

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



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Ouvrages d'arts et Infrastructures

Présenté par :

- **TIGANA OUMAR**
- **MOUSTAPHA ZAKARIA SOULEYMAN**

Sujet du mémoire

Etude d'un bâtiment en R+8 en béton armé à Tiaret
+VRD

Soutenu publiquement le.....devant le jury composé de :

Mr. T.BENSATTALAH	President
Mr. A.SAOULA	Rapporteur
Mr.M. ZIDOUR	Examineur
Mr. T.D.HASSAINE	Examineur
Mr.A. RABAHI	Examineur

PROMOTION : 2016/2017

*R*emerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, la santé, la volonté et tous les autres moyens nécessaires pour atteindre notre objectif. Nous remercions aussi tous les enseignants qui ont contribué avec leurs efforts et performances remarquables durant notre cursus universitaire pour notre meilleure formation.

*Nous remercions vivement, notre promoteur Mr : **SAOULA AEK** de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*

Nous tenons à exprimer particulièrement nos vifs remerciements à tous ceux qui ont apportés leur aide et soutien, notamment :

A tout le personnel de la faculté des sciences appliquées département de génie civil, de la bibliothèque, et de centre de calcul.

Tiagana Oumar
Moustapha Zakaria Souleymane

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont donné l'occasion de venir étudier en Algérie, et qui m'ont soutenu durant tout au long de mon cursus ;

A mon chers pays qui est le MALI ;

A toutes les autorités algériennes ;

A toutes personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études.

A mes camarades de la cité et de l'université ;

A mes amis (es) de la ville de Tiaret.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A celui qui nous a beaucoup aidés pour la bonne présentation du mémoire, Daham Mohamed.

Enfin à tous ceux qui me sont très chers.

Tigana Oumar

Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis (es)

En fin, je remercie mon ami et mon binôme Tigana Oumar qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Moustapha Zakaria Souleymane

Thème : Etude D'un Bâtiment R+8 A Tiaret +Vrd

Résumé :

Chez certains professionnels, on considère encore que la sécurité parasismique des bâtiments est uniquement une question de calcul et de dimensionnement de la structure porteuse par l'ingénieur civil. La conception et l'exécution de la structure porteuse et des éléments non porteurs jouent un rôle au moins aussi important. C'est pourquoi les principes de base pour la conception parasismique des bâtiments sont présentés ici.

Il est indispensable de respecter les principes de base pour la conception et la réalisation. Alors que l'architecte et l'ingénieur civil participent tous deux à l'élaboration du projet, ainsi qu'à certains aspects de la construction. Le respect de ces principes par l'ingénieur civil sera le plus souvent largement compensé par une économie des coûts de construction égale le travail de l'architecte et celui de l'ingénieur civil.

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment en R+8 (9) niveaux implanté à Tiaret. En plus de calcul de la structure, nous allons traiter la partie VRD du projet qui englobe : la voirie, assainissement et le réseau d'AEP.

Mots clés : Bâtiment, étude dynamique et sismique, RPA2003, VRD, Voirie, Assainissement.

ملخص:

بالنسبة لبعض المهنيين لا تزال تعتبر أن سلامة الزلزالية للمباني ليست سوى مسألة حساب وأبعاد الهيكل دعم من قبل مهندس مدني. تصميم وتنفيذ البنية الداعمة والعناصر غير الإنشائية تلعب دورا لا يقل عن القدر من الأهمية. وهذا هو السبب يتم عرض المبادئ الأساسية للتصميم الزلزالي للمباني هنا.

ومن الضروري احترام المبادئ الأساسية لتصميم وتنفيذ. في حين أن المهندس المعماري والمهندس المدني على حد سواء تشارك في تطوير المشروع، وبعض جوانب البناء. والالتزام بهذه المبادئ مهندس مدني عادة ما تكون أكثر من يقابله وفورات في تكاليف البناء يساوي عمل المهندس المعماري وأن المهندس المدني.

مشروعنا هو دراسة مبنى في (9 + 8 R) مستويات أنشئت في تيارت. بالإضافة إلى حساب الهيكل، وسوف نتعامل مع جزء VRD من المشروع والتي تشمل: الطرق والصرف الصحي وشبكة إمدادات المياه.

كلمات البحث: ديناميات الهيكلية والمسح الزلزالي، RPA2003، VRD، شارع، الصرف.

- Theme: Study of a building R + 8 a Tiaret + VRD

- Summary:

For some professionals, it is still considered that the seismic safety of buildings is only a question of calculation and dimensioning of the bearing structure by the civil engineer. The design and execution of the load-bearing structure and the non-load-bearing elements play at least as important a role. This is why the basic principles for earthquake-resistant design of buildings are presented here.

It is essential to respect the basic principles for design and construction. While the architect and the civil engineer are both involved in the development of the project, as well as in certain aspects of construction. The respect of these principles by the civil engineer will more often than not be compensated by a saving in construction costs equal to the work of the architect and that of the civil engineer.

Our project consists in the study of a building in R + 8 (9) levels located in Tiaret. In addition to calculating the structure, we will deal with the HHT part of the project, which includes: roads, sanitation and the DWS network.

Keywords: Building, dynamic and seismic study, RPA2003, VRD, Roads, Sanitation.

Liste des :

- **Figures**
- **Tableaux**
- **Abbreviations**

Liste des figures

Figure I.1. Diagramme de déformation – contraintes du Béton.....	5
Figure I.2. Diagramme rectangulaire	5
Figure I.3. Diagramme de déformations – contraintes. De l’acier.....	7
Figure I.4. Diagramme des déformations limitées de la section - Règles des trois pivots.....	9
Figure : II.1. Schéma de l'acrotère.....	13
Figure II.2. Le poteau le plus sollicité du plancher.....	17
Figure III.1 : Plancher corps creux	28
Figure III.2 : Section de la poutrelle.....	28
Figure III.3 : Les dimensions de la poutrelle	29
Figure III.4 : Type de poutrelle (RDC- 1 ^{er} étage).....	30
Figure III.5 : Type de poutrelle terrasse et 2 et 8 étage	31
Figure III.6 : Diagramme de moment et effort tranchant de la poutrelle.....	32
Figure III.7 : La poutrelle type6 du DRC.....	39
Figure III.8 : Diagramme des moments	42
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants	42
Figure III.10: La longueur de scellement.....	46
Figure : IV.1.1 : Schéma de l'acrotère.....	48
Figure IV.1.2 : Diagramme des efforts internes.....	48
Figure IV.1.3 : Croquis de ferrailage (Acrotère Terrasse inaccessible).....	51
Figure IV.2.1 : Dalle pleine d’ascenseur	52
Figure IV.3.1 : Schéma statique du balcon type -1-.....	58
Figure IV.3.2: Schéma statique du balcon type -2-.....	58
Figure IV.4.1: Présentation de l’escalier.	63
Figure IV.4.2: Schéma statiques des escaliers type 1.....	63

Figure IV.4.3: Schéma statiques des escaliers type 2.....	64
Figure V.1 : La modélisation de la structure sous ETABS	74
Figure V.2 : Disposition des voiles	81
Figure VI.1.1 : Exemple du ferrailage du poteau.....	87
Figure VI .2.1 : Exemple du ferrailage de poutre	89
Figure VI.3.1 : Etat d'un mur en compression.....	93
Figure VI.3.2 : Disposition des armatures de l'âme du voile	95
Figure VI.3.3. Etat de contraintes dans un mur.....	98
Figure VI.3.4 : Longueur minimale des éléments de rive confinés	99
Figure VI.3.5 : Hauteur de la zone critique	100
Figure VI.3.6 : Détail de ferrailage longitudinal et transversal de l'âme et de confinement de bord	101
Figure VII.1 : Schéma du radier nervuré.....	112
Figure VIII.1 : Effets de la force centrifuge.....	127
Figure VIII.2 : Représentation des chargent dans un plan incliné.....	128
Figure VIII.3 : Axes de la voirie.....	129
Figure VIII.4 : Déclivité formant un angle saillant.....	130
Figure VIII.5 : Deux déclivités forment un angle rentrant.....	131
Figure VIII.6 : Raccordement parabolique.....	132
Figure VIII.7 : L'évaluation des volumes de terre limitée.....	134
Figure X.1 : Réseau maillé.....	148
Figure X.2 : Réseau ramifié	149

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Dimensions en plans	2
Tableau I.2 : Caractéristiques géotechniques du sol	3
Tableau I.3 : Contraintes limites de traction des armatures.....	7
Tableau I.4 : Règles de trois Pivots	9
Tableau II.1 : Choix de la dalle et corps creux.	11
Tableau II.2 : DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitations.....	11
Tableau II.3 :DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitations.	12
Tableau II.4 : DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitations.	12
Tableau II.5 : DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation	13
Tableau II.6 : DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation	13
Tableau II.7 : Récapitulatif des charges permanentes.....	14
Tableau II.8 : La dégression des charges par niveau	14
Tableau II.9 : Récapitulation du Bloc	27
Tableau III.1 : Les charges à l'ELU et l'ELS	32
Tableau III.2 : Récapitulatif du Ferrailage en travée du R.D.C	37
Tableau III.3 : Récapitulatif du ferrailage en appuis du RDC	38
Tableau III.4 : Les sollicitations à ELU et ELS du Type 06 de RDC.....	42
Tableau IV.3.1 : Récapitulatif des sollicitations et contre poids	61
Tableau IV.3.2 : Récapitulatif des ferrailages	62
Tableau IV.4.1 : Descente des charges pour volée.	65
Tableau IV.4.2 : Descente des charges pour palier:.....	65
Tableau. V.1 : Classification de site.	76
Tableau. V.2 : Valeurs du coefficient Q.	77
Tableau V.3 : Masse de la structure.....	79
Tableau V.4 : Résumé des résultats.....	80

Tableau V.5 : Période et facture de participation massique du modèle.....	81
Tableau V.6 : Valeurs des déformations calculées et admissibles.	84
Tableau V.7 : Vérification de l'effort P- Δ	85
Tableau VI.1.1 : Sollicitations et ferrailages des poteaux	88
Tableau VI.2.1 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales (40X30)	90
Tableau VI.2.2 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires (30X30).....	91
Tableau VI.3.1 : Valeurs de (lf/l)	93
Tableau VII.1 : Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau	110
Tableau VII.2 : Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile.	111
Tableau VII.3 . Inerties et centre de gravité du radier	114
Tableaux IX.1 : Surface des bassins	146
Tableau IX.2 : Débit des eaux pluviales	146
Tableau IX.3 : Débit des eaux usées	147
Tableaux IX.4 : Calcul de diamètre.....	147
Tableau X.1 : Des diamètres, des débits.	151
Tableau X.2 : Des pertes de charges.....	151
Tableau X.3 : Des diamètres, des débits.	152

Notations et symboles

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
$A_{max} \text{ } A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
M_{ax}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,

b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	hauteur utile d'une section,
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus,
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
\mathcal{E}_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_s),
π	Coefficient de fissuration,

λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{SU}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

S o m m a i r e

Chapitre – I – Introduction générale

I. Introduction générale	1
I.1. Présentation de l'ouvrage :	1
I.1.1. Ossature :	1
I.1.2. Planchers :	1
I.1.3. Escaliers :	2
I.1.4. Maçonnerie :	2
I.1.5. Revêtement :	2
I.1.6. Isolation :	2
I.2. Caractéristiques géométriques (Dimension en plan) :	2
I.3. Caractéristiques géométriques du sol :	3
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	3
I.5. Résistance mécanique :	4
I.5.1. Résistance caractéristique à la compression :	4
I.5.2. Résistance caractéristique à la traction :	4
I.5.3. Méthode de calcul :	4
I.6. Déformation et contraintes de calcul :	4
I.6.1. Etat limite de résistance :	4
I.6.2. Diagramme parabole – rectangle :	5
I.6.3. Diagramme rectangulaire :	5
I.6.4. Contrainte admissible de cisaillement	5
I.6.5. Modules de déformation longitudinale du béton:	6
I.6.5.1 Module de déformation instantanée:	6
I.6.5.2. Module de déformation différée:	6
I.6.6. Coefficient de poisson:	6

I.7. Les Aciers :	6
I.8. Diagramme déformation- contrainte de calcul :	6
I.9. contraintes limites de traction des armatures :	7
I.10. Etats limites:.....	8
I.11. sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites:	9
I.12.conclusion:	10

Chapitre –II–

Pré dimensionnement du plancher

II. Pré dimensionnement du plancher :	11
II.1. Epaisseur du plancher :	11
II.2. Descente de charges:	11
II.2.1. Charge permanente:	11
II.2.2. Charge d’exploitation (récapitulation):	13
II.2.3. Charge permanente (récapitulation):.....	14
II.3 .Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d’exploitation :	14
II.4. Pré dimensionnement des poutres:	15
II.5. Pré dimensionnement des poteaux:	16
II.6. Pré-dimensionnement des voiles :	27
II.7. Conclusion :	27

Chapitre –III–

Etude des planchers

III. Etude des planchers	28
III.1. Pré dimensionnement du plancher:	28
III.2. Pré dimensionnement des poutrelles :	28
III.3. Les types de poutrelle:	30
III.4. Calcul des sollicitations sur les poutrelles:	31

III.5 Exemple de calcul de poutrelle pour le plancher du R.D.C:.....	32
III.6. Vérification et calcul élémentaire :	38
III.6.1. Vérification de l'effort tranchant	38
III.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS :	38
III.7. Les armatures transversales:	39
III.7.1. Diamètre des armatures transversales:	39
III.7.2. L'espace maximal:	39
III.8. La poutrelle Type6 du R.D.C:.....	39
III.8.1. Détermination des sollicitations à l'ELU:	39
III.8.2. Détermination des efforts tranchants:	41
III.8.3. Diagramme des moments E.L.U :	42
III.8.4 Diagramme des efforts tranchants E.L.U :	42
III.8.5. Sollicitation maximale sur la poutrelle:	43
III.8.6. Le ferrailage:	43
III.8.7. Vérification et calcul élémentaire:	44
III.8.7.1. Vérification de l'effort tranchant:	44
III.8.7.2. Vérification des contraintes :	44
III.8.8. Les armatures transversales:	45
III.9. L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :.....	46
III.10. Conclusion :.....	47

Chapitre IV : Les éléments non structuraux

▀ Chapitre IV.1 Acrotère

IV.1. Acrotère:	48
IV.1.1.Détail de Calcul Du Ferrailage De L'acrotère	48
IV.1.2. Ferrailage De L'acrotère	49
IV.1.3. Vérification De L'effort Tranchant	51

▀ Chapitre IV.2 Les dalles pleines

IV.2.la dalle pleine de l'ascenseur:	52
IV.2.1 Descente de charge :	52
IV.2.2. Calcul des sollicitations :	52
IV.2.3. calcul des moments pour les bandes de largeur unitaire :	53
IV.2.4. Calcul des moments dans la dalle :	53
IV.2.5. Le ferrailage :	53
IV.2.6. Vérification de l'effort tranchant :	57

▀ Chapitre IV.3 Les balcons

IV.3. Les balcons :	58
IV.3.1. Les type de balcons :	58
IV.3.2. Descente de charges :	58
IV.3.3. Exemple de calcul :	58

▀ Chapitre – IV.4 - Etude des escaliers

IV.4. Les escaliers	63
IV.4.1. Type d'escalier:	63
IV.4.2.Calcul des escaliers:	64
IV.4.3. Descente des charges:	65
IV.4.3.1. Combinaison d'action:	66
IV.4.3.2. Calculs des sollicitations:	66
IV.4.3.3. Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants:	66
IV.4.4. Le ferrailage :	67
IV.5. Conclusion :	70

Chapitre –V–

Etude Dynamique et sismique

V.1. Introduction:	71
V.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques:	71
V.2.1.Méthode statique équivalente:	71
V.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:	72
V.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:	72
V.3. Choix de la méthode de calcul:	73
V.4. La modélisation de la structure:	73
V.4.1. Présentation du logiciel ' ETABS: '	73
V.4.2 Définition du spectre de réponse de calcul:	75
V.4.3. Calcul de l'action sismique :	76
V.4.4. Introduction de la torsion accidentelle (L'excentricité accidentelle):	80
V.4.5. Nombre de modes à considérer:	80
V.5. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires:	80
V.5.1. La disposition des voiles.	80
V.5.2. Constatation:	81
V.5.3. Vérification de la modélisation par le RPA 99:	82
V.5.3.1. Vérification de la période:	82
V.5.3.2. L'effort sismique dynamique à la base:	82
V.5.3.3. Vérification au renversement:	83
V.5.3.4. Justification de la sécurité vis à vis des déformations et de l'effet P- Δ :	83
V.6. Conclusion :	85

Chapitre -VI- : Etude des éléments structuraux

▀ Chapitre – VI.1- Calcul des poteaux

VI.1.Ferraillage des poteaux	86
------------------------------	----

▀ Chapitre -VI.2- Calcul des poutres

VI.2.. Le ferrailage des poutres :.....	89
---	----

▀ Chapitre -VI.3- Ferrailage des Voiles

VI.3 .Ferrailage des voiles	92
VI.3.1.introduction	92
VI.3.2. Calcul des voiles par la méthode réglementaire (ACI 318-02).....	92
VI.3.2.1. Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement).....	92
VI.3.2.2. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale.....	94
VI.3.2.3. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant	95
VI.3.3. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée	97
VI.3.3.1. Dimensionnement des éléments de rives ou de bord.....	98
VI.3.3.2. Armatures de résistance à la flexion composée.....	99
VI.3.4. Exemple de calcul de la méthode réglementaire ACI 318-02.....	101
VI.3.4.1. Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement).....	102
VI.3.4.2. justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale	102
VI.3.4.3. justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant	103
VI.3.4.4. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :	105
VI.3.5. Conclusion :	108

