

A partir des essais de pénétromètre dynamique, la contrainte admissible peut être évaluée d'après les résultats pénétrométriques en utilisant la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{q_d}{F}$$

Avec :

R_p : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

Pour estimer la valeur de la résistance en pointe équivalente " R_p ", nous avons adopté une approche qui fait intervenir la géométrie de la fondation, Elle consiste à calculer la résistance en pointe " R_p " équivalente, en prenant la moyenne des valeurs des pics de " R_p " sur une épaisseur de $3B/2$ sous le niveau de fondation (B étant la largeur de la fondation que l'on peut estimer à 2m) à partir de la base de la fondation D (D étant l'ancrage de la fondation pris égal à 2m),

Nous avons fait le calcul par cette approche en prenant le diagramme qui a donné les valeurs les plus faibles, La valeur de la résistance en pointe obtenue par cette approche est " R_p " équivalente = 16 bars,

Avec :

q_d : La résistance dynamique en pointe,

F : Coefficient de sécurité,

$$\text{On a : } \begin{cases} q_d = 16 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm} = \frac{16}{20} = 0,80 \text{ bars}$$

La valeur minimale calculée de la pression admissible est : $q_{adm} = 0,80 \text{ bars}$

VII.3.2 A partir des caractéristiques mécaniques C ET Φ

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques C et ϕ du sol est basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L, sur une approche théorique. Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendants de plusieurs paramètres, entres autres de la forme de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

- Un comportement à court terme (c'est le cas le plus défavorable généralement)
- Une fondation continue ancrée à deux (02) mètres de profondeur.

Dans ces conditions, q_{adm1} est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm2} = \gamma_{sat} \cdot D + \frac{5,14xCu}{3}$$

D : l'ancrage de la fondation ; Cu est la cohésion non consolidée non drainée ; l'angle de frottement non consolidé non drainé ϕ_{uu} pour un sol saturé est pris égal à zéro.

Dans notre cas D=3,00 m, la formule se réduit à :

$$q_{adm2} = 3 \cdot \gamma_{sat} + 1,713Cu$$

Les essais de cisaillement direct donnent les caractéristiques non consolidées non drainées C_{uu} et ϕ_{uu}

Les résultats du calcul de q_{adm2} pour les deux sondages sont récapitulés sur le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	C_{uu} (kPa)	ϕ_{uu} (°)	γ_{sat} (kN/m ³)	q_{adm2} (bars)
SC1	2,00-2,20	55	20	18	1,48
SC2	2,00-2,30	58	20	17	1,50

Tableau VII.7 : Portance des sols calculée à partir des essais de laboratoire

VII.4 CONCLUSION :

Nous constatons que la valeur de la portance du sol, calculée à partir des essais de laboratoire à 3,00m de profondeur est supérieure à celle déduite des essais in-situ au P.D.L.

La contrainte admissible que l'on prend est le minimum des deux contraintes

$$\Rightarrow \sigma_{\text{sol}} = \text{Min}(q_{\text{adm1}}; q_{\text{adm2}})$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{sol}} = 0,80 \text{ bars.}$$

Tenant compte de ces nouveaux résultats de la portance du sol, calculée à partir des essais in situ et de laboratoire, nous pouvons adopter, pour la capacité portante du sol, la valeur définitive suivante :

$$q_{\text{adm}} = 0,80 \text{ bars}$$

CHAPITRE VIII

CALCUL DES FONDATIONS

VIII-1- INTRODUCTION :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par cet ouvrage.

VII.1.1.1. Fonctions assurées par les fondations :

VII.1.1.1 Fonctions assurée par les fondations :

- 1- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la super structure.
- 2- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions.

VII.1.1.2 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges et surcharges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a) Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont a une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b) Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont a une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi- profondes (puits et pieux).

VIII.2.CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage; la charge que comporte l'ouvrage-la portance du sol- l'ancrage et les différentes données du rapport du sol .On commence noté choix de fondation par les semelles isolées- filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol

N : Effort normal appliqué sur la fondation

S : Surface de la fondation

$N=N_1$ (de la superstructure) calculé par la combinaison $[G+Q+E] + N_2$ (de sous-sol) calculé par la combinaison $[1,35G+1,5Q]$

VIII-3- CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

VIII-3-1- Semelle isolée :

On suppose que les efforts transmissent au sol sont effectués à l'intermédiaire des semelles isolées.

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$q \leq \bar{q}$$

On suppose qu'on a une semelle carrée :

$$q = \frac{N}{S} + \gamma_h \times D \leq \bar{q}$$

Tel que :

q : La charge supportée par la semelle

N : Effort maximum qui revient au poteau le plus sollicité sous la combinaison **(G+Q+E)** recommandée par **RPA99**.

$$B^2 \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{q} - \gamma_h \times D}} \Rightarrow B^2 \geq \sqrt{\frac{5137.1846}{270 - 16 \times 1.5}}$$

$$\Rightarrow B \geq 4.57 \text{ m}$$

en...choisie $\bar{B} = 4.60 \text{ m}$

- **Conclusion :**

Vu que l'entraxe entre les poteaux selon l'axe (X-X) $\in]2.90 ; 3.65[\leq 4.60 \text{ m}$

ce qui causera un chevauchement entre semelles

Donc on passe aux semelles filantes.

VIII-3-2- Semelle filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les semelles dans un sens donné sont proches de façon que la somme des contraintes des deux semelles dépasse la contrainte admissible du sol.

Les efforts utilisés pour dimensionner la semelle filante est la somme des efforts dans les poteaux qui revient au portique le plus sollicité au niveau des fondations.

$$N = \sum N_i$$

Avec :

$$N=27864.22 \text{ (KN)} ; L=27.80 \text{ m}$$

Tel que :

L : Le grand coté de la semelle filante

B : la largeur de la semelle filante

$$q = \frac{N}{B.L} + \gamma_h \times D \leq \bar{q}$$

$$B \geq \frac{N}{L(\bar{q} - \gamma_h \cdot D)} \Rightarrow B \geq 4.21$$

en choisie $B = 4.50m$

- **Conclusion :**

Le recours à des semelles filantes à donnée aussi des dimensions qui cause par conséquence un chevauchement des semelles donc en passe à la troisième solution (Radier général)

VIII-3-3- Radier général :

Un radier général est constitué par une semelle générale, qui à la dimension en plan du bâtiment avec des débords.

Un radier général se présente couramment sous la forme d'un plancher renversé.

VIII-3-3-1- Dimensionnement du radier :

Le radier est soumis à l'action des charges permanentes et des charges d'exploitation. La combinaison de ces charges à E.L.S et a E.L.U a la base des poteaux du sous sol nous on donnée les resulta suivent :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 102\,828.98 \text{ (KN)}$$

$$N_s = G + Q = 114\,082.43 \text{ (KN)}$$

i) Surface nécessaire :

La surface nécessaire du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{nes} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0.8 \text{ Bars}$$

$$S_{nes} \geq 1426.03 \text{ m}^2$$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment qui est de :

$$S_{bat} = 1585.95 \text{ m}^2$$

Donc opte pour un débord de 0.5 m de chaque coté

La surface des débords = 83,43 m² avec une largeur de 50 cm

La surface totale du radier est : 644,10 m²

$$S_{radier} = 1669.38 \text{ m}^2$$

j) Détermination de l'épaisseur de la dalle :

- Estimation forfaitaire :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{20} \quad \text{avec} \quad l_{max} = 6.55 \text{ m} \Rightarrow h_t = 32.7 \text{ cm}$$

on prend $h_t = 35 \text{ cm}$

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire à la condition suivante :

- Condition de cisaillement :

Il faut que la condition suivante soit satisfaisante :

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} ; \bar{\tau} = 0.05 \cdot f_{c28}$$

$$V_u = \frac{q \cdot L}{2} \text{ Avec } q = \frac{N_u}{S_{rad}} \times 1 \text{ ml}$$

Tel que :

N_u : Effort normal agissant sur le radier

S_{rad} : surface total du radier

$$N_u = 154\,919.60 \text{ kN}$$

$$S_{rad} = 1669.38 \text{ m}^2$$

$$q = 93.99 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{q \cdot l_{max}}{2 \cdot b \cdot 0.9 \cdot h} \text{ avec } l_{max} = 6.55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{N_u \cdot L_{max}}{2 \cdot b \cdot S_{rad} \cdot 0.9 \cdot h} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \cdot L_{max}}{2 \cdot b \cdot S_{rad} \cdot 0.9 \cdot \bar{\tau}} \Rightarrow h \geq 27.01$$

Donc on prend $h = 30 \text{ cm}$

- **Conclusion :**

Vue les résultats données par les trois conditions, on prend l'épaisseur maximale donc : $h = 35 \text{ cm}$

k) Détermination de la hauteur de la nervure :

Il faut que :

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

$$\Rightarrow 43 \leq h_n \leq 65$$

On choisie $h_n = 50 \text{ cm}$

- **Condition de poinçonnement :**

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Tel que :

N_u : Effort normal maximum dans les poteaux

μ_c : Périmètre du contour de l'aire du poteau sur le quelle agit la charge dans le plan du feuille moyen

h : Epaisseur de la dalle la dalle

$$\mu_c = 2 \cdot [(a+b) + 2e + h] \quad 2^e + h = 4h$$

Le poteau est de (50x50) cm²

$$N_u = 3\,874.98 \text{ KN}$$

Donc :

$$h \geq 67 \text{ cm, on prend : } h = 70 \text{ cm}$$

- Condition de raideur :

Pour étudier la raideur du radier, on utilise la notion de largeur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec :

E : Module de YOUNG = 20 000 MPa

K : Coefficient de raideur de sol (0,5kg/m³ ≤ K ≤ 12kg/cm³)

Pour notre cas : K = 4kg/cm³ (sol de densité moyenne)

b = 5m : Longueur de la semelle qui lui revient

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier} = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi} \right)^4}{E}}$$
$$\Rightarrow h_2 \geq 71,32 \text{ cm}$$

On trouve $h \geq 71.32 \text{ cm}$; Donc on prend $h = 75 \text{ cm}$

VIII-3-3-2 Caractéristiques géométriques du radier :

Vu l'irrégularité de la forme géométrique de notre structure on a utilisé le logiciel **SECOTEC** dans les calculs

a) Centre de graviter

$$X_G = 17.70$$

$$Y_G = 22.10$$

b) Moment d'inertie du radier général :

$$I_{XX} = 242086.81$$

$$I_{YY} = 169230.01$$

VIII-3-3-3- Stabilité du radier :

a) Vérification au renversement :

Étant donné que le bâtiment est soumis à des efforts horizontaux, il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage. Le rapport du moment stabilisateur (M_S) sur le moment de renversement (M_r) donne le coefficient de sécurité.

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Moment de renversement due aux forces sismique

On doit vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$$M_r = M_{or} + V_i \cdot h$$

$$M_S = N_S \cdot e$$

h : la profondeur d'ancrage.

V : Effort tranchant à la base de la structure.

M_{or} : Moment à la base de la structure.

• **Sens transversal :**

$$M_0 = 78\,530.32 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 2\,904.52 \text{ KN}$$

$$W_T = 59\,447.2 \text{ KN}$$

Calcul de M_{st}

$$\begin{cases} M_{st} = W_T \times y_G & \text{avec } X_G = 17.70 \text{ m} \\ M_{st} = 1052215.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de M_{rev}

$$M_{rev} = \sum M_0 + V_0 h \quad \text{avec } h = 2.56 \text{ m}$$

$$M_{rev} = 78\,530.32 + 2904.52 \times 2.56$$

$$M_{rev} = 85965.88 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{st}}{M_{rev}} = \frac{1052215.44}{85965.88} = 12.23 > 1.5 \dots \dots \text{verifier}$$

- Sens longitudinal :

$$M_0 = 106030.9 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 3\,687.32 \text{ KN}$$

$$W_T = 59447.2 \text{ KN}$$

$$M_{st} = W_T \times Y_G \quad \text{avec } Y_G = 22.10 \text{ m}$$

$$M_{st} = 1313783.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{rev} = \sum M_0 + V_0 \times h = 106030.90 + 3687.32 \times 2.56$$

$$M_{rev} = 115470.43 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{st}}{M_{rev}} = \frac{1313783.12}{115470.43} = 11.37 > 1.5 \dots \dots \text{verifier}$$

b) Vérification des contraintes du sol :

$$\sigma_{sol} = 0.8 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par :