Chapitre – VII –

Etude de l'infrastructure

VII.1.Généralité:	109
VII.2. Choix du type de fondation:	109
VII.3.Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :	109
VII.4. Etude du radier :	112
VII.4.1. pré dimensionnement du radier:	112
VII.4.1.1 calcul de surface minimale du radier:	112
VII.4.2. Pré dimensionnement de la dalle:	112

VII.4.2.1. Calcul du débordement D:	113
VII.4.3. Pré dimensionnement de la nervure:	113
VII.5. Caractéristiques géométriques du radier:	114
VII.5.1. Calcul des inerties et du centre de gravité du radier:	114
VII.5.2. Calcul de la section rectangulaire équivalente :	115
VII.5.3. Vérification de la stabilité du radier:	115
VII.5.4. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales:	116
VII.6. Ferrailage du radier:	116
VII.7. Ferrailage de la nervure:	119
VII.8. Voile périphérique:	120
VII.8.1. Introduction:	120
VII.8.2. Etude du voile périphérique:	120
VII.8.2.1 Pré dimensionnement:	120
VII.8.2.2. Détermination des sollicitations:	121
VII.9. Conclusion :	125

Chapitre –VIII –
Etude de la voirie

VIII.1.Généralités :	126
VIII.2.Définition:	126
VIII.3.Classification des voies:	126
VIII.4.Tracé en plan:	126
VIII.4.1.Definition:	126
VIII.4.2.Plan de piquetage d'implantation:	126
VIII.4.3.Plan de masse de voirie:	126
VIII.4.4. Rayon de raccordement en plan :	127
VIII.4.5. Choix de vitesse de base:	127
VIII.4.6.Effet de la force centrifuge:	127

VIII.4.7. Effet de devers :	128
VIII.4.8. Rayon minimum:	128
VIII.4.9. Calcul de paramètre de raccordement:	129
VIII.5. Profils en long :	129
VIII.5.1. Définition:	129
VIII.5.2. Critère de choix de la ligne rouge:	129
VIII.5.3. Choix de rayon de raccordement:	130
VIII.5.3.1. Condition de visibilité:	130
VIII.5.3.2. Condition de confort:	131
VIII.5.3.3. Calcul de raccordement parabolique:	131
VIII.5.3.4. point fictif:	133
VIII.6. Profils en travers :	133
VIII.6.1. Définition:	133
VIII.6.2. profil en travers type:	134
VIII.6.3. Devers:	134
VIII.7. La représentation des différents profils en long:	135
VIII.8. Conclusion :	138

Chapitre –IX–
L’assainissement

IX.1. Généralité :	139
IX.2. Définition:	139
IX.3. Nature d’eaux usée à évacuer :	139
IX.4. Différents système de collecte:	139
IX.4.1. Système unitaire :	139
IX.4.2. Système séparatif:	140
IX.4.3. Systèmes pseudo séparatif:	141

IX.5. Choix de système :	141
IX.6. les accessoires nécessaires dans un réseau d'assainissement:	141
IX.6.1. Regard d'égout :	141
IX.6.2. Regarde de chute :	141
IX.6.3. bouche d'égout :	141
IX.6.4. Espacement entre les regards :	142
IX.7. Les eaux usées :	142
IX.7.1. Définition :	142
IX.7.2.Evaluation du débit d'évacuation des eaux usées :	142
IX.8. Les eaux pluviales :	142
IX.8.1. Définition :	142
IX.8.2.Tracé en plan du réseau :	142
IX.8.2.1. Découpage en bassins :	142
IX.8.2.2. Evaluation du débit à évacuer:	143
IX.8.3. Dimensionnement du réseau:	144
IX.8.4. Condition d'auto curage :	145
IX.8.5. Les pentes :	146
IX.9. Conclusion :	147

Chapitre –X–

Etude de l' AEP

X.1.Choix du tracé :	148
X.1.1. Caractéristique nécessaires pour le tracé d'un réseau d' AEP:	148
X .1.2. Type du réseau de distribution :	148

X.1.2.1. Réseau maillé:.....	148
X.1.2.2. Réseau ramifié :	149
X.1.3.Choix du réseau:	149
X.2. Condition d'exploitation :	149
X.3. Détermination des diamètres des conduites :	151
X.4. Caractéristique des conduites de distribution :.....	153
X.4.1.les avantages des canalisations en PVC :.....	153
X.4.2. Les accessoires du réseau de distribution :.....	153
X.4.3. Choix des conduites :	154
X.4.4. Pose des conduites :	154
X.5. Conclusion :.....	154

PARTIE I

ETUDE CLASSIQUE DU BATIMENT

Chapitre -I- : Introduction générale

Chapitre -II- : pré dimensionnement des éléments

Chapitre -III- : étude des planchers

Chapitre -IV- : études des éléments non structuraux

Chapitre -V- : étude dynamique et sismique

Chapitre -VI- : étude des éléments structuraux

Chapitre -VII- étude de l'infrastructure

Chapitre -I-

INTRODUCTION GENERALE

I. Introduction générale

Le projet qui nous a été confié a pour but l'étude et le calcul des éléments résistants d'une ossature à usage d'habitation R+8 en béton armé qui sera implanté à Tiaret + VRD qui englobe la voirie, l'assainissement et les réseaux d'AEP.

Le problème posé est de garantir une stabilité et une résistance satisfaisante aux différentes sollicitations, en tenant compte de l'aspect économique.

Dans la première partie notre travail sera déroulé comme suit :

- Etude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux et voiles).
- Etude détaillée des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).
- Etude sismique (étude des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre structure).
- Etude au vent.
- Calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement vertical contre les efforts horizontaux dus au séisme et au vent.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général et voile périphérique).

ET dans la deuxième partie nous ferons comme travail :

- Etude de voirie
- Etude de l'assainissement
- Etude de l'AEP

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment en béton armé en (R+08) à usage d'habitation qui sera implanté à la Wilaya de Tiaret, classée en zone de faible sismicité (**zone I**) d'après le règlement R.P.A 99 (révisées en 2003).

L'Ossature et système constructif adopte :

I.1.1. Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par une ossature (poteaux, poutres et voiles)

I.1.2. Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

Des planchers à corps creux (rez-de-chaussée, étages courants, terrasse)

I.1.3. Escaliers :

On a un escalier à trois volées avec deux paliers utilisé pour l'accès du R.D.C jusqu'au 08^{ème} étage.

I.1.4. Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique de 15cm et 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm; les murs intérieurs sont faits en simples cloisons de 10cm d'épaisseur.

I.1.5. Revêtement :

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

I.1.6. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.2. Caractéristique géométrique

☞ *Tableau I.1* : Dimensions en plans

Longueur total du bâtiment	29.65	MI
Largeur total du bâtiment	26.60	MI
Hauteur total du bâtiment	32.35	MI
Hauteur du R.D.C	4.00	MI
Hauteur des étages courants	3.06	MI

I.3. Caractéristiques géotechniques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols dont les caractéristiques sont les suivantes :

☞ **Tableau I.2 : Caractéristiques géotechniques du sol**

La contrainte admissible du sol	$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$
La profondeur d'ancrage	$D = 2.5 \text{ m.}$
Le poids spécifique du sol	$\gamma_h = 1,9 \text{ t / m}^3.$
L'angle de frottement interne du sol	$\phi = 35^\circ$
La cohésion du sol	$C = 0$

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

-Le Béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange gravier, sable, ciment et l'eau de gâchage.

Les composantes de la pâte du béton doivent respectes certaines normes techniques telles que :

- La propreté et la qualité des composants
- Le malaxage (mécanique)
- La vibration de la masse du béton lors de sa mise en œuvre

Le béton armé se compose de béton et d'armature.il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou aux cisaillements, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquels il est soumis.

Le béton armé est aujourd'hui le plus souvent utilisé par tous les concepteurs (architectes et ingénieurs) pour la réalisation des grands travaux (bâtiment, pont, route, barrage, mur de soutènement, etc) car ce dernier est maniable et permet des grandes portées, autre fois impossible a attendre, avec la pierre et le bois, les grandes surfaces sont couvertes facilement et économiquement grâce au béton armé.

-La composition d'un mètre cube (m³) de béton est la suivante:

- ✓ Ciment CPA 325 350 Kg
- ✓ Sable $d_g \leq 5 \text{ mm}$ 400 L
- ✓ Gravillons $d_g \leq 25 \text{ mm}$ 800 L

✓ Eau de gâchage 175 L

La préparation du béton sera faite conformément aux normes techniques en respectant le dosage y compris toutes sujétions de bonne exécution.

I.5. Résistance mécanique :

I.5.1. Résistance caractéristique à la compression :

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

$$f_{cj} = j / (4,76 + 0,83j) f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$f_{cj} = j / (1,4+0,95j) f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

Pour 28 jours < j < 60 jours $f_{cj} = f_{c28}$ (BAEL 91)

Pour j ≥ 60 jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (BAEL 91)

Pour notre étude on prend. $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ (BAEL 91)

I.5.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance

caractéristique à la traction $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} (I)$ (BAEL 91)

traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation:

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

I.5.3. Méthode de calcul :

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

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

I.6. Déformation et contraintes de calcul :

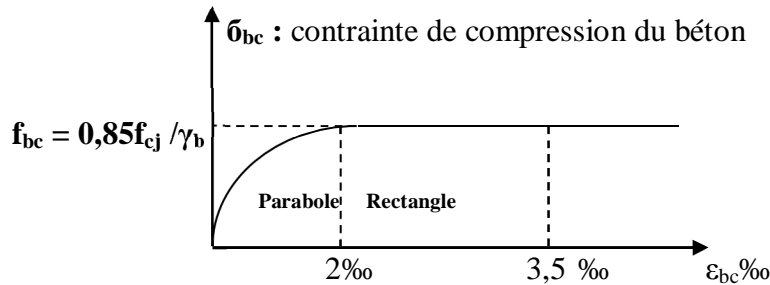
I.6.1. Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit:

"Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

I.6.2. Diagramme parabole – rectangle :

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

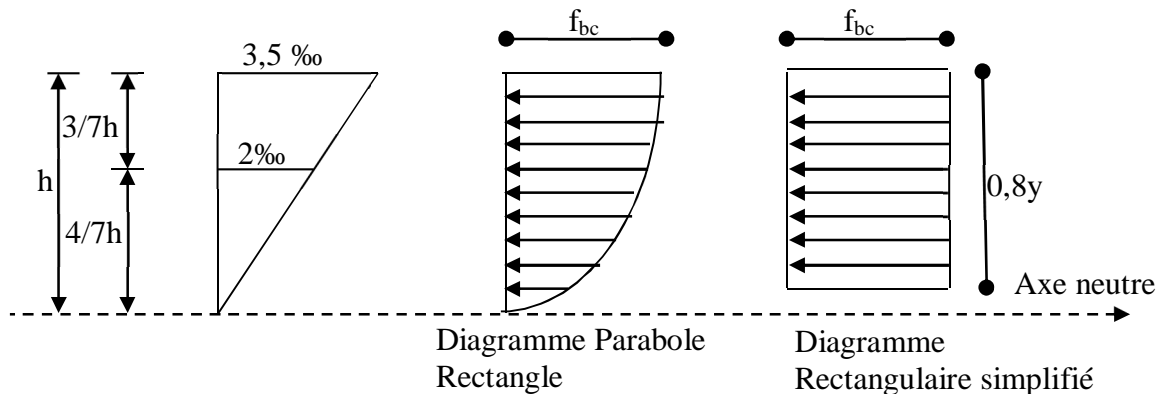


☞ **Figure I.1.** Diagramme de déformation – contraintes du Béton

- ϵ_{bc} Déformation du béton a la compression
- f_{bc} Contrainte de calcul
- f_{cj} Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours
- γ_b Coefficient de sécurité
- γ_b 1,5 cas général
- γ_b 1,15 cas de combinaison accidentel.

I.6.3. Diagramme rectangulaire :

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



☞ **Figure I.2.** Diagramme rectangulaire

I.6.4. Contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa)$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4Mpa)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$$\tau_{\mu} = T_{\mu} / b_0 \cdot d \dots \dots \dots (BAEL 91)$$

Avec : b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.6.5. Modules de déformation longitudinale du béton:

I.6.5.1 Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots (BAEL 91)$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $\dots \dots \dots E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa}$

I.6.5.2. Module de déformation différée:

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots (BAEL 91)$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $\dots \dots \dots E_{i28} = 10818,90 \text{ Mpa}$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée

I.6.6. Coefficient de poisson:

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L) \dots \dots \dots (BAEL 91)$$

$\nu = 0,2$ $\dots \dots \dots$ pour E.L.S (béton non fissuré)

$\nu = 0,0$ $\dots \dots \dots$ pour E.L.U (béton fissuré)

Avec:

$(\Delta d/d)$ $\dots \dots \dots$ déformation relative transversale.

$(\Delta L/L)$: $\dots \dots \dots$ déformation relative longitudinale.

I.7. Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de nuance donc pour 0.15 à 0.25% de carbone et mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Les aciers utilisés pour le béton armé sont :

- Le rond lisse.
- Les barres à hautes adhérences.
- Les fils à hautes adhérences.
- Les treillis soudés.
- Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\varnothing = 3,5 \text{ mm}$

I.8. Diagramme déformation- contrainte de calcul :

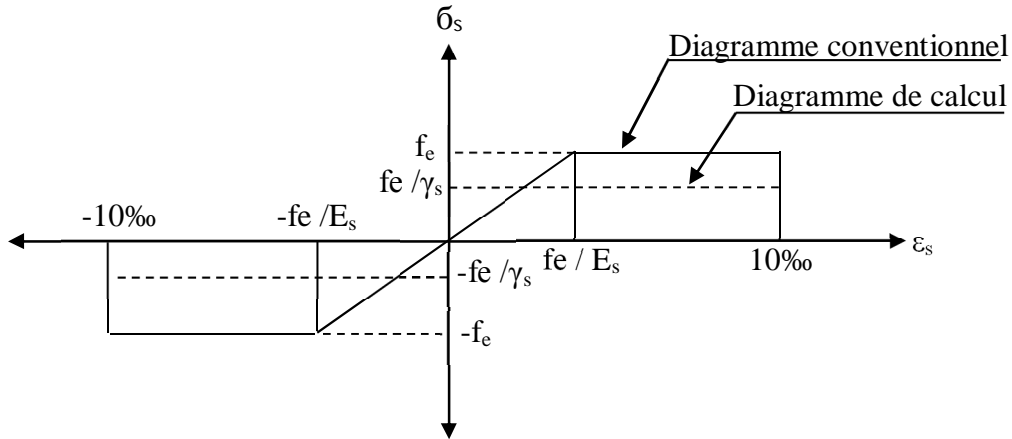
$$\sigma_s = f (\varepsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites; on introduit un coefficient de sécurité γ_s .

Qui a les valeurs suivantes: $\gamma_s=1.15$ cas général.

$\gamma_s=1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude on utilise des aciers Fe E400.



☞ *Figure I.3.* Diagramme de déformations – contraintes. De l'acier

I.9. Contraintes limites de traction des armatures

☞ *Tableau I.3:* Contraintes limites de traction des armatures

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation	Fissuration peu préjudiciable	(BAEL 91)
$\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa.	Fissuration préjudiciable	(BAEL 91)
$\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa.	Fissuration très préjudiciable	(BAEL 91)

η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 \quad \text{Pour rond lisse} \\ \eta=1,6 \quad \text{Pour hautes adhérence avec } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ \eta=1,3 \quad \text{Pour hautes adhérence avec } \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

Poids volumique:

Béton armé dose à 350 kg/m³ $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$
 Béton non armé dose à 350 kg/m³ $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$
 Acier $\gamma_b =78,5 \text{ KN/m}^3$

I.10. Etats limites:

Suivant les règles **B.A.E.L** on distingue deux états de calcul :

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

- E.L.U.R :

Il consiste à équilibrer entre les sollicitations d'action majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériens R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèse de calcul :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- ✓ (hypothèse de Navier) les sections droites restent planes après déformation et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée (à cause de la fissuration)
- ✓ Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ et pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme matériaux linéairement élastique c'est-à-dire La contrainte est proportionnelle à la déformation : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$

Le coefficient d'équivalent est définie par la relation : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Le diagramme linéaire de déformation de la section passe par l'un des trois pivots.

Règles de trois Pivots

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

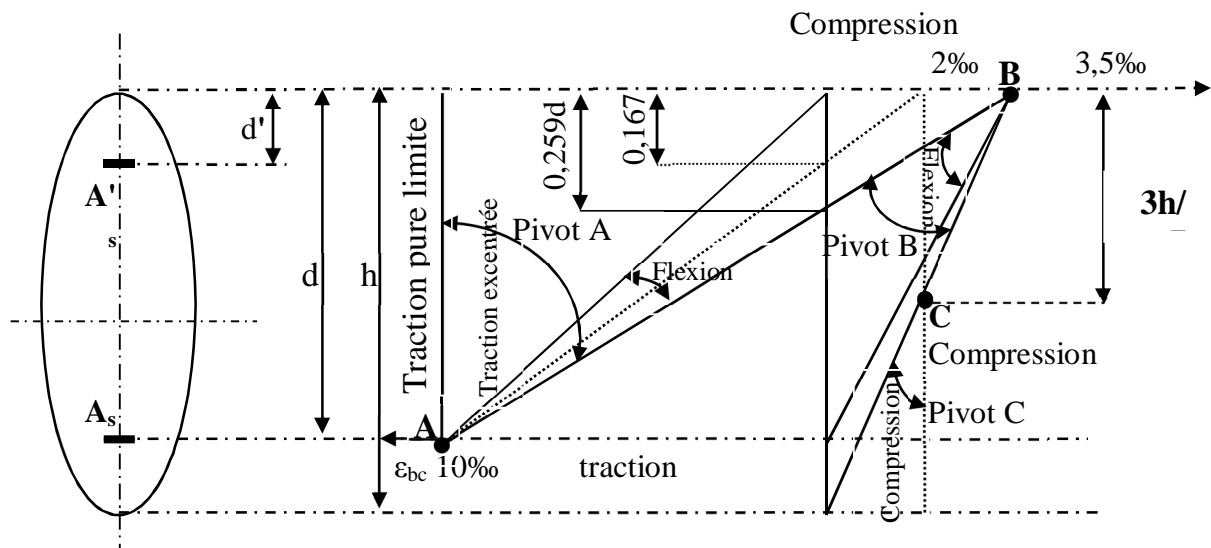
- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points **A**, **B** ou **C** appelés pivots.