- Sollicitation du premier genre :

$$\text{à l'E.L.S : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{114082.43}{1669.38} = 68.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 68.33 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 80 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

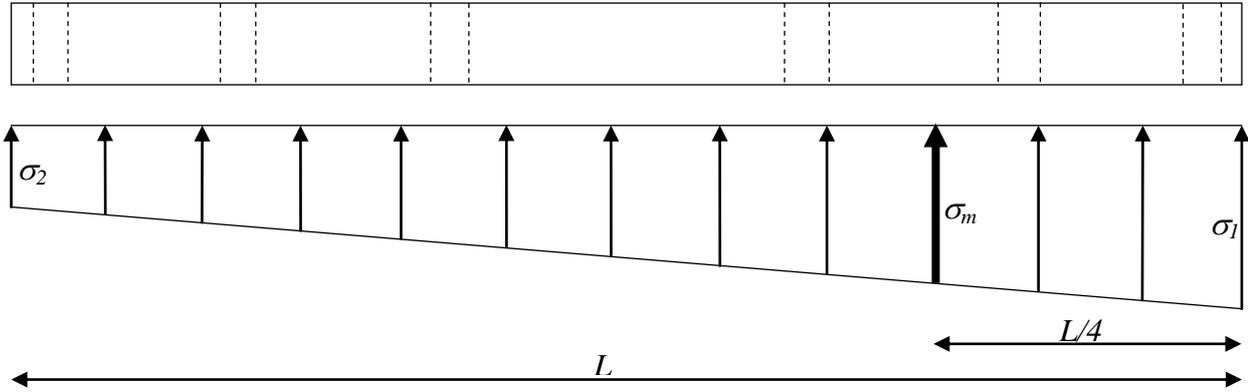


Figure VIII.1: Contraintes sous le radier

On vérifier que :

σ_1 ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$

σ_2 restes toujours positifs pour éviter des tractions sous le radier

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} \text{ (1)}$$

• **E.L.U** :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 154919,60 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement

$$\sigma_{sol} = 80 \text{ KN/m}^2$$

	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \text{ (L/4) (KN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	119.41	66.19	106.10
Sens y-y	97.85	87.75	95.32
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)_{max} < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VIII.1 : Contraintes sous le radier à l'E.L.U

- **E.L.S :**

$$N_{ser} = G + Q = 114082,43 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement

$$\sigma_{sol} = 80 \text{ KN/m}^2$$

	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \text{ (L/4) (KN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	87.93	48.72	78.12
Sens y-y	72.05	64,61	70,19
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)_{max} < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VIII.2 : Contraintes sous le radier à l'E.L.S

- **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

- **Détermination de la sollicitation la plus défavorable :**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

E.L.U :

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 106,10 \text{ KN/m}^2$$

E.L.S :

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 78.12 \text{ KN/m}^2$$

VIII-3-3-4- Ferrailage :

a) Ferrailage des panneaux :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dans les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres, soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrages.

Donc on peut se rapporter à la méthode donnée par le B.A.E.L 91.

- **Méthode de calcule :**

Les moments dans les dalles se calcul pour une bande de largeur unité ont pour valeurs

- Dans le sens de la petit portée $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Pour les calcule on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

Pour notre cas on à un seule types de panneaux, panneaux intermédiaire_

-Moment en travée : $M_{tx} = 0.75 \cdot M_x$
 $M_{ty} = 0.75 \cdot M_y$

-Moment sur appuis : $M_{ax} = 0.5 \cdot M_x$
 $M_{ay} = 0.5 \cdot M_y$

Comme nos panneaux on presque les mêmes dimensions, donc on à choisie que les cas les plus défavorable qui sons représentée si dessous :

b) Evaluation des sollicitations :

Les valeurs des charges utilisée dans le calcule est la vérification sont :

E.L.U :

$$q_U = \frac{N_U}{S_{rad}} \Rightarrow q_U = 92.80 \text{ KN} / m^2$$

E.L.S :

$$q_{ser} = \max(\sigma_{ser}, \sigma_m) = \max(68.33, 78.12 \text{ KPa})$$
$$q_{ser} = 78.12 \text{ kPa}$$

Le calcule du ferrailage sera effectuée a E.L.U, ces différente résultat sont regrouper dans les tableaux si dessous :

				Sens (X – X')				Sens (Y – Y')			
Pann	L _X	L _Y	$\frac{L_X}{L_Y}$	μ_x	M _{ox}	M _{tx}	M _{ax}	μ_y	M _{oy}	M _{ty}	M _{ay}
P ₁	4.90	6.00	0.81	0.055	122.54	91.91	61.27	0.6135	75.17	56.38	37.58
P ₂	5.45	6.00	0.90	0.0434	119.62	89.71	59.81	0.8130	97.25	72.93	48.62

Tableau VIII.3 : Calcul des moments dans les panneaux a l'E.L.U

				Sens (X – X')				Sens (Y – Y')			
Pann	L _X	L _Y	$\frac{L_X}{L_Y}$	μ_x	M _{ox}	M _{tx}	M _{ax}	μ_y	M _{oy}	M _{ty}	M _{ay}
P ₁	4.90	6.00	0.81	0.055	103.16	77.37	51.58	0.6135	63.28	47.46	31.64
P ₂	5.45	6.00	0.90	0.0434	100.70	75.52	50.35	0.8130	81.86	61.40	40.93

Tableau VIII.4 : Calcul des moments dans les panneaux a l'E.L.S

		E.L.U	Sens (X – X')		Sens (Y – Y')	
		Section désignée	Travée	Appuis	Travée	Appuis
P ₁	M (kN.m)		91.91	61.27	56.38	37.58
	A _S (cm ²)		9.16	6.02	5.53	3.66
	A _S ' (cm ²)		0	0	0	0
P ₂	M (kN.m)		89.71	59.81	72.93	48.62
	A _S (cm ²)		8.93	5.88	7.21	4.75
	A _S ' (cm ²)		0	0	0	0