☞ **Tableau I.4** : Règles de trois Pivots

<i>Pivot</i>	<i>Domaine</i>	<i>Déformations limites du pivot considéré</i>
<i>A</i>	<i>1</i>	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$
<i>B</i>	<i>2</i>	Raccourcissement unitaire du béton a la flexion $3,5^0/_{00}$
<i>C</i>	<i>3</i>	Raccourcissement unitaire du béton a la compression $2^0/_{00}$

☞ **Figure : I.4.** Diagramme des déformations limitées de la section
- Règles des trois pivots**- E.L.S:**

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

Hypothèses de calcul :

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

I.11. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**- Etat limite ultime :**

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

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

- Etat limite service_ : combinaison d'action **G+Q**

S'il y aura intervention des efforts horizontaux due au séisme; les règles parasismiques algériennes préconisent les combinaisons d'action suivantes :

$$\text{Pour les poutres} \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \quad \text{Pour les poteaux} \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases}$$

G : Charge permanente, **Q** : charge d'exploitation, **E** : effort de séisme

I.12. Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une brève présentation de la structure et de la zone ou est située la structure tout en donnant les caractéristiques géométriques et géotechniques du sol, et définir les matériaux qui seront durant la réalisation du projet.

Chapitre -II-

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II. Pré dimensionnement du plancher :

II.1. Epaisseur du plancher

On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers «ht», il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec : } \begin{cases} h_t = \text{hauteur totale du plancher} \\ L = \text{portée maximale des poutrelles « entre axe »} \end{cases}$$

☞ **Tableau II.1** : Choix de la dalle et corps creux.

Lmax	Lmax /22,5	ht	Le choix
4.75m	21.11cm	24cm	4 cm : dalle de compression 20 cm : corps creux

II.2. Descente de charges :

II.2.1. Charge permanente :

- **Plancher terrasse inaccessible**

☞ **Tableau II.2.** : DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitations.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1. Gravillon de protection(e=4cm)	0,20*4=	0,80
2.Systeme multicouche (e=2cm)	0.12	0,12
3. Chappe flottante asphalte (e=2,5cm)	0,5	0,50
4. Isolation thermique à liège (e=4cm)	0,04*4=	0,16
5. Forme de pente en béton (5cm)	1.10	1,10
6. Plancher à corps creux +dalle de compression (20+4)	3,20	3,20
7. Enduit en plâtre (e=2cm)	0.10*2=	0,20
La charge permanente.....	G=∑Gi=	6,08
La surcharge d'exploitation.....	Q=	1,00

-Plancher étage courant à usage d’habitation

☞ *Tableau II.3.*:DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d’exploitations.

Désignation de la charge		Valeur en KN/m ²	
1. Revêtement en carrelage (2cm)	2*0.2	0,40
2. MORTIER de pose (2cm)	2*0.2	0,40
3. Sable fin pour mortier (2cm)	17*0.02	0,34
4. Plancher à corps creux (20+4)	3.20	3,20
5. Enduit en plâtre (2cm)	0.1*2	0,20
6. Cloison en briques creuses	0.90	0,90
La charge permanente	G=∑Gi=.....		5.44
La surcharge d’exploitation (2 ^{eme} au 8 ^{eme} étage)	Q=.....		1.5
La surcharge d’exploitation (1 ^{er} étage)	Q=.....		2.5
La surcharge d’exploitation (R.D.C)	Q=.....		4.00

-Murs de façade (extérieur)

☞ *Tableau II.4* : DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d’exploitations.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	2*0.18=	0,36
Parois en brique creuse extérieur(e=15cm)	9*0.15=	1,35
Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9*0.10=	0,90
Enduit intérieur en en ciment(e=1,5cm)	1.50*0.18=	0,27
G=∑Gi=.....			2.88

- Murs intérieur

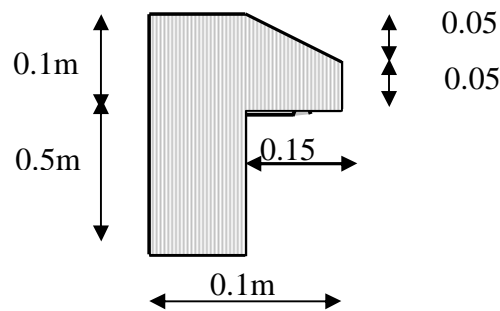
☞ *Tableau II.5* : DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d’exploitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
Enduit extérieur en ciment (e=1,5cm)	1.5*0.18=	0,27
Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9*0.10=	0,90
Enduit intérieur en en ciment(e=1,5cm)	1.5*0.18=	0,27
G=∑Gi=.....			1.44

-Acrotère:

$$G_a = [(0.10*0.60) + (0.05*0.15) + 0.5*(0.05*0.15)] 25.00$$

$$G_a = 1.7812 \text{ KN/m}^2$$



☞ *Figure : II.1.* Schéma de l'acrotère

II.2.2. Charge d’exploitation (récapitulation)

☞ *Tableau II.6* : DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d’exploitation

Plancher terrasse		$Q_t = 1,00 \text{ KN/m}^2$
Plancher à usage d’habitation	$Q_t = 1.50 \text{ KN/m}^2$
Plancher à usage bureau		$Q_t = 2 .50 \text{ KN/m}^2$
Plancher à usage commercial		$Q_t = 4 \text{ KN/m}^2$

II.2.3 Charge permanente (récapitulation)

Tableau II.7 récapitulatif des charges permanentes

Niveaux	Charge partielle (KN/m2)	Charge cumulée (KN/m2)
Local technique	6.08	6.08
Terrasse	6,08	12.16
08	5,44	17.6
07	5,44	23.04
06	5,44	28.48
05	5,44	33.92
04	5,44	39.36
03	5,44	44.8
02	5,44	50.24
01	5,44	55.68
R.D.C	5,44	61.12

II.3 .Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d’exploitation :

Soit q_0 la charge d’exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3... n numérotés a partir du sommet du bâtiment.

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

☞ Tableau II.8 : la dégression des charges par niveau

(étage 2)	$N_{q2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$
(étage 3)	$N_{q3}=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$
(étage 4)	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$
(étage n)	$N_{q4}=q_0+ \frac{(3+n) \times (q_1+q_2+q_3+q_4)}{2n}$
Le coefficient $(3+n) / 2n$		Etant valable pour $n \geq 5$

La dégression des charges

Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
<i>Terrasse</i>	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1
08	$Nq_1=q_0+q_1$	2.500
07	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.850
06	$Nq_3=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$	5.050
05	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.100
04	$Nq_5=q_0+0.80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.000
03	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.750
02	$Nq_7=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.4500
01	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$ avec $q_8=2.5\text{KN/m}^2$ (usage bureau)	9.97
R.D.C	$Nq_9=q_0+0.66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$ avec $q_9=4\text{KN/m}^2$ (usage commerce)	12.22

NB $q_0=1\text{KN/m}^2$ (terrasse), $q_1=q_2=q_3=q_4=q_5=q_6=q_7=1\text{KN/m}^2$ (usage d'habitation)

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **R.P.A.99 Révisées en 2003 articles 7.5.1**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le **B.A.E.L.91** le critère de rigidité :

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

$$0.3d \leq b \leq 0.4d$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur total de la poutre} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \\ L : \text{La plus grande portée libre entre axes d'appuis} \\ d : \text{Hauteur utile.} \end{array} \right.$

Nous distinguons deux types de poutres

a- Poutre principale : $L_{\max} = 4.75\text{m}$

b- Poutre secondaire : $L_{\max} = 4.75\text{m}$.

Sens longitudinal, Poutre principale:

$$\begin{cases} L = 475\text{cm} \\ d = 0.9h_t \end{cases} \begin{cases} 31.67\text{cm} \leq h_t \leq 47.50\text{cm} \\ d = 0.9h_t = 40.50\text{cm} \\ 12.15\text{cm} \leq b \leq 16.2\text{cm} \end{cases} \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres **A = (30x40) cm²**

Sens transversal, Poutre secondaire

D'après **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1**

$$\begin{cases} L = 475\text{cm} \\ d = 0.9h_t \end{cases} \begin{cases} 31.67\text{cm} \leq h_t \leq 47.50\text{cm} \\ d = 0.9h_t = 40.50\text{cm} \\ 12.15\text{cm} \leq b \leq 16.2\text{cm} \end{cases} \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ \text{O prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t / b < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc en prend la section des poutres secondaires = **(30x30) cm²**

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

- On a 07 types de coffrages :

Type 1 : du sous-sol au 1^{er} étage

Type 2 : 2^{eme} étage

Type 3 : 3^{eme} étage

Type 4 : 4^{eme} et 5^{eme} étage

Type 5 : 6^{eme} et 7^{eme} étage

Type 6 : 8^{eme} étage

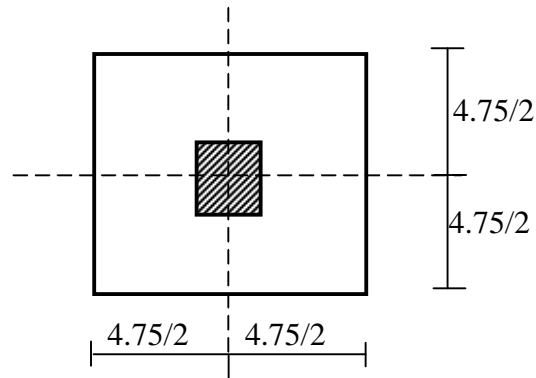
Type 7 : Local technique

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas;

La surface afférente est donnée par: $S=4.75*4.75=22.56\text{ m}^2$.

D'après **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.4.1**



☞ **Figure II.2.** Le poteau le plus sollicité du plancher

- Pré dimensionnement des poteaux de type 01:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n * (S * G + G_{pp} + G_{ps})$avec $G = G_{terrasse} + G_{étage}$ et $n =$ le nombre de niveaux au dessus du poteau

$$G_{terrasse}=6.08\text{KN/m}^2 \quad G_{étage}=5.44\text{ KN/m}^2 \quad n=9$$

$$G_{pp}=(0,30 * 0,40 * 25 * 4.75)=14.25$$

$$G_{ps}=(0,30 * 0,30 * 25 * 4.75) = 10.69$$

$$G = 9(22.56*(6.08+5.44) + 14.25+10.69) = 2563.48\text{KN}$$

$$G=2563.48\text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1.1 * G = 1.1 * 2563.48 = 2819.83\text{KN}$$

$$Q = 12.22\text{KN/m}^2$$

$$N_Q = 1,1 * 12.22 * 22.56 = 303.25\text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 * 2819.83 + 1,5 * 303.25 = 4261.64\text{ KN}$$

$$N_u = 4261.64\text{ KN}$$

- Détermination de "a" :

-Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

Avec :

- L_f** : longueur de flambement
- i** : rayon de giration
- B** : section des poteaux
- λ** : L'élancement du poteau
- I** : moment d'inertie de la section par rapport a l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290a$$

On a: $L_0=4.00\text{ m}$; $L_f=0,7*4.00 = 2,8\text{m} = 280\text{cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{280}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{280}{0,289 \times 50} = 19.38\text{cm}$$

On prend : **a = 60cm**

- Détermination de "b":

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

B_r : section réduite

$$B_r = (60-2)(b-2) = 58(b-2)$$

A_s =section d'armature longitudinale

$A_s=0,7\%$ B_rzone I (selon le RPA 99 version 2003)

$$A_s=0.7\% [58(b-2)] = 0.406(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant le coefficient en fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{280}{0,289.60} = 16.15 < 50$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(16.15/35)^2]$$

$$\alpha = 0,81$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b=1,5 ; \gamma_s=1,15$$

$$N_u \leq 0,83 \left[\frac{58(b-2).25.10}{0,9.1,5} + \frac{0,406(b-2).400.10}{1,15} \right]$$

$$b \geq 36,41\text{cm}$$

Donc : on prend $b = 60\text{cm}$.

- Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 60\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 60\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : $a = b = 60\text{ cm}$

-Pré dimensionnement des poteaux de type 2:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n * (S * G + G_{pp} + G_{ps}) \dots\dots\dots$ avec $G = G_{terrasse} + G_{étage}$ et $n =$ le nombre de niveaux au dessus du poteau

$$G_{terrasse} = 6,08 \text{KN/m}^2 \quad G_{étage} = 5,44 \text{KN/m}^2 \quad n = 6$$

$$G_{pp} = (0,30 * 0,40 * 25 * 4,75) = 14,25 \text{Kn}$$

$$G_{ps} = (0,30 * 0,30 * 25 * 4,75) = 10,69 \text{KN.}$$

$$G = 6 * (22,56 * (6,08 + 5,44) + 14,25 + 10,69) = 1708,99 \text{KN}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1 * G = 1,1 * 1708,99 = 1879,89 \text{ KN}$$

$$Q = 7,75 \text{KN/m}^2$$

$$N_Q = 1,1 * 7,75 * 22,56 = \mathbf{192,32 \text{KN}}$$

$$N_u = 1,35 * 1879,89 + 1,5 * 192,32 = 2826,33$$

$$N_u = \mathbf{2826,33 \text{ KN}}$$

-Détermination de "a" :

-Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

- Détermination de "a":

- Vérification de flambement:

On doit faire les mêmes étapes:

$$L_0 = 3,06 ; L_f = 0,7 . L_0 = 0,7 * 3,06 = 2,142\text{m} = 2,142\text{cm}.$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14,82\text{cm}.$$

On prend : $a = 55cm.$

- Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (a-2) (b-2) cm^2.$$

$$B_r = (55-2) \cdot (b-2) = 53 (b-2)$$

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{zone I.}$$

$$A_s = 0,7\% \cdot [53 (b-2)] = 0,371(b-2) cm^2.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289 \cdot 55} = 13,48 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda / 35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{13,48}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,83$$

$$N_u \leq 0,81 \left[\frac{43(b-2)25 \cdot 10}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,371(b-2) \cdot 400 \cdot 10}{1,5} \right].$$

$$b \geq 24,65cm.$$

On prend : $b = 55 cm.$

-Vérification des conditions du R.P.A 99:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 55cm > 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 55cm > \frac{306}{20} = 15,3cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée..} \end{array} \right.$$

Donc: $a = b = 55cm.$

-Pré dimensionnement des poteaux de type 3 :

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n x (S * G + G_{pp} + G_{ps}) \dots \dots \dots$ avec = $G_{terrasse} + G_{étage}$ et $n =$ le nombre de niveaux au dessus du poteau

$$G_{terrasse} = 6,08 KN/m^2 \quad G_{étage} = 5,44 KN/m^2 \quad n = 5$$

$$G_{pp} = (0,30 * 0,40 * 25 * 4.75) = 14.25 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (0,30 * 0,30 * 25 * 4.75) = 10.69 \text{ KN}$$

$$G = 5(22.56 * (6.08 + 5.44) + 14.25 + 10.69) = 1424.16 \text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1 * G = 1424.16 * 1.1 = 1566.57 \text{ KN}$$

$$Q = 7.00 \text{ KN/m}^2$$

$$N_Q = 1,1 * 7.00 * 22.56 = 173.71 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 * 1424.16 + 1.5 * 173.71 = 2183.18 \text{ KN}$$

$$N_u = 2183.18 \text{ KN}$$

-Détermination de "a" :

-Vérification de flambement :

$$L_0 = 400 \text{ cm} ; L_f = 0,7 * L_0 = 0,7 * 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14.81 \text{ cm.}$$

On prend : **a = 50 cm.**

-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime N_u doit être

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2.$$

$$B_r = 48(b-2).$$

$$A_s = 0,7\% * B_r = 0,7\% * 48(b-2) = 0.336 * (b-2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{214}{0,289.50} = 14.81$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{14.81}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0.82$$

$$N_u \leq 1.06 \left[\frac{48(b-2)25.10}{0,9 * 1,5} + \frac{0,336(b-2)400.10}{1,15} \right]$$

Donc : **b ≥ 22.90 cm.**

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

- Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 50\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 50\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < a/b = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

-Pré dimensionnement des poteaux de type 4 :

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n x (S * G + G_{pp} + G_{ps}) \dots\dots\dots$ avec $G_{terrasse} + G_{etage}$ et $n =$ le nombre de niveaux au dessus du poteau

$$G_{terrasse} = 6.08 \text{KN/m}^2 \quad G_{etage} = 5.44 \text{KN/m}^2 \quad n = 3$$

$$G_{pp} = (0,30 * 0,40 * 25 * 4.75) = 14.25 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (0,30 * 0,30 * 25 * 4.75) = 10.69 \text{ KN}$$

$$G = 3(22.56 * (6.08 + 5.44) + 14.25 + 10.69) = 854.49 \text{KN}$$

On doit majorer les efforts de 10%

$$N_G = 1,1 * G = 854.49 * 1.1 = 939.94 \text{ KN}$$

$$Q = 5.05 \text{KN/m}^2$$

$$N_Q = 1,1 * 5.05 * 22.56 = 125.32 \text{KN}$$

$$N_u = 1,35 * 939.94 + 1.5 * 125.32 = 1456.90 \text{KN}$$

$$N_u = 1456.90 \text{ KN}$$

- Détermination de "a" :

- Vérification de flambement :

$$L_0 = 400\text{cm} ; L_f = 0,7 . L_0 = 0,7 * 3.06 = 2.142\text{m}.$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14.81\text{cm}.$$

On prend : $a = 45\text{cm}.$

-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime N_u doit être

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot x f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2.$$

$$B_r = 43(b-2).$$

$$A_s = 0,7\% * B_r = 0,7\% * 43(b-2) = 0.301 * (b-2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{214}{0,289.45} = 16.45$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{16,45}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0.81$$

$$N_u \leq 1.06 \left[\frac{48(b-2)25.10}{0,9.1,5} + \frac{0,301(b-2)400.10}{1,15} \right]$$

Donc : $b \geq 21.85cm$.