Tableau VIII.5 : Ferrailage des panneaux

c) *Condition de non fragilité :*

Pour une dalle travaillant dans deux sens la condition de non fragilité selon B.A.E.L est la suivante :

- **Sens (x-x) :**

$$A_x \geq A_x^{\min} \text{ Tel que } A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2} \cdot b \cdot h_0$$

- **Sens (y-y) :**

$$A_x \geq A_x^{\min} \text{ Tel que : } \begin{cases} A_x = \rho_0 \cdot b \cdot h_0 \\ A_y = \frac{A_x}{4} \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0008, FeE400$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau VIII.6

d) *Choix des barres :*

	Travée					Appuis				
	A_s cm ²	A_s' cm ²	C.N.F cm ²	choix	A_s adoptée	A_s cm ²	A_s' cm ²	C.N.F cm ²	choix	A_s adoptée
P ₁	9.16	0	3.80	6T14	9.24	6.02	0	3.80	6T14	9.24
P ₂	8.93	0	3.80	6T14	9.24	5.88	0	3.80	6T14	9.24

Tableau VIII.6 : *Choix des armatures dans les panneaux sens (X-X)*

	Travée					Appuis				
	A_s cm ²	A_s' cm ²	C.N.F cm ²	choix	A_s adoptée	A_s cm ²	A_s' cm ²	C.N.F cm ²	choix	A_s adoptée
P ₁	5.53	0	3.80	6T14	9.24	3.66	0	3.80	6T14	9.24
P ₂	7.21	0	3.80	6T14	9.24	4.75	0	3.80	6T14	9.24

Tableau VIII.7 : *Choix des armatures dans les panneaux sens (Y-Y)*

	Travée			Appuis		
	Choix	A _S	Espacement	Choix	A _S	Espacement
X-X	6T14	9.24	17	6T14	9.24	17
Y-Y	6T14	9.24	17	6T14	9.24	17

Tableau VIII.8 : Choix de réalisation

e) Les vérifications nécessaires :

- Vérification à L'E.L.S :

	M _{ser} kN.m	A _S cm ²	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ _{st} MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ MPa	OBC
Travée	77.37	9.24	7.2	15	280	240	NON Vérifier
Appuis	51.58	9.24	4.2	15	187.5	240	Vérifier

Tableau VIII.9 : Vérification à L'E.L.S suivant (x-x)

Pour que les contraintes soient vérifiées il faut augmenter la section du radier soit h=45 cm

	M _{ser} kN.m	A _S cm ²	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ _{st} MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ MPa	OBC
Travée	77.37	9.24	4.5	15	226.8	240	Vérifier
Appuis	51.58	9.24	3.0	15	151.2	240	Vérifier

Tableau VIII.10: Vérification à L'E.L.S suivant (x-x) / h=45 cm

	M _{ser} kN.m	A _S cm ²	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ _{st} MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ MPa	OBC
Travée	61.40	9.24	5.00	15	223.3	240	Vérifier
Appuis	40.93	9.24	3.40	15	148.8	240	Vérifier

Tableau VIII.11 : Vérification à L'E.L.S suivant (y-y)

VIII-3-3-5 Ferrailage des nervures :

a) Calcule des efforts :

Pour le calcul des efforts supportée par les nervure, en prend la nervure la plus long est qui supporte les plus grands efforts, on calcule pour chaque poteau l'effort qui revient a la nervure considère.

Après les calculs de tous les forces appliqués sur la nervure ; on fait la somme et on la devise Sur la longueur ; donc on trouve les charges reparties supportées par la nervure :

- Dans le sens X-X :

$$q_u = 203,08 \text{ kN/m.l}$$

$$q_{ser} = 148,06 \text{ kN/ m.l}$$

- Dans le sens Y-Y :

$$q_u = 229.50 \text{ KN / m.l}$$

$$q_{ser} = 162.56 \text{ KN /m.l}$$

b) Calcul du ferrailage :

- Condition de R.P.A 99 :

$$A_s^{\min} = 0.5bh = 0.5 \times 50 \times 100 = 25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

- **Sens X-X :**

Nervure	Position	M_U (KN.m)	A_s^{calc} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix des barres
Sens X-X	Appuis	831.75	27.13	25	4 T25 + 4 T20
	Travée	759.64	24.60	25	4 T25 + 4 T20

- **Sens Y-Y :**

Nervure	Position	M_U (KN.m)	A_s^{calc} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix des barres
Sens Y-Y	Appuis	502.95	15.89	25	4 T25 + 4 T20
	Travée	833.21	27.18	25	4 T25 + 4 T20

c) Vérification :

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \times b.d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 12.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 25 \text{ cm}^2 > 12.07 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- vérification de contrainte tangentielle :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 1149.83 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1149 \times 10^3}{500 \times 0.9 \times 1250} = 2.04 < 2.5 \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification à l'E.L.S :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e , 150\eta \right\} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Les résultats de cette vérification sont regroupées dans le tableau suivant :

- **Sens X-X :**

Nervure	Position	M _{ser} [kN.m]	A _s [cm ²]	σ _b [MPa]	σ̄ _b [MPa]	OBS.	σ _a [MPa]	σ̄ _a [MPa]	OBS.
Sens X-X	Appuis	616.35	32.21	8.60	15	OK	228.90	240	OK
	Travée	562.91	32.21	7.9	15	OK	209.1	240	OK

- **Sens Y-Y :**

Nervure	Position	M _{ser} [kN.m]	A _s [cm ²]	σ _b [MPa]	σ̄ _b [MPa]	OBS	σ _a [MPa]	σ̄ _a [MPa]	OBS
Sens Y-Y	Appuis	599.72	32.21	8.4	15	OK	222.80	240	OK
	Travée	362.01	32.21	5.1	15	OK	134.5	240	OK

d) Armature transversales :

- Espacement :
- Condition de B.A.E.L 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right.$$

- Condition de l'RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.0003 \cdot S_t \cdot b \\ S_t \leq \min\{h/4 ; 12\phi\} \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq h/2 \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$f_{eE} = 240 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 204.34 \text{ MPa}$; $h = 100 \text{ cm}$; $d = 90$