Donc on prend : $b = 45cm$

- Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 45\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 45\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < a/b = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

A=b=45 cm

-Pré dimensionnement des poteaux de type 5 :

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = x(S * G + G_{pp} + G_{ps}) \dots\dots\dots$ avec $G = G_{terrasse} + G_{étage}$ et $n =$ le nombre de niveaux au-dessus du poteau

$$G_{terrasse} = 6.08 \text{ KN/m}^2 \quad G_{étage} = 5.44 \text{ KN/m}^2 \quad n = 1$$

$$G_{pp} = (0,30 * 0,40 * 25 * 4.75) = 14.25 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (0,30 * 0,30 * 25 * 4.75) = 10.69 \text{ KN}$$

$$G = (22.56 * (6.08 + 5.44) + 14.25 + 10.69) = 284.83 \text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1 * G = 284.83 * 1.1 = 313.31 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_Q = 1,1 * 2.5 * 22.56 = 62.04 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 * 313.31 + 1.5 * 62.04 = 516.03 \text{ KN}$$

$$N_u = 516.03 \text{ KN}$$

-Détermination de "a" :

- Vérification de flambement :

$$L_0 = 3.06\text{cm} ; L_f = 0,7 .L_0 = 0,7 *3.06 = 2.142\text{m}.$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14.81\text{cm}.$$

On prend : **a = 40cm.**

-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime N_u doit être

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2.$$

$$B_r = 38(b-2).$$

$$A_s = 0, 7\% * B_r = 0, 7\% * 38(b-2) = 0.266*(b-2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{214}{0,289.40} = 18.51$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{18.51}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0.80$$

$$N_u \leq 0.80 \left[\frac{48(b-2)25.10}{0,9.1,5} + \frac{0,266(b-2)400.10}{1,15} \right]$$

Donc : $b \geq 20.96\text{cm}.$

Donc on prend : **b = 40cm**

-Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < a/b = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{A=b=40\text{ cm}}$$

-Pré dimensionnement des poteaux de type 6 :

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n x (S * G + G_{pp} + G_{ps})$avec $G = G_{terrasse} + G_{étage}$ et $n =$ le nombre de niveaux au dessus du poteau

$$G_{terrasse} = 6.08 \text{ KN/m}^2 \quad G_{étage} = 5.44 \text{ KN/m}^2 \quad n = 1$$

$$G_{pp} = (0,30 * 0,40 * 25 * 4.75) = 14.25 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (0,30 * 0,30 * 25 * 4.75) = 10.69 \text{ KN}$$

$$G = (22.56 * (6.08 + 5.44) + 14.25 + 10.69) = 284.83 \text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1 * G = 284.83 * 1.1 = 313.31 \text{ KN}$$

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

$$N_Q = 1,1 * 1 * 22.56 = 24.82 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 * 313.31 + 1.5 * 24.82 = 460.20 \text{ KN}$$

$$N_u = 460.20 \text{ KN}$$

-Détermination de "a" :**- Vérification de flambement :**

$$L_0 = 3.06 \text{ m} ; L_f = 0,7 * L_0 = 0,7 * 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14.81 \text{ cm.}$$

On prend : $a = 35 \text{ cm.}$

-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime N_u doit être

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r * x f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2.$$

$$B_r = 33(b-2).$$

$$A_s = 0,7\% * B_r = 0,7\% * 33(b-2) = 0.231 * (b-2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{214}{0,289.35} = 21.16$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{21.16}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0.79$$

$$N_u \leq 1.06 \left[\frac{33(b-2)25.10}{0,9.1,5} + \frac{0,231(b-2)400.10}{1,15} \right]$$

Donc : $b \geq 19.85cm$.

Donc on prend : $b = 35cm$

- Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 35cm > 25cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 35cm > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < a/b = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

A=b=35 cm

Le tableau suivant résume les dimensions des poteaux constituant notre structure.

☞ **Tableau II.9:** Récapitulation du Bloc

Niveau	Section de poteau (cm ²)
S.S	60*60
R.D.C	60*60
01	60*60
02	55*55
03	50*50
04	45*45
05	45*45
06	40*40
07	40*40
08	35*35
Local technique	30*30

II.6. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales dues aux vents et aux séismes

Le R.P.A 99 (version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants les conditions suivantes :

$$-L \geq 4a$$

$$-a \geq h_e/22$$

Avec :- L : longueur de voile.

- h_e : hauteur d'étage (3.06m)

- a : épaisseur de voile avec $a_{min}=15cm$

$a \geq 306/22=13.90 cm$ on prend $a=20cm$

II.7.Conclusion:

Dans ce chapitre on fait un pré dimensionnement des poutres principales et secondaires, des poteaux et des voiles.

Chapitre -III-

ETUDE DES PLANCHERS

III. Etude des planchers

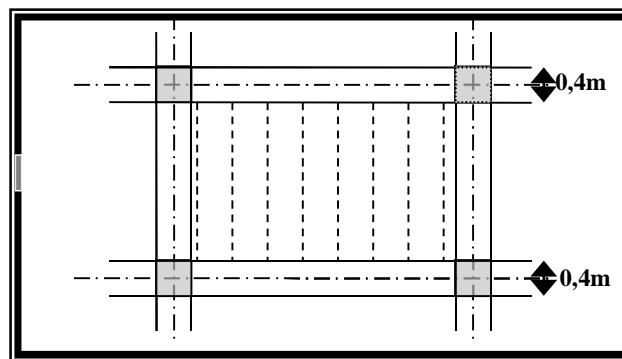
Un plancher est une structure solide servant de séparation horizontale entre deux étages différents.

Il existe plusieurs types de planchers, ceux utilisés dans notre construction sont constitués de poutrelles préfabriquées en béton armé sur lesquelles reposent des corps creux.

Ce type de plancher est utilisé dans les locaux d'habitation et services, il a une bonne isolation thermique et phonique.

III.1. Pré dimensionnement du plancher:

Nous adoptons un plancher à corps creux de type $(20+4) \text{ cm}$.

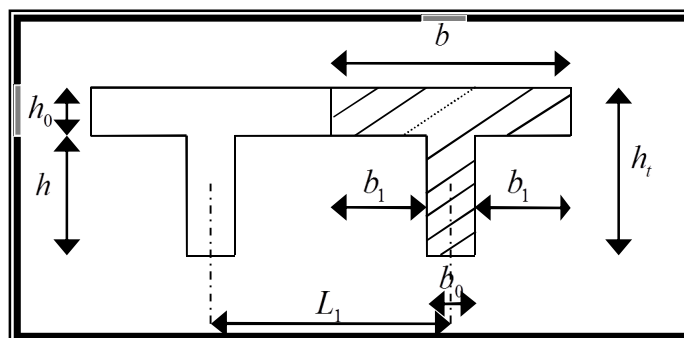


☞ *Figure III.1* : Plancher corps creux

III.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

La poutrelle est considérée comme une section en T, la hauteur de la nervure est égale à la hauteur du plancher

- La hauteur du plancher : $h_t = 24 \text{ cm}$.
- L'épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- La hauteur du corps creux : $h = 20 \text{ cm}$.



☞ *Figure III.2* : Section de la poutrelle

- Détermination de b_0 :

La largeur b_0 est généralement calculée par la formule suivante :

$$0,4.h_t \leq b_0 \leq 0,8.h_t \Rightarrow 9.6\text{ cm} \leq b_0 \leq 19.2\text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 12\text{ cm}$.

- Détermination de b_1 :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_1 - b_0}{2} \\ \frac{L}{10} \end{cases} \quad \text{Avec } L : \text{La portée entre nus des chaînages.}$$

$$6.h_0 \leq b_1 \leq 8.h_0$$

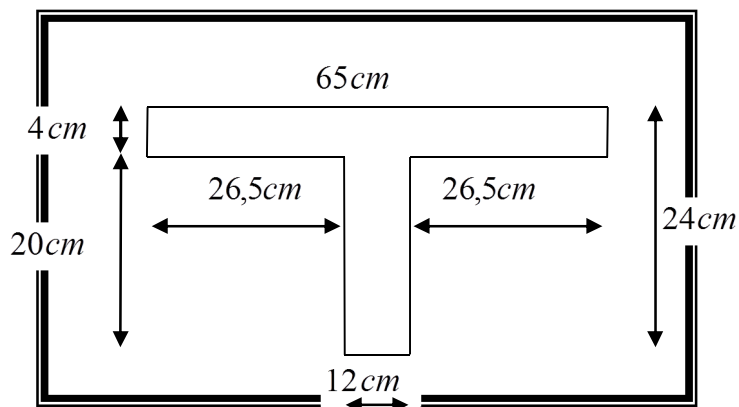
$$\Rightarrow b_1 = \min \begin{cases} \frac{65 - 12}{2} = 26,5\text{ cm} \\ \frac{475}{10} = 47.5\text{ cm} \\ 6 \times 4 \leq b \leq 8 \times 4 \Rightarrow 24\text{ cm} \leq b_1 \leq 32\text{ cm} \end{cases}$$

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

- Détermination de b :

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12$$

$\Rightarrow b = 65\text{ cm}$.



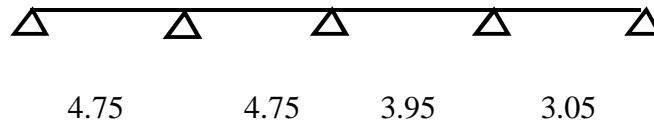
☞ *Figure III.3* : Les dimensions de la poutrelle

III.3. Les types de poutrelle :

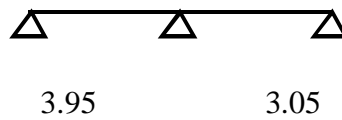
Dans notre construction on a :

- Sept (07) Types de poutrelles pour le plancher du R.D.C et du premier étage qui sont :

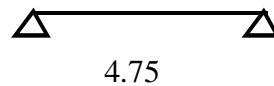
- Type1 :



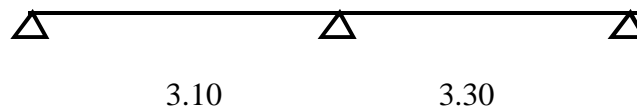
- Type2 :



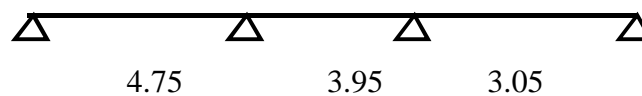
- Type3 :



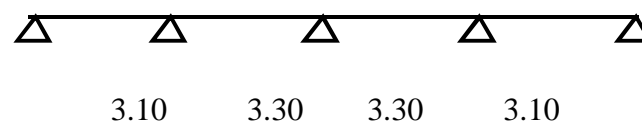
- Type 4 :



- Type5 :



- Type 6 :



- Type7 :

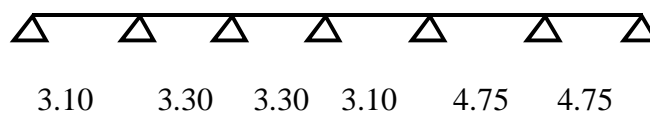
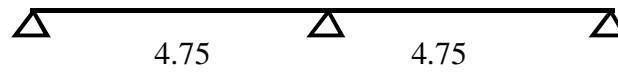


Figure III.4 : type de poutrelle (RDC-1^{er} étage)

- Et trois (03) types de poutrelles pour le plancher de la terrasse et des autres étages restants (du 2^{eme} au 8^{eme} étage) qui sont :

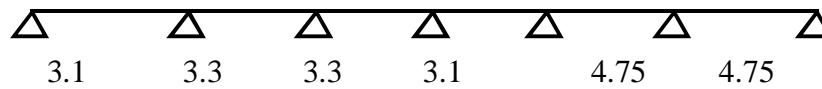
- Type1 :



- Type2 :



- Type3 :



☞ *Figure III.5* : types des poutrelles terrasse et 2 à 8 étage

III.4. Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

- **Méthode de calcul :**

On utilisera la méthode forfaitaire

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions :

1. La charge d'exploitation : $Q \leq \max [2.G , 5 \text{ KN}/m^2]$
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité.
3. Pour les portées successives, il faut vérifier :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- **L'évaluation des charges:**

- **La terrasse :**

$$P_{ut} = (1,35G + 1,5Q).b = (1,35 \times 6,08 + 1,5 \times 1).0,65 = 6.31 \text{ KN} / m$$

- **L'étage courant (2^{ème} au 8^{ème} étage):**

$$P_{ue} = (1,35G + 1,5Q).b = (1,35 \times 5,44 + 1,5 \times 1,5).0,65 = 6.24 \text{ KN} / m$$

- **Le 1^{er} étage :**

$$P_{ue} = (1,35G + 1,5Q).b = (1,35 \times 5,44 + 1,5 \times 2.5).0,65 = 7.21 \text{ KN} / m$$

- **Le R.D.C:**

$$P_{ur} = (1,35G + 1,5Q).b = (1,35 \times 5,44 + 1,5 \times 4).0,65 = 8.67 \text{ KN} / m$$

☞ **Tableau III.1** : Les charges à l'ELU et l'ELS :

Type de plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	E.L.U ($1,35G+1,5Q$) $\times b$ [KN/ml]	E.L.S ($G+Q$) $\times b$ [KN/ml]
Terrasse	6.08	1	0.65	6.31	4.60
Etage courant	5.44	1,5	0.65	6.24	4.51
1 ^{er} étage	5.44	2.5	0.65	7.21	5.16
R.D.C	5.44	4	0.65	8.67	6.14

III.5. Exemple de calcul de poutrelle pour le plancher du R.D.C

- La poutrelle type3 :

$P_u(\text{R.D.C})=8.67\text{KN/m}$

$P_s(\text{R.D.C})=6.14\text{ KN/m}$

$$M_o = \frac{p.l^2}{8} = \frac{8.67.(4.75)^2}{8} = 24.45\text{KN.m}$$

- **Moment sur les appuis :**

$$M_1 = M_2 = 0,2 * 24.45 = 4.89\text{KN.m}$$

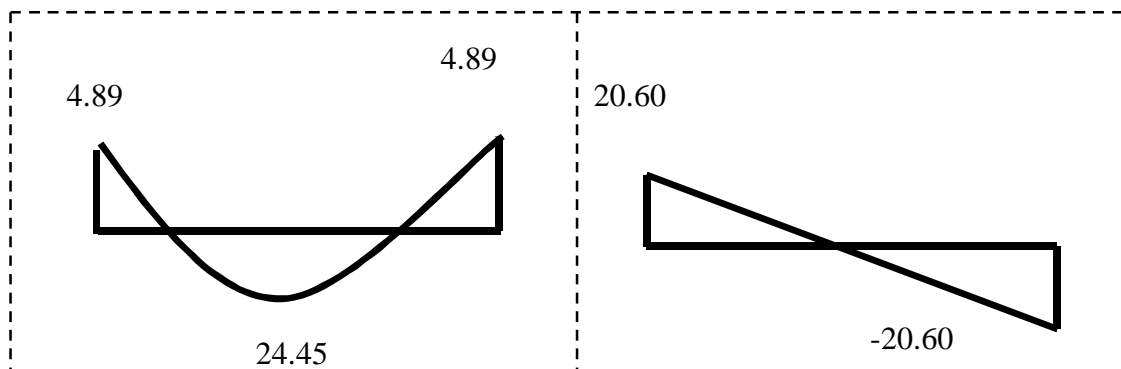
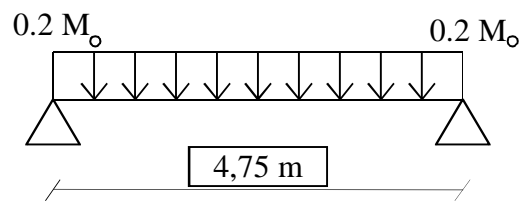
Moment sur les travées :

$$M_t = M_o \Rightarrow M_t = 24.45\text{KN.m}$$

$$T_{\max} = \frac{P.L}{2} = \frac{8.67*4.75}{2} \Rightarrow T_{\max} = 20.60\text{KN}$$

Diagramme des moments :

Diagramme des efforts tranchants :