Donc on à :

$$\phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \quad \text{zone courante.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{zone nodale.}$$

e) Armature de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont répartie et disposée partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est d'au moins $5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction

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

$$A_p = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 100 = 5.00 \text{ cm}^2$$

On prend 4T14 qui correspond à $A_s = 6.16$

VIII.4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

VIII.4.1. pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VIII.4.2. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,06 \text{ m} ; L_y = 6,05 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm.}$$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1 m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99 [2]**, la charge des poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec

Q : contrainte à la base sur une bande de 1 m ,

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne,

γ : poids spécifique des terres ($\gamma_h=17,15kN/m^3$),

H : hauteur du voile ($H=3,06m$).

$$\varphi = 0^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 1$$

Donc : $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 69,97kN/ml \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 94,46kN/ml$

VIII.4.3. Effort dans la dalle

$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,816 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0552 ; \mu_y = 0,5140$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 86,79kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 44,61kNm$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85M_x = 73,77kNm$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 37,92kNm$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 43,39 Kn m$$

VIII.4.4 Calcul du ferrailage

$$b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; \sigma_{bc}=14,17MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sen s	M_u (kNm)	M	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choi x	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	73,77	0,160 7	0	0,220 3	16,4 1	12,9 2	9T14	13,8 5	12,5
	y-y	37,92	0,082 6	0	0,107 9	17,2 2	6,33	6T12	6,79	20
Appuis	x-x y-y	43,39	0,094 5	0	0,124 3	17,1 0	7,29	7T12	7,92	17

Tableau.VI.12 : Ferrailage du voile périphérique

VIII.4.5. Condition de non fragilité

Les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{4,08}{5,00} \right) \frac{100.20}{2} = 1,747 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

- En travée

$$\begin{cases} A_x = 13,85 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,747 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 7,92 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,747 \text{ cm}^2 \\ A_y = 7,92 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VIII.4.6. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 146,43 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 128,46 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 146,43 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{146,43 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,813 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VIII.4.7. Vérification à l'ELS

- a) *Evaluation des sollicitations à l'ELS*

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,816 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 69,97 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0552$$

$$\mu_y = 0,5140$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 64,13 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 32,96 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx}=0,85M_x=54,51kNm$$

$$M_{ty}=0,85M_y=28,02kNm$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=32,065kNm$$

b) Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	54,51	13,85	8,7	15	OK
	y-y	28,02	6,79	5,8	15	OK
Appuis	x-x	32,065	7,92	6,4	15	OK
	y-y					

Tableau.VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS

c) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément **[3]**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,049 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,049 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 4,4 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière, est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir **ETABS**.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.

Les caractéristiques propres L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Il est clair que lors de l'analyse tri dimensionnelle d'une structure (irrégulière ou régulière) en vu de sa conception parasismique on doit considérer l'effet de chargement additionnel dus à la torsion accidentelle.

L'utilisation de l'interface graphique (du **ETABS**) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas. En effet la quantité de ferrailage calculée pour cette partie (étages supérieurs) sera adopté à partir du sous sol (donc sur toute la hauteur du voile).

S'agissant de la fondation du bâtiment, la solution radier général, s'est imposée dans notre cas. Son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes (réaction du sol sous les nervures et l'hourdis).