☞ **Figure III.6** : diagramme de moment et effort tranchant de la poutrelle

- Ferrailage de la poutrelle type3 :**R.D.C :**

$$Mt = 24,45 \text{ KN.m}$$

$$Map = 4,89 \text{ KN.m}$$

$$Vu = T = 20,60 \text{ KN}$$

Moment équilibre par table

- En travée

$$Mtu = b \cdot ho \cdot fbu \left(d - \frac{ho}{2} \right)$$

$$fbu = \frac{0,85 \cdot fc_{28}}{yb.o} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5 \cdot 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec $b = 65 \text{ cm}$; $ho = 4 \text{ cm}$

$$Mtu = 0,65 * 0,04 * 14,2 \left(0,21 - \frac{0,04}{2} \right) * 10^3$$

$$\boxed{Mtu = 70,14 \text{ KN.m}}$$

$$Mt = 24,45 \text{ KN.m} < Mtu = 70,15 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table calcule en section rectangulaire de longue $b=65 \text{ cm}$

$$\mu bu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot fbu} = \frac{24,45 \cdot 10^3}{65(21,6)^2 \cdot 14,2} \Rightarrow \boxed{\mu bu = 0,056}$$

$$\mu Lu = (3440\gamma + 49fc_{28} - 3050)$$

$$\boxed{Pu = 8,67 \text{ Kn / ml}}$$

$$Pser = (G + Q) \cdot 0,6 \Leftrightarrow Pser = (5,44 + 4) \cdot 0,65$$

$$\boxed{Pser = 6,14 \text{ KN / ml}}$$

$$\gamma = \frac{Pu}{Pser} = \frac{8,67}{6,14} = 1,41$$

$$\mu Lu = (3440 \cdot (1,41) + 49 \cdot 25 - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$\mu Lu = 0,302$$

$$\mu bu = 0,056 < 0,302 \quad \text{Pas d'armature comprimée (} A' = 0 \text{)}$$

$$\mu bu < 0,302 \quad \text{Calcul approché } Zb$$

$$Zb = d(1 - 0,6\mu bu) = 0,21(1 - 0,6(0,056))$$

$$\boxed{Zb = 0,20 \text{ m}}$$

$$A = \frac{Mu}{Zb \cdot \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{24,45 \cdot 10^{-3}}{0,20 \cdot \frac{400}{1,15}} \times 10^4 = 3,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$\boxed{A = 3,51 \text{ cm}^2}$$

On adopte 4T12HA $\Rightarrow A=4,52m^2$

- Sur appuis :

$$M_{ap} = 4.89 KN.m$$

$$f_{bu} = 14,2, \quad M_{tu} = 70.15 KN.m$$

$M_{ap} = 4.89 < M_{tu} = 70.15 KN.m \Rightarrow$ Calcul en section rectangulaire ($b_0 \times d$) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ap}}{b_0 d \cdot f_{bu}} = \frac{4.89 \cdot 10^3}{12(21.6)^2 \cdot 14,2} \Rightarrow \boxed{\mu_{bu} = 0,062}$$

$$\mu_{bu} = 0,062 < 0,302 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu_{bu} = 0,062 < 0,302 \text{ (Formule simplifiée)}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \\ = 0,21(1 - 0,6(0,062)) = 0,202m$$

$$A = \frac{M_{ap}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{4.89 \cdot 10^{-3}}{0,202 \cdot 348} \times 10^4 = 0.695cm^2 \Rightarrow A = 0.695cm^2$$

On prend : 2T10 $\Rightarrow A=1,57cm^2$

- L'effort tranchant réduit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{20.60 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,21} = 0,81MPa$$

$$\tau_u \text{ min} = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{c28}}{\sigma_b} = 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} = 3,33MPa \\ 5MPa \end{cases}$$

$$\tau_u \text{ min} = 3,33MPa > \tau_u = 0,81MPa \dots\dots C.V$$

- vérification des contraintes à l'E.L.S : ($A' = 0$) acier FeE400HA

Fissuration peu préjudiciable on vérifie que : $\frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$

-En travée :

$$\frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,060)})$$

$$\alpha = 0,077$$

$$0,45 > \alpha = 0,077 \dots\dots C.V \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$$

-Sur appui :

$$M_{ser} = 7,51KN.m$$

$$\alpha = 0,084$$

$$\frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,084 < 0,45 \dots\dots C.V \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$\frac{At}{bo.d} \geq \frac{0,23.ft_{28}}{fe}; ft_{28} = 2,1MPa$$

$$\frac{0,23.ft_{28}}{fe} = \frac{0,23.2,1}{400} = 0,0012MPa$$

En travée :

$$\frac{A}{bo.d} = \frac{4,52}{12 * 21,6} = 0,017 > 0,0012.....C.V$$

En appui :

$$\frac{A}{bo.d} = \frac{1,57}{12 * 21,6} = 0,006 > 0,0012.....C.V$$

- Diamètre des aciers transversaux :

$$\phi_t \leq \text{Min} \begin{cases} \phi_{Lmax} = \phi_{t0} = 10m.m \\ \frac{ht}{35} = \frac{240}{35} = 6,86 \approx 8m.m \\ \frac{bo}{10} = \frac{120}{10} = 12m.m \end{cases} \quad \text{On adopte } \phi_8 = 0,50cm^2$$

- Vérification de flèche : suivant B.A.E.L 91 [5] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,042 \geq 0,040.....C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15Mo} \Rightarrow 0,042 > 0,066.....C.V$$

$$\frac{A}{bo.d} \leq \frac{3,6}{fe} \Rightarrow \frac{1,57}{12 * 21,6} = 0,0061 < 0,009.....C.V$$

On fait les mêmes calculs pour les autres étages

- Les résultats obtenus

- ELU :

Plancher	P_{ut}	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)
RDC	8.67	24.45	4.89	24.45	20.60

- ELS :

Plancher	P_{ut}	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)
RDC	6.14	17.32	3.464	17.32	14.58

- Le ferrailage :

- En travée :

		Moment en travée		
		24.45KN.m		
b =65cm	d =21.6cm	h ₀ =4cm	f _{bu} =14,2MPa	f _e =400MPa
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,056$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,072$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,20$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15})$ $A_t = \frac{24.45 \cdot 10^3}{20 \cdot 348} = 3.51 \text{ cm}^2$ $A_t = 3.51 \text{ cm}^2$				

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 65 \cdot 21.6$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,7 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \Rightarrow (\text{On adoptera } A_{sa}). \quad \longleftrightarrow \quad \text{Soit : } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

☞ **Tableau III.2** : Récapitulatif du Ferrailage en travée du R.D.C :

Type de poutrelle	Niveau	M _t Max (KN.m)	(b. h) (cm ²)	A _t (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
Type3	RDC	24.45	(65* 20)	3.51	4T12	4.52

-Sur appui : On calcul comme une section rectangulaire (12 × 20) cm².

Moment en appui				
M = 4.89 KN.m				
<i>b</i> = 12 cm	<i>d</i> = 21.6 cm	<i>h</i> = 4 cm	<i>f_{bu}</i> = 14,2 MPa	<i>f_e</i> = 400 MPa
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,062$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,08$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,202$				
Section de l'acier				
$A_a = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15})$ $A_a = \frac{4.89 \cdot 10^3}{20 \cdot 348} = 0.70 \text{ cm}^2$ $A_a = 0,70 \text{ cm}^2$				

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \cdot 65 \cdot 21.6$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.7 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} > A_a \Rightarrow (\text{On adoptera } A_{\min}) \longleftarrow \text{ Soit : } 1T10 \text{ fil} + 1T12 \text{ chap.} = 1,92 \text{ cm}^2$$

☞ **Tableau III.3** : Récapitulatif du ferrailage en appuis du RDC :

Type de poutrelle	Niveau	$M_{app} \text{ Max}$ (KN.m)	(b. h) (cm ²)	A_{app} (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
Type3	RDC	4.89	(65*20)	0,70	1T12 +1T12chap	2.26

III.6. Vérification et calcul élémentaire :**III.6.1. Vérification de l'effort tranchant**

$$T_{u\max} = 20.60 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{20.60 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,21} = 0,82 \text{ MPa.}$$

La contrainte limite :

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On a :

$$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

III.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

-En travée :

Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$-\alpha = 0,077$$

$$-\gamma = 1,41$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,077 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV .$$

-Sur appui :

$$- \alpha = 0,084$$

$$- \gamma = 1,41$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,084 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$$

III.7. Les armatures transversales :

III.7.1. Diamètre des armatures transversales ϕ_t :

D'après B.A.E.L 91 on a :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{240}{35} = 6.86 \text{ mm} \\ \frac{120}{10} = 12 \text{ mm.} \\ 10 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

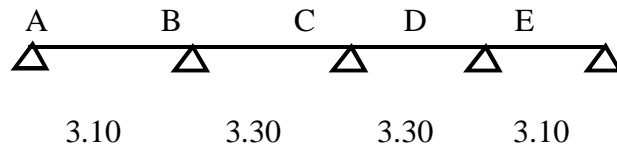
On admet : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

III.7.2. L'espace maximal :

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9.d = 0,9 \times 21.6 = 19.44 \text{ cm.} \\ 40 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

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

III.8. La poutrelle Type6 du R.D.C:



☞ **Figure III.7** : la poutrelle type6 du RDC

III.8.1. Détermination des sollicitations à l'ELU :

$$q_u = 8.67 \text{ KN/ml} \qquad q_s = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{8.67 * (3.10)^2}{8} = 10.41 \text{ KN.m.}$$

On a :

$$M_{0AB} = M_{0DE} = 10.41 \text{ KN.m}, M_{0BC} = M_{0CD} = 11.80 \text{ KN.m.}$$

- Les moments sur appuis :

$$M_A = M_E = -0,15M_{0Ab} = -0,15 * 10.41 = -1.56 \text{ KNm}$$

$$M_B = M_D = -0,5M_0 = -0,5 * 11.80 = -5.9 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0,4M_0 = -0,4 * 11.80 = -4.72 \text{ KN.m.}$$

- Les moments en travée

On a :

$$G = 5.44 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 4 \text{ KN/m}^2.$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{4}{5.44 + 4} = 0,42.$$

- Les moments en travées doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.15M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad (\text{Valable pour les travées de rive et intermédiaire}) \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Cas d'une travée intermédiaire}). \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Cas d'une travée de rive}). \end{array} \right.$$

NB : on prend le max des 02 Mt

- Travée AB : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,42)}{2} \times 10.41 = 6.90 \text{ KN.m.} \\ M_{tAB} \geq 1.15 * 10.41 + \frac{1.56 + 5.9}{2} = 15.70 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 6.90 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq 15.70 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_{tAB} = 15.70 \text{ KN.m.}$$

- Travée BC : (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \frac{1 + (0,3 \times 0,42)}{2} * 11.80 = 6.64 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 1.15 * 11.80 + \frac{5.9 + 4.72}{2} = 18.88 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq 6.64 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 18.88 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_{tBC} = 18.88 \text{ KN.m.}$$

-Travée CD : (travée intermédiaire).

$$\begin{cases} M_{iCD} \geq \frac{1 + (0,3 \times 0,42)}{2} * 11,80 = 6,64 \text{KN.m} \\ M_{iCD} \geq 1,15 * 11,80 + \frac{4,72 + 5,9}{2} = 18,88 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{iCD} \geq 6,64 \text{KN.m} \\ M_{iCD} \geq 18,88 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{iCD} = 18,88 \text{KN.m.}$$

-Travée DE: (travée de rive)

$$\begin{cases} M_{iDE} \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,42)}{2} \times 10,41 = 6,90 \text{KN.m.} \\ M_{iDE} \geq 1,15 * 10,41 + \frac{5,9 + 1,56}{2} = 15,70 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{iDE} \geq 6,90 \text{KN.m} \\ M_{iDE} \geq 15,70 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{iDE} = 15,70 \text{KN.m.}$$

MtAB=MtDE=15.70KN.m et MtBC=MtCD=18.88 KN.m

III.8.2. Détermination des efforts tranchants :

-Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L_{AB}} \\ T_B = ((-q_u * L) / 2) + (M_A - M_B) / L \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_A = \frac{8,67 * 3,10}{2} + \frac{-1,56 + 5,9}{3,10} = 14,84 \text{KN.} \\ T_B = -12,03 \text{KN} \end{cases}$$

-Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{L_{BC}} = 13,95 \text{KN} \\ T_C = -14,66 \text{KN} \end{cases}$$

-Travée CD :

$$\begin{cases} T_C = \frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{L_{CD}} = 14,66 \text{KN} \\ T_D = -13,94 \text{KN} \end{cases}$$

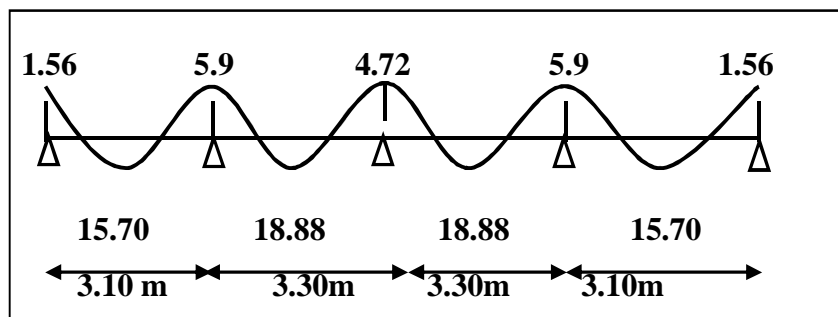
-Travée DE :

$$\begin{cases} T_D = \frac{q_u \cdot L_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{L_{DE}} = 12,03 \text{KN} \\ T_E = -14,84 \text{KN} \end{cases}$$

☞ **Tableau III.3** : Les sollicitations à ELU et ELS du Type 06 de RDC

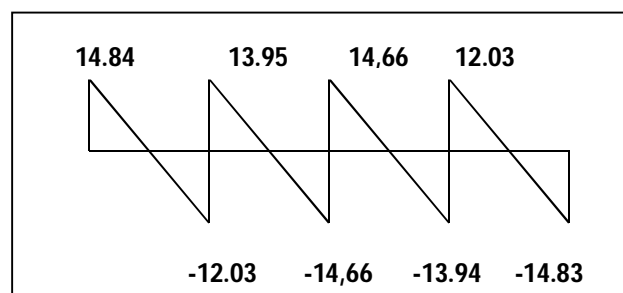
Travée	L (m)	ELU			ELS		
		M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	T [KN]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	T [KN]
A	3.10	1.56	15.70	14.84	1.105	11.12	10.51
B		5.9		-12.03	4.18		-8.52
B	3.30	5.9	18.88	13.95	4.18	13.37	9.88
C		4.72		-14.66	3.34		-10.38
C	3.30	4.72	18.88	14,66	3.34	13.37	10.38
D		5.9		-13.94	4.18		-9.88
D	3.10	5.9	15.70	12.03	4.18	11.12	8.52
E		1.56		-14.84	1.105		-10.51

III.8.3. Diagramme des moments E.L.U:



☞ **Figure III.8**: Diagramme des moments

III.8.4 Diagramme des efforts tranchants E.L.U :



☞ **Figure III.9** : diagramme des efforts tranchant

III.8.5. Sollicitation maximale sur la poutrelle :

Plancher	ELU			ELS		
	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	T [KN]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	T [KN]
RDC	5.9	18.88	14.84	4.18	13.37	14.51

III.8.6. Le ferrailage :

-En Travées :

Plancher	M_t [KN.m]	Section (cm ²)	Choix des barres
RDC	18.88	3,06	4T12

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 65 \times 21.6$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,7 \text{ cm}^2.$$

-Sur Appui :

Plancher	M_a [KN.m]	Section (cm ²)	Choix des barres
RDC	5.9	2,07	1T12 fil+ 1T12 chapeau

III.8.7. Vérification et calcul élémentaire :**III.8.7.1. Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{u\max} = 14.84 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14.84 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,21} = 0.6 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On a :

$$\tau_u = 0,6 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

III.8.7.2. Vérification des contraintes :**-En travée :**

Il faut que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$- \alpha = 0,077$$

$$- \gamma = 1,41$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,077 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow \text{CV.}$$

-Sur appui :

Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = 0,084$$

$$\gamma = 1,41$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45.$$

On a donc :

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow CV .$$

III.8.8. Les armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales ϕ_t :

D'après B.A.E.L 91 on a :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{240}{35} = 6.86 \text{ mm.} \\ \frac{120}{10} = 12 \text{ mm.} \\ 10 \text{ mm.} \end{cases}$$

On admet : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

-L'espacement maximal :

$$S_t = \min \begin{cases} 0,9.d = 0,9 \times 21.6 = 19.44 \text{ cm.} \\ 40 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

-Les armatures tendues :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence est calculée de la manière suivante :

$$\overline{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ bar (pour acier HA)}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_s = 2,83 \text{ MPa.}$$

-Longueur de scellement droit L_s :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,30 \text{ cm.}$$

On a : $L_s = 35,3 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm}$ (b : largeur de la poutre)

Donc : on adopte un encrage courbure.

Encrage courbure pour des barres tendues :

La condition pour assurer l'ancrage est la suivante :

$$L_1 + 2,56.L_3 \geq L_s - 3,92.r \quad \text{Avec } r : \text{ rayon de courbure minimal.}$$

- Pour les barres HA, FeE400 :

– La longueur de la partie hors du crochet

$$L = 0,4.L_s = 0,4 \times 35,3 = 14,12 \text{ cm.}$$

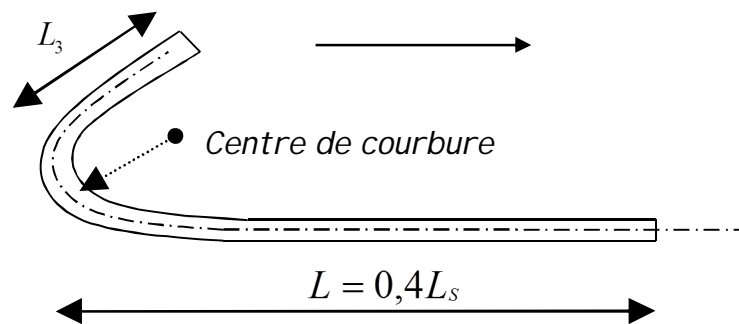
$$r = 5,5.\phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 = L - 3,5.\phi = 14,12 - (3,5 \times 1) = 10,62 \text{ cm.}$$

$$L_3 = 6.\phi = 6 \times 1 = 6 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 + 2,56.L_3 = 10,62 + (2,56 \times 6) = 26 \text{ cm} \\ L_s - 3,92.r = 35,3 - (3,92 \times 5,5) = 13,74 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Nous pouvons dire que l'ancrage d'un $\phi = 10 \text{ mm}$ peut être réalisé par un crochet de 45° .



☞ **Figure III.10:** La longueur de scellement

III.9. L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

-Vérification des armatures longitudinales :

$$A \geq 1,15 \frac{T_{\max}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad T_{\max} = 14,84 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow A \geq 1,15 \times \frac{14,84 \times 10^{-3}}{400} = 0,43 \text{ cm}^2.$$

On a donc : $A_{st} = 3,06 \text{ cm}^2 > 0,43 \text{ cm}^2 \longrightarrow CV$

-Vérification de la compression du béton :

$$\tau_{bc} = \frac{2T_{\max}}{b_0 \cdot a} \leq 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

On a : $a = b_p - c_t - 2 \text{ cm}$

Avec : $b_p = 30 \text{ cm}$ (largeur de la poutre).

$$c_t = \max \begin{cases} \phi = 10 \text{ mm} \\ e = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow c_t = 2,5 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc : $a = 30 - 2,5 - 2 = 25,50 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow \tau_{bc} = \frac{2 \times 14,84 \times 10^{-3}}{0,12 \times 25,5 \times 10^{-2}} = 0,96 \text{ MPa} < 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}.$$

On a : 0.96 MPa < 14.2 MPa → CV

III.10. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié les planchers des différents niveaux en analysant les différents schémas statiques des poutrelles.

Chapitre -IV-

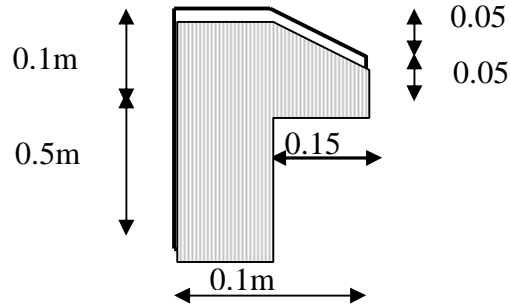
ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Acrotère
- La dalle pleine de l'ascenseur
- Les dalles balcons
- Etude des escaliers

IV.1. Acrotère:

$$G_a = [(0.10 \cdot 0.60) + (0.05 \cdot 0.15) + 0.5 \cdot (0.05 \cdot 0.15)] 25.00$$

$$G_a = 1.7812 \text{ KN/m}^2$$



☞ *Figure : IV.1.1 : Schéma de l'acrotère*

IV.1.1. Détail de Calcul Du Ferrailage De L'acrotère

- Calcul Des Efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U

$$N_u = 1,35G = 1.35 \cdot 1.7812 = 2.404 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1.5 \cdot 1 \cdot 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

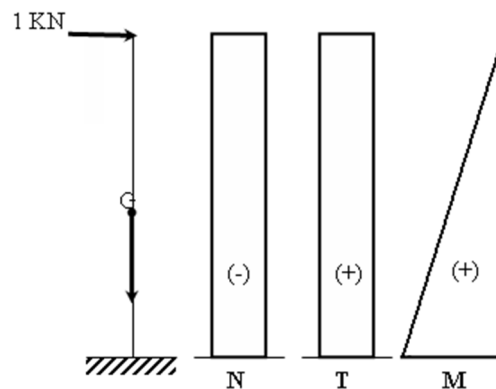
$$T_u = 1,5 \times Q_h = 1,5 \text{ kN}$$

E.L.S

$$N_{ser} = G = 1.7812 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \times h = 1 \cdot 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

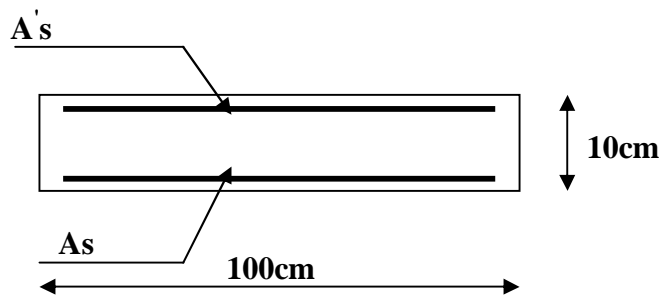
$$T_{ser} = Q_h = 1,00 \text{ kN}$$



☞ *Figure IV.1.2 : Diagramme des efforts internes*

IV.1.2. Ferrailage De L'acrotère

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



- Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{cm}$

$e = \frac{Mu}{Nu} = 0,37\text{m}$ **L'excentricité:**

$ep/2=0,10/2=0,05\text{m}=5\text{cm} < 37\text{cm}$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures

- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_f = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 2.404 \left(0,37 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,96\text{KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_f \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_f = (0,09 - 0,02) * 2.404 - 0,96 = -0,79\text{KN.m}$$

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

$$-0,79\text{KN.m} < 24,80\text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

- Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_f = 0,96\text{KN.m}$$

$$\mu = M_f / bd^2f_{bc} = 0,96 * 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,0084$$

- Verifikation de l'existence des armatures comprimée A:

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

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \text{ avec } 1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

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

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

On calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

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

$$A_{fs} = \frac{Mf}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,96 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,307 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = 0,307 - \frac{2.404 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,237 \text{ cm}^2$$

- Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 1,7812 = 0,33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \text{ ht} = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{\min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4HT6 p.m; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4HT6 p.m

- Vérification des contraintes (E. L. S):

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{600}{1064,68} \times 1,59 = 0,896 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,896 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{600}{1064,68} (9 - 1,59) = 62,63 MPa$$

$$\sigma_{st} = 62,63 MPa < \overline{\sigma}_{st} = 202 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Contrainte de cisaillement :

IV.1.3. Vérification De L'effort Tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

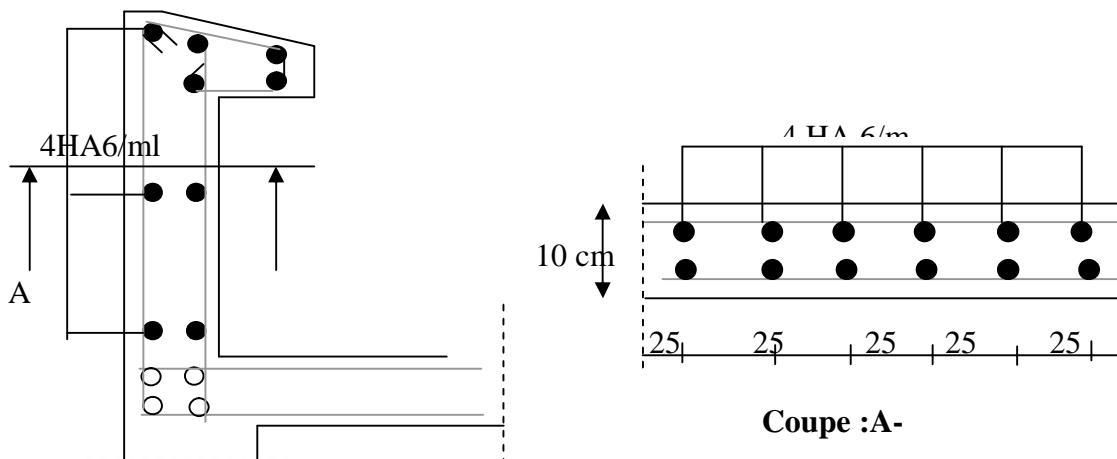
$$T_u = 1.5 KN.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.016 MPa$$

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

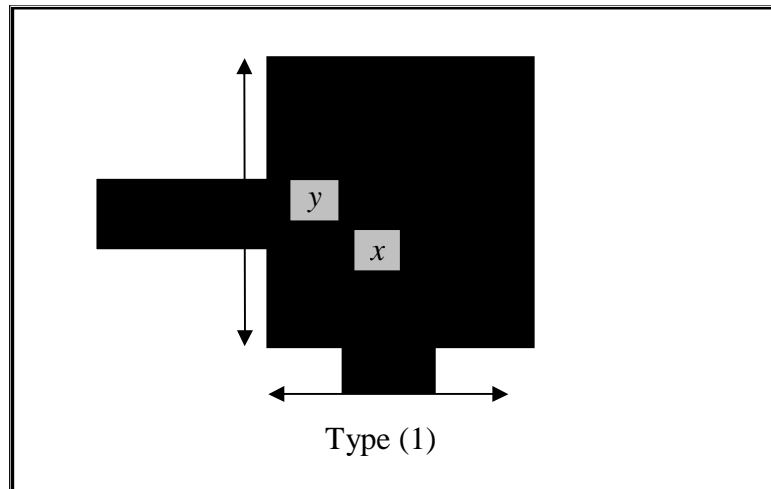
$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 MPa; 4 MPa) = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0.016 MPa < \overline{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$



☞ **Figure IV.1.3** : Croquis de ferrailage (Acrotère Terrasse inaccessible)

IV.2. La dalle pleine de l'ascenseur :



☞ Figure IV.2.1 : Dalle pleine d'ascenseur

IV.2.1. Descente de charge :

Poids de la cabine	10KN/m ²
Poids de la machine	6,3KN/m ²
Poids propre de la dalle	$25 \times 0,15 = 3,75 \text{KN} / \text{m}^2$
Charges permanentes :	G = 20,05KN/m²
Charge d'exploitation :	Q = 5KN/m²

IV.2.2. Calcul des sollicitations :

-ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 20,05 + 1,5 \times 5$$

$$q_u = 34,56 \text{KN} / \text{m}^2$$

-ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 20,05 + 5$$

$$q_{ser} = 25,05 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$L_x = 1,6 \text{m.}$$

$$L_y = 1,8 \text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.8} = 0,88$$

$\alpha = 0,88 > 0,40$. $\blacktriangleleft \longrightarrow$ La dalle porte sur les deux sens.

E.L.U :

$$\alpha = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4.\alpha^3)} = 0,047. \\ \mu_y = \alpha^3.(1,9 - 0,9.\alpha) = 0,75. \end{cases}$$

IV.2.3. Calcul des moments pour les bandes de largeur unité :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,047 \times 34,56 \times (1.6)^2 = 4.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y.M_{ox} = 0,75 \times 4.16 = 3.12 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} >< \frac{M_{ox}}{4}$$

$$\frac{M_{ox}}{4} = \frac{4.16}{4} = 1.04 < M_{oy} = 3.12 \text{ KN.m}$$

IV.2.4. Calcul des moments dans la dalle :

-Moment en travée : $M_{tx} = 0,75.M_{ox} = 3.12 \text{ KN.m.}$

$$M_{ty} = 0,75.M_{oy} = 2.34 \text{ KN.m.}$$

-Moment sur appui : $M_{ax} = 0,5.M_{ox} = 2.08 \text{ KN.m.}$

$$M_{ay} = 0,5.M_{oy} = 1.56 \text{ KN.m.}$$

IV.2.5. Le ferrailage :

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{34,56}{25,05} = 1,37$$

$$\mu l u = [3440.\gamma + 49.f_c 28 - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu l u = [3440 * 1,37 + 49 * 25 - 3050] \times 10^{-4} = 0,288$$

-Suivant X :

--En travée :

$M = 3.12 \text{KN.m}$				
$b = 100 \text{cm}$	$d = 13,5 \text{cm}$	$e = 15 \text{cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$	$f_e = 400 \text{MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,012$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,288 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,015$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13 \text{m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15})$ $A_t = \frac{3.12 \cdot 10^{-3}}{0,13 \cdot 348} = 0,68 \cdot 10^{-4} \text{m}^2$ $\mathbf{A_t = 0,68 \text{ cm}^2}$				

-Sur appui :

$M = 2.08 \text{KN.m}$				
$b = 100 \text{cm}$	$d = 13,5 \text{cm}$	$e = 15 \text{cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$	$f_e = 400 \text{MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.008$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,288 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,010$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13 \text{m}$				
Section de l'acier				
$A_a = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15})$ $A_a = \frac{2.08 \cdot 10^{-3}}{0,13 \cdot 348} = 0,46 \cdot 10^{-4} \text{m}^2$ $\mathbf{A_a = 0,46 \text{ cm}^2}$				

-Suivant Y :

-En travée :

$M = 2.34 \text{KN.m}$				
$b = 100 \text{cm}$	$d = 13,5 \text{cm}$	$e = 15 \text{cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$	$f_e = 400 \text{MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.009$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.288 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,011$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13 \text{m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \left(\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} \right)$ $A_t = \frac{2.34 \cdot 10^{-3}}{0.13 \cdot 348} = 0.52 \cdot 10^{-4} \text{m}^2$ $\mathbf{A_t = 0.52 \text{ cm}^2}$				

-Sur Appui:

$M = 1.56 \text{KN.m}$				
$b = 100 \text{cm}$	$d = 13,5 \text{cm}$	$e = 15 \text{cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$	$f_e = 400 \text{MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.006$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.288 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,007$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13 \text{m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \left(\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} \right)$ $A_t = \frac{1.56 \cdot 10^{-3}}{0.13 \cdot 348} = 0.34 \cdot 10^{-4} \text{m}^2$ $\mathbf{A_a = 0.34 \text{ cm}^2}$				

Sections minimales des armatures :**Suivant y :**

Pour l'acier $feE400$

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

$$A_{ty} = A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Suivant x :

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y \min} = \frac{3-0,88}{2} \times 1,2 = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = A_{ax} = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des aciers :**Sens L_x :**

$$A_{tx} = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St \leq \min \begin{cases} 3 \cdot h_o \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} 3 \cdot 15 = 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Choix des armatures 4T10**Sens L_y**

$$A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St \leq \min \begin{cases} 4 \cdot h_o \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} 4 \cdot 15 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$St = 30 \text{ cm}$$

Choix des armatures 4T10**Chapeau :**

$$A_{ty} = A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St = 30 \text{ cm}$$

Choix des armatures 4T10

Donc les sections adoptées sont :

		Section	Espacement
Suivant X	Travée	4T 10	25cm
	Appui	4T10	25cm
Suivant Y	Travée	4T10	30cm
	Appui	4T10	30cm

IV.2.6. Vérification de l'effort tranchant :

Sollicitations ultimes :

$$\alpha \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{34,56 \times 1,6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,88}{2}} = 19,2 \text{ KN} \\ T_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{34,56 \times 1,6}{3} = 18,43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{d} \ll 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19,2 \times 10^{-3}}{0,135} = 0,14 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa}$$

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme

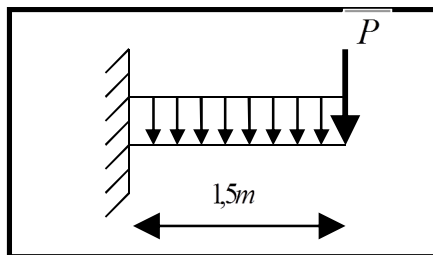
IV.3. Les balcons :

Les balcons sont constitués de dalle pleine rectangulaire de 15cm d'épaisseur.

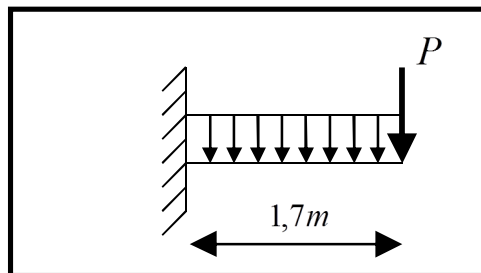
Ils sont calculés comme des consoles encastrées.

IV.3.1. Les type de balcons :

Dans notre construction on a deux types de balcons



☞ *Figure IV.3.1* : Schéma statique du balcon type -1-



☞ *Figure IV.3.2*: Schéma statique du balcon type -2-

IV.3.2. Descente de charges :

Charge permanente	$G = 5,44 \text{ KN/m}^2$.
-------------------	-----------------------------

Charge d'exploitation	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
-----------------------	----------------------------

IV.3.3. Exemple de calcul :

Type 1 :

-Calcul de la charge concentré P :

La hauteur de garde-corps	$h = 1,5 \text{ m}$.
Poids propre de la brique creuse ($e = 10 \text{ cm}$).	$0,9 \text{ KN/m}^2$.
Enduit en ciment.	$0,3 \text{ KN/m}^2$.