Bibliographie

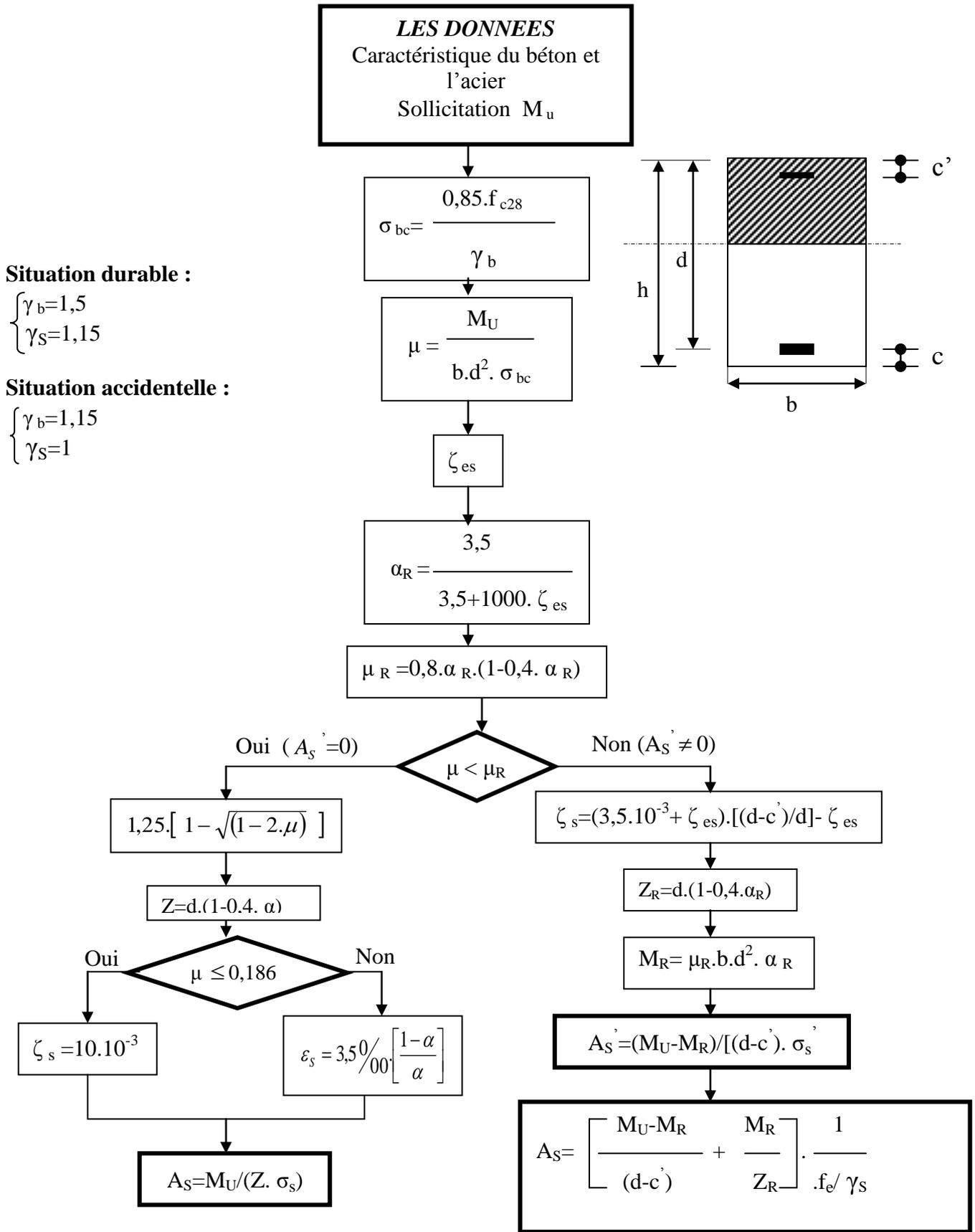
Bibliographie

REFERENCES

- [1] : Cours de béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN
édition EYROLLES 2000.
- [2] : Règles parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003** DTR-BC-248.
- [3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
- [4] : Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.
- [5] : La construction en zone sismique, par **Victore Davidovici**.
- [6] : Règlement de neige et vent 99 [**R.N.V99**].
- [7] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thonier** (tome3).
- [8] : **DTU B-C 2.42** règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché.
- [9] : Formulaire du béton armé : volume2 ; construction par **Victore Davidovici**.
- [10] : Formulaire du Béton Armé: Volume 1; 'Eléments de Calcul', par **Victore Davidovici**.
- [11] : Béton Armé aux Etats Limites Selon l'Additif du BAEL91, par José Ouin.
- [12] : Calcul dynamique des structures en zone sismique, par **Laain Capra** et **Victore Davidovici**.
- [13] : Cours béton armé I et II, université de BLIDA.

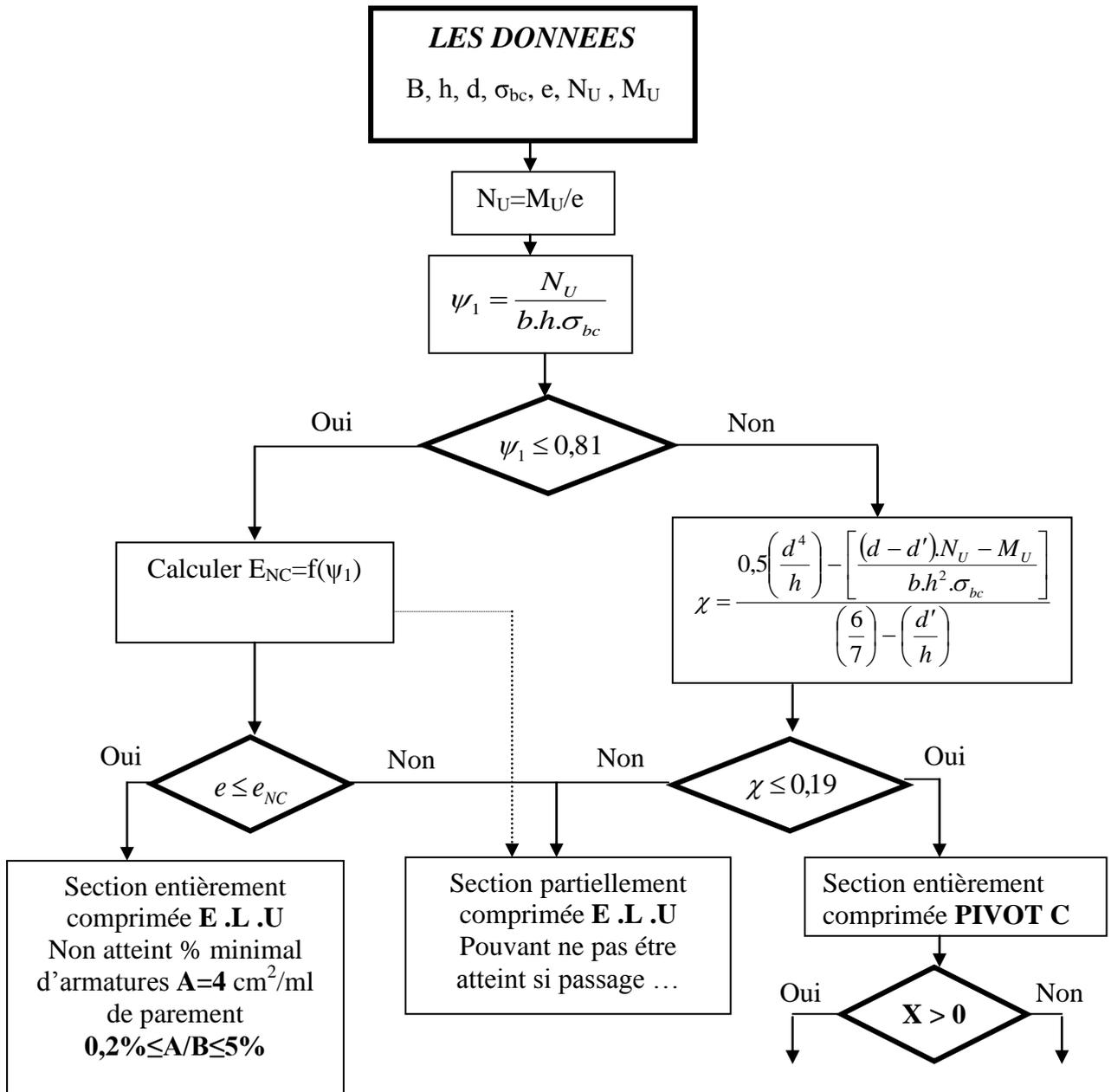
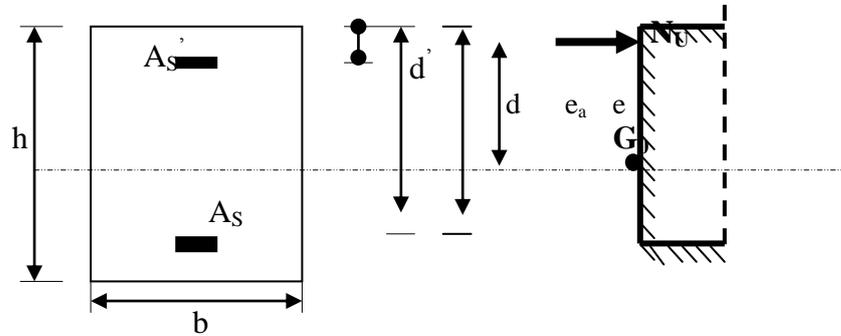
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

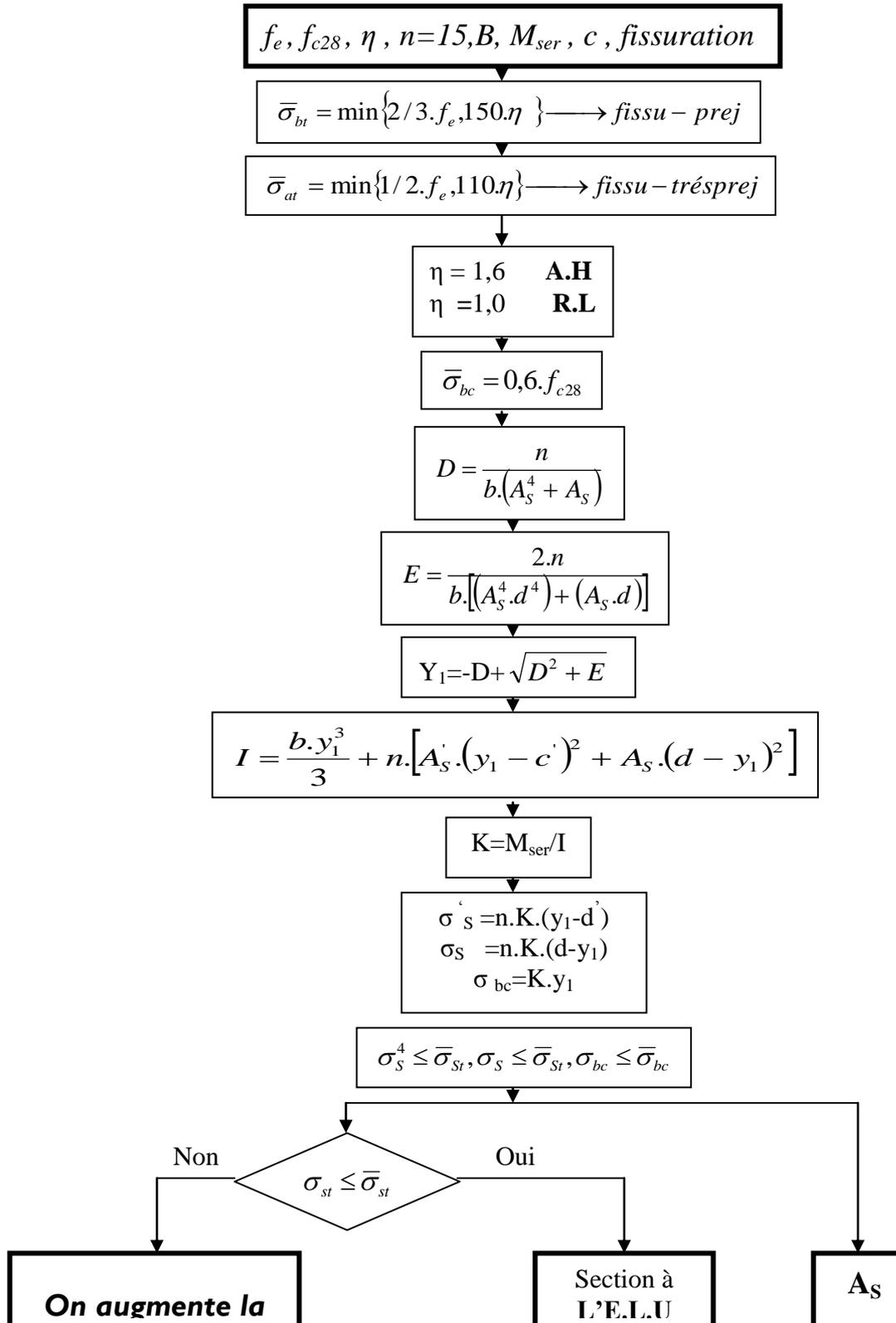


$$\begin{matrix} A_s \neq 0 \\ A_s = 0 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} A_s \neq 0 \\ A_s \neq 0 \end{matrix}$$