Donc :

$$P = (0,9 + 0,3) \times 1,5 \times 1 = 1,8 \text{ KN}.$$

-Les sollicitations :

E.L.U: $q_u = [(1,35 \times 5,44) + (1,5 \times 1,5)] \cdot 1 = 10,34 \text{ KN/ml}.$

E.L.S : $q_{ser} = (5,44 + 1,5) \cdot 1 = 6,94 \text{ KN/ml}.$

-Calcul des moments :

E.L.U:

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + 1,35 \cdot P \cdot l = \left(10,34 \times \frac{(1,5)^2}{2} \right) + (1,35 \times 1,8 \times 1,5)$$

$$\Rightarrow M_u = 15,28 \text{ KN.m}.$$

E L S:

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} + P \cdot l = \left(6,94 \times \frac{(1,5)^2}{2} \right) + (1,8 \times 1,5)$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 10,51 \text{ KN.m}.$$

-Le ferrailage :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15,28}{10,51} = 1,45$$

$$\mu l u = [3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_c 28 - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu l u = [3440 \cdot 1,45 + 49 \cdot 25 - 3050] \times 10^{-4} = 0,32$$

$M = 15.28 \text{KN.m}$				
$b = 100 \text{cm}$	$d = 13,5 \text{cm}$	$e = 15 \text{cm}$	$f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$	$f_e = 400 \text{MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,059$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,32 \Rightarrow A' = 0$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,076$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13 \text{m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \left(\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} \right)$ $A_t = \frac{15.28 \cdot 10^3}{13 \cdot 348} = 3.37 \text{cm}^2$ $\mathbf{A_t = 3.37 \text{cm}^2}$				

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a donc :

$$A > A_{\min} \Rightarrow (\text{On adoptera } A) \quad \longrightarrow \quad \text{Soit : } \mathbf{4 \text{ T } 12} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

-Les armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \quad \longrightarrow \quad \text{Soit : } \mathbf{4 \text{ T } 10} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

-Vérification des contraintes à l'E LS :

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,059)} \right) = 0,076$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{15,28}{10,51} = 1,45$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,45 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,475.$$

On a donc : $\alpha = 0,076 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,475 \rightarrow CV$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u\max} = qu.L + 1,35.P = 10,34 \times 1,5 + 1,35 \times 1,8.$$

$$\Rightarrow T_{y\max} = 17,94 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{17,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,13 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \cdot f_{c28} = 0,05 \times 25$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}.$$

On a donc : $\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow CV$

-Calcul du contre poids :

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds}$$

G_{Balcon} : Poids propre du balcon

$G_{C.Pds}$: Poids propre du contre poids

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds} \Rightarrow 25 \times (15 \times 150 \times 100) = 25 \times (24 \times l \times 100)$$

$$l = 0,82 \text{ cm} \Rightarrow l = 93,75 \text{ cm} = 0,93 \text{ m}$$

☞ **Tableau IV.3.1** : Récapitulatif des sollicitations et contre poids :

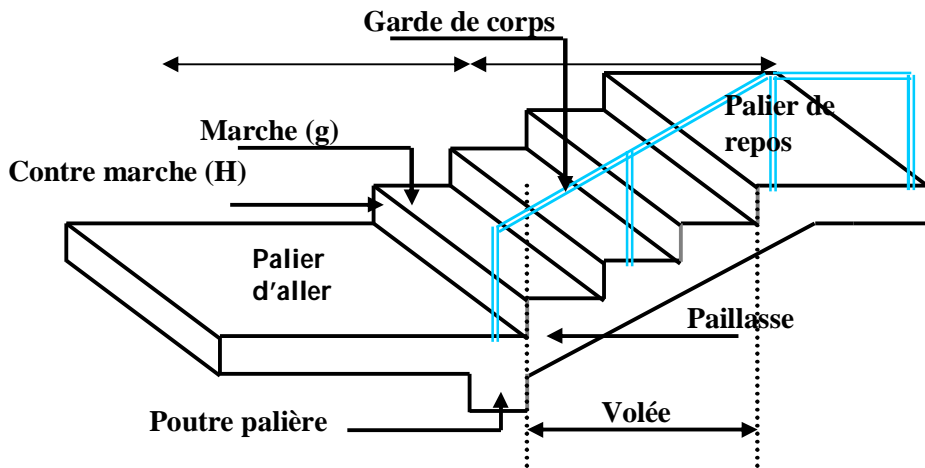
BALCON	L (m)	P	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	T(KN)	Contre poids (m)
Type 1	1,5	1,8	15,28	10,51	17,94	0,93
Type 2	1,7	2,04	19,62	13,49	20,33	1,06

☞ *Tableau IV.3.2* : Récapitulatif des ferrailages :

BALCON	Armatures principales			Armatures de répartitions		
	Barres choisies	esp	Section (cm ²)	Barres choisies	esp	Section (cm ²)
Type 1	4T12	25cm	4,52	4T10	25cm	3.14
Type 2	4T12	25cm	4.52	4T10	25cm	3.14

IV.4. Les escaliers

L'escalier est un ouvrage formé de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre.

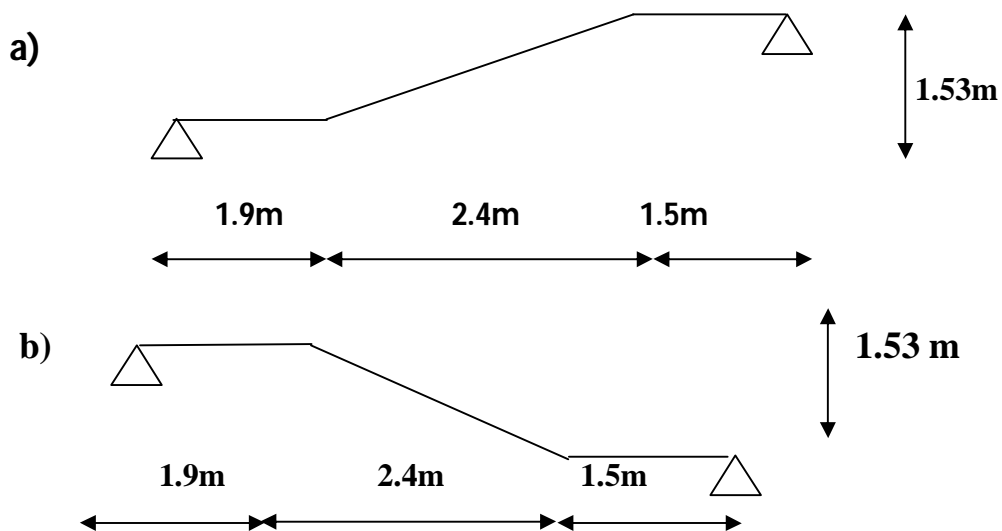


☞ *Figure IV.4.1*: Présentation de l'escalier.

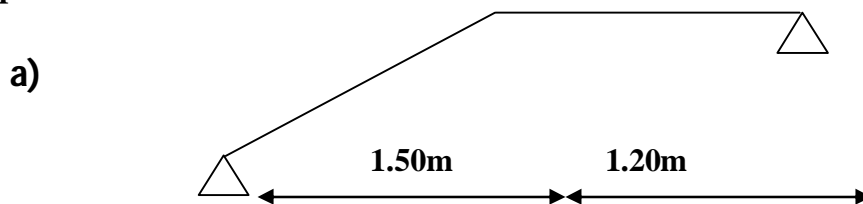
IV.4.1. Type d'escalier :

Dans notre construction, on a deux types d'escalier

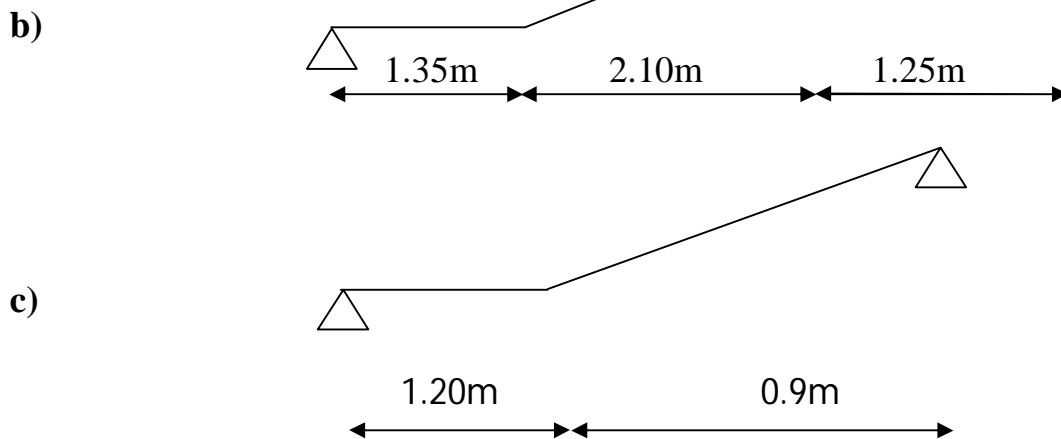
Type 01:



Type 02:



☞ *Figure IV.4.2* : Schéma statiques des escaliers type 1



☞ **Figure IV.4.3 : Schéma statiques des escaliers type 2**

IV.4.2. Calcul des escaliers :

-Escalier type 1. a) :

- Pré dimensionnement :

Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule de

BLONDEL : $0,59m \leq 2h + g \leq 0,66m$

- La hauteur d'étage $H = 3,06m$

- Le nombre de contres marche $n = \frac{H}{2 \times h} = \frac{306}{2 \times 17} = 9$

- Le giron $g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow g = \frac{2,4}{8} = 30cm.$

Nous adoptons 9 contre marches de $17cm$, et 8 marches de $30cm$.

On a donc : $0,59 \leq (2 \times 0,17) + 0,30 = 0,64 \leq 0,66m.$

- L'angle d'inclinaison

$tg \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87.$

- L'épaisseur de la paillasse : $e = \frac{L}{30}$ à $\frac{L}{20}$ $L = 2,40m.$

Soit : $e = 15cm.$

- L'épaisseur du palier : $e = \frac{L}{20}$ à $\frac{L}{15}$ $L = 2,40m.$

Soit : $e = 15cm.$

<i>Type d'escalier : 01. a)</i>	
Hauteur total à franchir	$l_o = 1.53\text{m}$
Nombre de marche	$n = 8$
Nombre de contre marche	$n = 9$
Emmarchement	$E_m = 1.9\text{m}$
Hauteur de marche	$h = 17 \text{ cm}$
Giron	$g = 30 \text{ cm}$
Angle d'inclinaison	$\alpha = 0,87^\circ$
Epaisseur de la paillasse	$e = 15 \text{ cm}$

IV.4.3. Descente des charges :

- La volée :

☞ **Tableau IV4.1:** descente des charges pour vole

Carrelage et mortier de pose (e = 2 cm)	0,90 KN/ m²
Marches en béton armé (17. 30cm)	2,12 KN/ m²
Paillasse en béton armé (e = 15cm)	4,31 KN/ m²
Enduit en ciment sous volée	0,27 KN/ m²
Charge permanente	G = 7,60 KN/m²
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m²

- Le palier :

☞ **Tableau IV4.2 :** descente des charges pour palier

Carrelage et mortier de pose (e = 2 cm)	0,90 KN/ m²
Dalle pleine en béton armé (e = 15 cm)	3,75 KN/ m²
Enduit en ciment sous palier	0,27 KN/ m²
Charge permanente	G = 4,92 KN/m²
Charge d'exploitation	Q = 2,5KN/m²

IV.4.3.1. Combinaison d'action :**■ Le palier :**

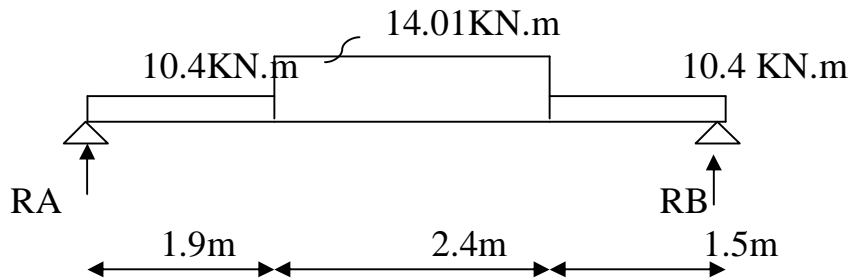
$$\text{- E.L.U : } q_u = (1,35 \times 4,92 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,4 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{- E.L.S : } q_{ser} = (4,92 + 2,5) \times 1 = 7,42 \text{ KN/ml.}$$

■ La volée :

$$\text{- E.L.U : } q_u = (1,35 \times 7,6 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,01 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{- E.L.S : } q_{ser} = (7,6 + 2,5) \times 1 = 10,1 \text{ KN/ml.}$$

IV.4.3.2. Calculs des sollicitations :**- E.L.U :**

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B - q_p \cdot (1,9 + 1,5) - q_v \cdot 2,4 = 0 \\ \Rightarrow R_A + R_B &= (10,4 \cdot 3,4) + (14,01 \cdot 2,4) = 68,98 \text{ KN.} \\ \text{RB} &= 34,79 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{RA} = 34,19 \text{ KN} \end{aligned}$$

IV.4.3.3. Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants:**- Section A-A : $0 \leq x \leq 1,9 \text{ m.}$**

$$M_{(x)} = R_A \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T_{(x)} = R_A - q_p \cdot x$$

- Section B-B : $0 \leq x \leq 4,3 \text{ m.}$

$$M_{(x)} = R_A \cdot x - q_p \cdot 1,4 \cdot \left(x - \frac{1,4}{2} \right) - q_v \cdot \frac{(x - 1,4)^2}{2}$$

$$T_{(x)} = R_A - q_p \cdot 1,4 - q_v \cdot (x - 1,4)$$

- Section C-C : $0 \leq x \leq 5,8 \text{ m.}$

$$M_{(x)} = R_A \cdot x - q_p \cdot 1,4 \cdot \left(x - \frac{1,4}{2} \right) - q_v \cdot \frac{(x - 1,4)^2}{2}$$

$$M_{(x)} = R_A \cdot x - q_p \cdot 1,4 \left(x - \frac{1,4}{2} \right) - q_v \cdot 2,1(x - 2,45) - q_p \frac{(x - 3,5)^2}{2}$$

■ **Moment max :**

En travée $0 \leq x \leq 4,3m$:

$$M_{(x)} = R_A \cdot x - q_p \cdot 1,4 \left(x - \frac{1,4}{2} \right) - q_v \frac{(x - 1,4)^2}{2}$$

$$T_{(x)} = R_A - q_p \cdot 1,4 - q_v \cdot (x - 1,4)$$

$$T_{(x)} = 0 \Rightarrow R_A - q_p \cdot 1,4 - q_v \cdot (x - 1,4) = 0$$

$$\Rightarrow 34,19 - 10,4 \times 1,4 - 14,01(x - 1,4) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,8m$$

$$M_{\max} = M(2,8) = M_0 = 51,42$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,8 \cdot M_0 = 0,8 \cdot 51,42 = 41,13 \text{ KN.m.}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 0,3 \cdot 51,42 = 15,42 \text{ KN.m.}$$

IV.4.4. Le ferrailage :

- En travée :

Calcul d'une section rectangulaire $(15 \times 100) \text{ cm}^2$ à la flexion.

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{Ser}} = \frac{14,01}{10,1} = 1,38$$

$$\mu lu = [3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_c 28 - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu lu = [3440 \cdot 1,38 + 49 \cdot 25 - 3050] \times 10^{-4} = 0,292$$

$M = 41.13 \text{ KN.m}$				
$b = 100\text{cm}$	$d = 13,5\text{cm}$	$e = 15\text{cm}$	$f_{bu} = 14,2\text{MPa}$	$f_e = 400\text{MPa}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,15$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,20$				
$Zb = d(1 - 0,4\alpha) = 0,12\text{m}$				
Section de l'acier				
$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15})$ $A_t = \frac{41.13 \cdot 10^3}{12 \cdot 348} = 9.85\text{cm}^2$ $A_t = \mathbf{9.85 \text{ cm}^2}$				

■ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63\text{cm}^2$$

On a donc :

$$A > A_{\min} \Rightarrow (\text{On adoptera } A) \longleftrightarrow \text{ Soit : } 7\text{T}14 = 10.78\text{cm}^2/\text{ml} .$$

$\text{esp} = 15\text{cm}.$

■ **Armature de répartition A_r :**

$$A_R \geq \frac{A}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69\text{cm}^2/\text{ml} \longleftrightarrow \text{ Soit : } 4\text{T}10 = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} . \text{ esp} = 25\text{cm}$$

- **Sur appui :**

Calcul d'une section rectangulaire $(15 \times 100)\text{cm}^2$ à la flexion.

$$\gamma = \frac{qu}{q_{ser}} = \frac{10,4}{7,42} = 1,4$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1,4 + 49 \cdot 25 - 3050] \times 10^{-4} = 0,299$$

M = 15.42KN.m				
b = 100cm	d = 13,5cm	e = 15cm	f _{bu} = 14,2MPa	f _e = 400MPa
$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = 0,06$ $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0 .$				
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu_{bu}}) = 0,077$				
$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13m$				
Section de l'acier				
$A_a = \frac{M_{ut}}{Z_b.\sigma_{st}} \quad (\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$ $A_a = \frac{15.42 \cdot 10^3}{13 \cdot 348} = 3.40.cm^2$ $A_a = 3.40 cm^2$				

■ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63cm^2$$

On a donc :

$$A > A_{\min} \Rightarrow (\text{On adoptera } A) \longleftrightarrow \text{ Soit : } 4T12 = 4,52cm^2/ml . \text{ esp } = 25cm.$$

■ Armature de répartition A_r :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13cm^2/ml \text{ Soit : } \longleftrightarrow 4T10 = 3,14cm^2/ml .$$

esp = 25cm

■ Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 8.81KN.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{8.81 \times 10^3}{1000 \times 135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.06MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,15.f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \times 25}{1,15} = 3,26MPa \\ 4MPa \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,26MPa.$$

$$\text{On a donc : } \tau_u = 0.06MPa < \bar{\tau}_u = 3,26MPa \longrightarrow CV$$

■ Vérification des contraintes :

- **En travée :** Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = 0,20$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43.$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,20 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV .$$

- **Sur appui :** Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Avec :

$$\alpha = 0,077$$

$$\gamma = 1,4.$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45.$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,077 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV .$$

☞ NB : Ce ferrailage sera utilisé dans tous les types d'escalier que notre structure contient.

IV.4.5.Conclusion:

Dans ce chapitre on a fait une étude des éléments secondaires tels que : les balcons, les dalles, l'acrotère et les escaliers.

Chapitre -V-

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.1. Introduction :

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami). Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

V.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- La méthode statique équivalente.
- **La méthode d'analyse modale spectrale.**
- **La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.**

V.2.1. Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté 'translation horizontale' par niveau.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'**addenda** 2003.

V.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:**- Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

- Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

V.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

Critères de classification par RPA 99 et l'addenda 2003 :

Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

Tiaret se situe dans une zone de sismicité faible '**ZONE I**'.

Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Bâtiment d'habitation collective et a usage de bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48m Donc : '**Groupe d'usage 2**'... (Article 3.2 Du RPA99/V2003).

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale et la méthode statique équivalente du fait que notre bâtiment répond aux critères exigés par le RPA99/V2003

V.4. La modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

L'analyse se fera à l'aide du logiciel **ETABS**.