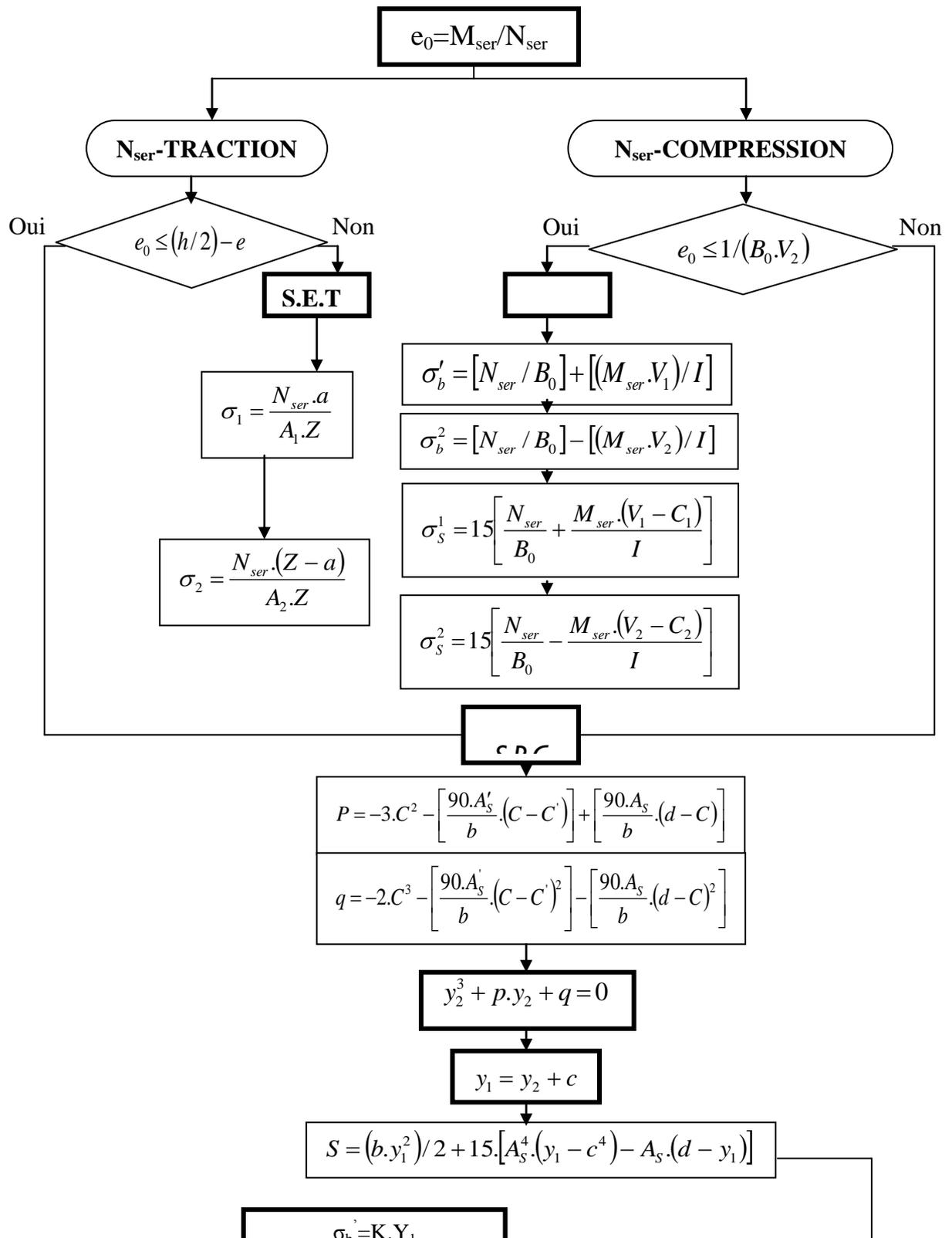
ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



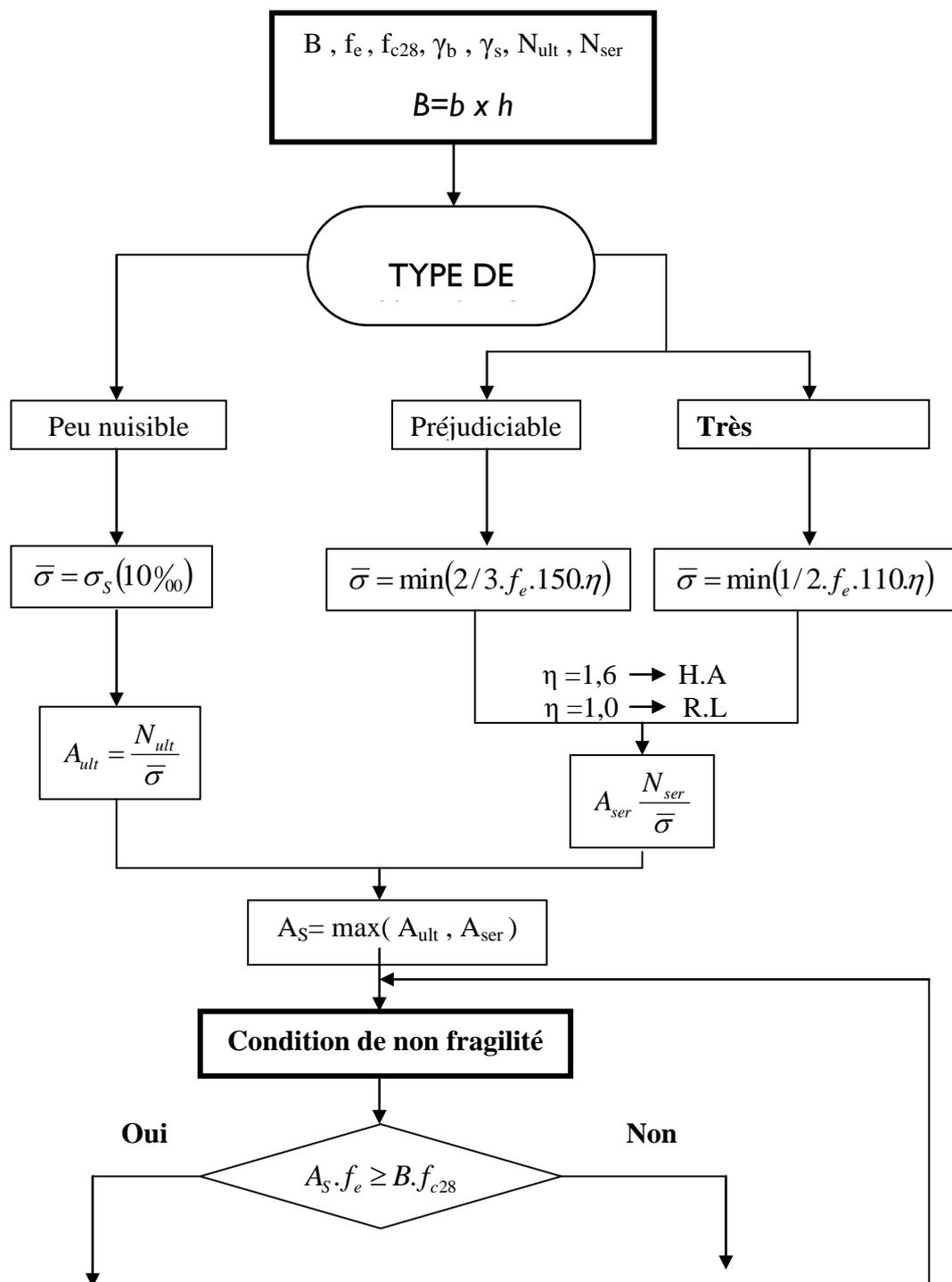
ORGANIGRAMME-V-

FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



$$A_s = \max (A_{ult}, A_{ser}, A_{CNF})$$

$$A_{CNF} = (B \cdot f_{t28}) / f_e$$

ORGANIGRAMME -VII-

***CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT
TRANCHANT***