V.4.1. Présentation du logiciel ' ETABS' :

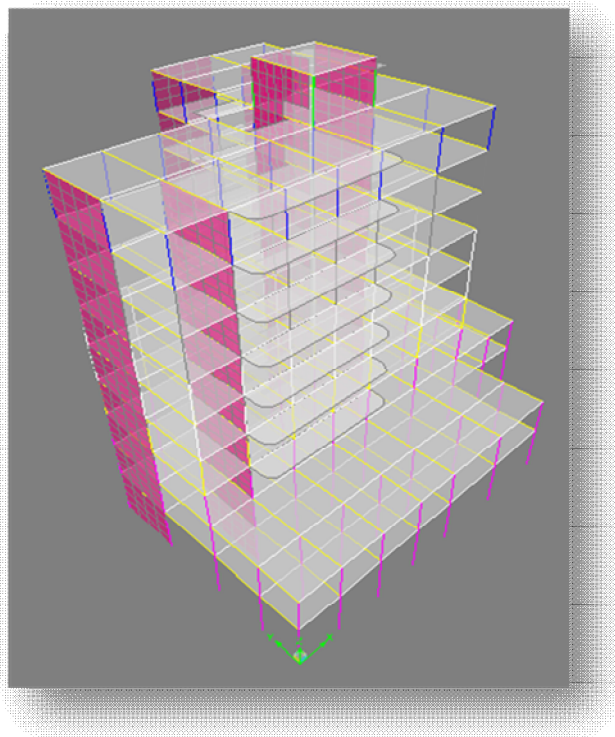
Le 'ETABS' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A)

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

– **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale $[F]$ au déplacement $[\delta]$ peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité $[K]$ de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.



☞ *Figure V.1* : la modélisation de la structure sous ETABS

V.4.2 Définition du spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A (1+T/T_1 (2,5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A)(Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3}(Q/R) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Coefficient de correction d'amortissement

Q : Facteur de qualité.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

- Classification du site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

– Catégorie S_1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement ($V_s \geq 800$ m/s).

– Catégorie S_2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et /ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s

– Catégorie S_3 (site meuble) :

Dépôts de sables et de graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

– Catégorie S_4 (site très meuble) :

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétrömètre statique, STP, pressiomètre...) peuvent être utilisés pour classer un site selon le tableau suivant :

☞ *Tableau. V.1* : Classification de site.

catégorie	Description	q_c (Mpa)	N	P_1 (Mpa)	E_p (Mpa)	q_u (Mpa)	V_s (m/s)
S ₁	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S ₂	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S ₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence

D'un sol meuble.

Donc **catégorie S₃**.

V.4.3. Calcul de l'action sismique :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- Coefficient d'accélération de zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone I} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \quad A = 0.1 \text{ (Tab 4.1 Art 4.2.3) De le RPA99/V2003}$$

$$A = 0.10$$

- Coefficient de comportement R :

Le système de contreventement est assuré exclusivement par les voiles et les portiques.

$$R = 5$$

- Facteur de qualité Q :

☛ Q : est le facteur de qualité et on fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

☞ *Tableau. V.2* : Valeurs du coefficient Q.

Condition minimales sur les files de contreventement	Non observée
Redondance en plan	Observée
Régularité en plan	Non observée
Régularité en élévation	Non observée
Control de la qualité des matériaux	Observée
Control de la qualité d'exécution	Observée
	1 + $\sum P_q = 1.20$

D : **facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$T_2 = 0.5 \text{ sec}$ (site **meuble(s)** *tab 4.7 art 4.2.3 du RPA99/V2003*)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10 \%$ pour un contreventement par voiles.

$\eta = 0.750$

- **Calcul de la période fondamentale par la formule empirique :**

1^{ère} cas :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_n = 32.35 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 dans l'article (4.2.4) du RPA99 /version 2003.

On a : contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé

$$C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \cdot (32.35)^{3/4} = \mathbf{0,662 \text{ s}}$$

2^{ème} cas

$$T' = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

Où :

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T'_x = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.521\text{s} \quad \text{avec : } L_x = 29.30 \text{ m}$$

$$T'_y = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.550\text{s} \quad \text{avec : } L_y = 26.25 \text{ m}$$

Dans ce cas de figure, il y lieu de retenir dans chaque direction considéré la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par les deux formules :

$$T_{\text{empirique}} = \min(T, T') \rightarrow \mathbf{T_x = 0.521\text{s}}$$

$$\mathbf{T_y = 0.550\text{s}}$$

$$T_2 \leq T_x = 0.521 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T_y = 0.550 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 1.82$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 1,75$$

- Poids de la structure existante :

■ W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum W_i$$

Avec :

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

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et

donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta=0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i=W_{gi}+0,2W_{Qi}$

Calcul de W.

On résume le calcul manuel dans le tableau récapitulatif suivant :

-Poids total de la structure

POIDS (MASSE) TOTAL W=4177.39 t

Donc : $W = \sum w_i = 4177.39 \text{ t}$

Résumé des résultats :

Tableau V.3 : masse de la structure

Etage	Plancher(t)	Voiles (t)	Poutres(t)	Poteaux(t)	Maçonnerie(t)	Acrotère(t)	Balcons	0,2 Wq	W(t)
9	13.98	8.98	2.13	1.37	6.37	0	0	0.45	33.28
8	209.44	27.15	51.84	14.05	30.57	16.17	11.34	7.07	367.63
7	166.45	54.31	51.84	32.41	50.57	0	11.34	10.06	376.98
6	166.45	54.31	51.84	36.72	50.57	0	11.34	10.06	381.29
5	166.45	54.31	51.84	41.59	50.57	0	11.34	10.06	386.16
4	166.45	54.31	51.84	46.47	50.57	0	11.34	10.06	391.04
3	166.45	54.31	51.84	51.91	50.57	0	11.34	10.06	396.48
2	166.45	54.31	51.84	63.39	50.57	0	11.34	10.06	407.96
1	316.72	54.31	97.55	111.82	70.10	0	0	18.45	668.95
R.D.C	316.72	62.65	97.55	177.91	82.04	0	0	30.75	767.62
total	1855.56	478.95	560.11	577.64	492.5	16.17	79.38	117.08	4177.39

☞ **Tableau V.4:** Résumé des résultats

Paramètres	Valeurs numériques
A	0.1
D _x , D _y	1,82 – 1,75
Q	1,2
R	5
W (t)	4177.39
T _x , T _y (s)	0,521 - 0,550
η	0,75

- Donc l'effort sismique sera : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

– $V_x = 182,46 \text{ t}$

– $V_y = 175,45 \text{ t}$

V.4.4. Introduction de la torsion accidentelle (L'excentricité accidentelle):

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être

Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

V.4.5. Nombre de modes à considérer :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot (N)^{1/2} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ secondes.}$$

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_k : la période de modes K.

$$N=10 \quad \Longrightarrow \quad K \geq 3 \cdot (10)^{1/2}.$$

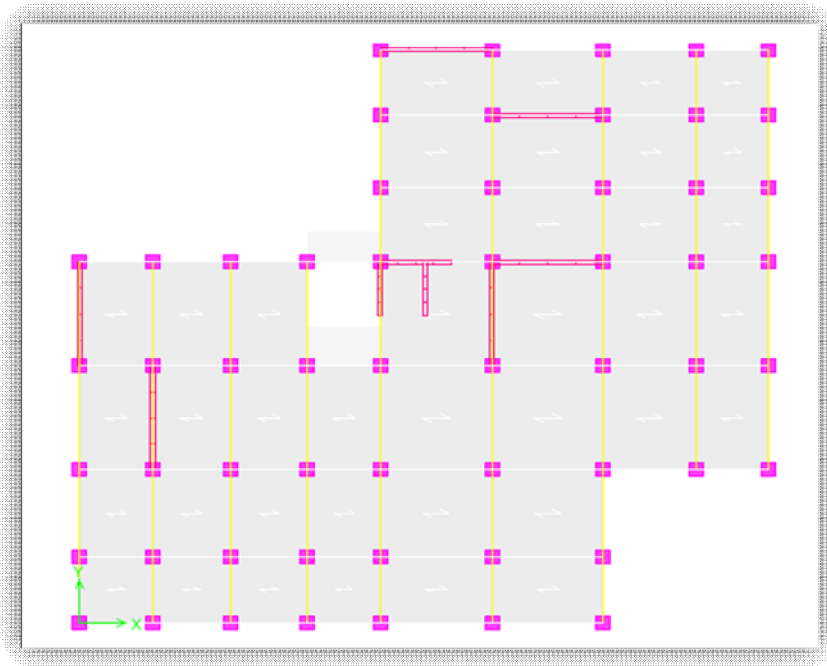
$$\mathbf{K \geq 9}$$

Donc on prend 10 modes

V.5. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

V.5.1. La disposition des voiles.

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre maximal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. La première disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :



☞ *Figure V.2* : Disposition des voiles

☞ *Tableau V.5* : Période et facture de participation massique du modèle.

Mode	Périodes	UX	UY	Cumul UX	Cumul UY
1	0.675646	38.2507	5.4345	38.2507	5.4345
2	0.605145	11.5654	47.9059	49.8161	53.3404
3	0.410921	11.8832	8.0262	61.6993	61.3666
4	0.187991	11.8823	6.0651	73.5816	67.4318
5	0.150641	8.6252	15.3948	82.2068	82.8265
6	0.102166	0.1474	0.0262	82.3542	82.8527
7	0.095451	7.4156	5.0993	89.7698	87.9521
8	0.07205	3.7951	5.9683	93.565	93.9203
9	0.061183	0.6733	0.0924	94.2383	94.0127
10	0.050392	0.1478	1.0139	94.3861	95.0266

V.5.2. Constatation :

Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,675$ s.

1. Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation
2. Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

3. On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% dans les deux directions (selon le RPA99/vérifier en 2003).

V.5.3. Vérification de la modélisation par le RPA 99 :

V.5.3.1. Vérification de la période :

Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celles (les plus pénalisantes) estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.

Donc : Suivant $x = 0,521. 1,3 = 0.677$ s

Suivant $y = 0,550. 1,3 = 0.715$ s

La période fondamentale obtenue numériquement, (logiciel ETABS), est égale à :

$T_{num} = 0,675$ s < $0,521. 1,3 = 0.677$ s

$T_{num} = 0,675$ s < $0,550. 1,3 = 0.715$ s

La condition de l'article (4.2.4.4) du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

V.5.3.2. L'effort sismique dynamique à la base:

La résultante des forces à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalents V.(RPA99.article 4-3-6)

Les forces sont données en (KN) et les moments en (KN.m)

- Le spectre appliqué dans le sens x :

Direction	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1446.7	859	0	14325.836	26982.035	23358.6

- Le spectre appliqué dans le sens y :

Direction	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	859	1644.03	0	31304.177	14417.513	30254.35

- $V_x = 182,46$ t $\Rightarrow 0.8V_x = 1459,60$ KN

- $V_y = 175,45$ t $\Rightarrow 0.8V_y = 1403,60$ KN

A partir du logiciel ETABS :

- $F_x = 1446.70$ KN.

- $F_y = 1644.03$ KN.

Donc:

- $F_x = 1446.70$ KN > $0,8.V_x = 1167.68$ KN

– $F_y = 1644.03 \text{ KN} > 0,8.V_y = 1122.88 \text{ KN}$

La condition est vérifiée.

V.5.3.3. Vérification au renversement :

M_r : moment renversant obtenu directement de l'analyse via le 'ETABS'.

M_s : moment stabilisant.

$M_s = W.L/2$

W = poids du bâtiment.

– **Sens longitudinal** : (dans le sens des x)

$M_r = 26982.035 \text{ KN.m}$

$M_s = 61929.955 \text{ KN.m}$

$M_s/M_r = 2,29 > 1,5 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

– **Sens transversal** : (dans le sens des y)

$M_r = 31304.17 \text{ KN.m}$

$M_s = 55559.42 \text{ KN.m}$

$M_s/M_r = 1,77 > 1,5 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

V.5.3.4. Justification de la sécurité vis à vis des déformations et de l'effet P- Δ :

-Vérification des déplacements latéraux inters étage : L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R r_x \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R r_y \Delta_{ey}^k$$

Où ; $\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **k** dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

☞ *Tableau V.6* : Valeurs des déformations calculées et admissibles.

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			Depl admiss
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1% $h_{\text{étage}}$ (cm)
RDC	0.04	0.2	0.2	0.04	0.2	0.2	< 4,00
1^{er} étage	0.11	0.55	0.35	0.1	0.5	0.30	< 3,06
2^{ème} étage	0.17	0.85	0.30	0.17	0.85	0.30	< 3,06
3^{ème} étage	0.26	1.3	0.45	0.26	1.3	0.45	< 3,06
4^{ème} étage	0.37	1.85	0.55	0.37	1.85	0.55	< 3,06
5^{ème} étage	0.48	2.4	0.55	0.48	2.4	0.55	< 3,06
6^{ème} étage	0.59	2.95	0.55	0.59	2.95	0.55	< 3,06
7^{ème} étage	0.70	3.5	0.55	0.71	3.55	0.60	< 3,06
8^{ème} étage	0.82	4.1	0.60	0.82	4.1	0.55	< 3,06
L.T	0.94	4.7	0.60	1.01	5.05	0.95	< 3,06

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de **l'art 5.10 du RPA version 2003** est vérifiée.

b- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \cdot \Delta_k / V_K \cdot h_K \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_K : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

h_K : hauteur d'étage 'K'

☞ **Tableau V.7:** Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	P_k (KN)	V_{kX} (KN)	V_{kY} (KN)	Δ_{kX} (cm)	Δ_{kY} (cm)	h_k (cm)	θ_x	θ_y
RDC	767.62	1446.7	1644.03	0.2	0.2	400	0.00026	0.0002 3
1^{er} étage	668.95	1350.73	1547.33	0.35	0.3	306	0.00057	0.0004 2
2^{ème} étage	407.96	1225.62	1422.14	0.3	0.3	306	0.00033	0.0002 8
3^{ème} étage	396.48	1143.07	1331.48	0.45	0.45	306	0.00051	0.0004 4
4^{ème} étage	391.04	1042.76	1213.74	0.55	0.55	306	0.00067	0.0005 8
5^{ème} étage	386.16	915.97	1062.7	0.55	0.55	306	0.00076	0.0006 5
6^{ème} étage	381.29	758.23	879.66	0.55	0.55	306	0.00090	0.0007 8
7^{ème} étage	376.98	563.93	658.53	0.55	0.6	306	0.00120	0.0011 2
8^{ème} étage	367.63	320.1	377.54	0.6	0.55	306	0.00225	0.0017 5
L.T	33.28	39.16	43.5	0.6	0.95	306	0.00167	0.0023 8

☞ *Remarque:* $\theta < 0.10$ dans les deux sens. Donc, Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas.

V.6. Conclusion :

Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que notre bâtiment peut résister aux chocs extérieurs tel que le séisme après un très bon ferrailage conforme au règlement R.P.A99 / ADDENDA 2003. Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés dans la structure et qui sont déduits du logiciel de modélisation (ETABS).

Chapitre -VI-

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- Les Calcul des poteaux
- Calcul des poutres
- Ferrailage des Voile

VI.1.ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux, doit satisfaire certaines conditions imposées par le

R.P.A 99:**Les armatures longitudinales :**

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

Section d'acier minimale :

$$A_{\min} = 0,7\% \text{ de la section brute du béton en zone I.}$$

Section d'acier maximale :

4% De la section totale en zone courante.

6% De la section totale en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de :

40 Φ en zone I.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25cm en zone I.

Les armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : L'effort tranchant de calcul
- h_1 : La hauteur totale de la section brute
- f_e : Contraint limite élastique de l'acier d'armatures transversale
- ρ_a : Un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.
- t : Est l'espacement des armatures transversales.
 - Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3 %
 - Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8 %
 - Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

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

a et b : Les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

- l_f : la longueur de flambement

Combinaison d'action :

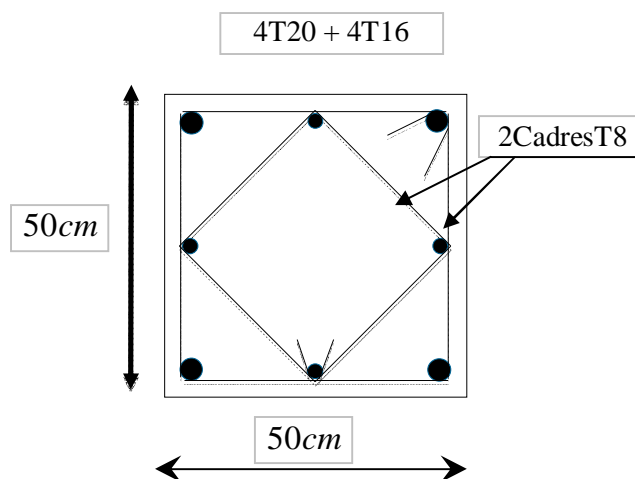
Les combinaisons d'action à prendre en compte pour le ferrailage des poteaux sont :

$1,35.G + 1,5.Q$ E.L.U

$G + Q$ E.L.S

$G + Q \pm E$

$0,8.G \pm E$



☞ *Figure VI.1.1* : Exemple du ferrailage du poteau

☞ **Tableau VI.1.1** : Sollicitations et ferrillages des poteaux :

Niveau	Section	Les sollicitations			Section A [cm ²]	A _{min} [cm ²] Selon R.P.A 99	Section adoptée
		Combinaisons	N [KN]	M [KN .M]			
Sous-sol, R.D.C, 1 ^{er} eg	60x60	1,35G+1,5Q	151,69	65,881	0.96	25.2	12T16+4T20 (36.67cm ²)
		G+Q±E	2394.51	78.636	0.00	25.2	12T16+4T20 ()
		0,8G±E	2085.41	72.632	0.00	25.2	12T16+4T20
2 ^{ème} étg	55x55	1,35G+1,5Q	738.32	35.036	0.00	21.175	12T16+4T20
		G+Q±E	603.35	53.554	0.00	21.175	12T16+4T20
		0,8G±E	446.49	45.363	0.00	21.175	12T16+4T20
3 ^{ème} étg	50x50	1,35G+1,5Q	975.84	53.767	0.00	17.5	12T16
		G+Q±E	799.51	56.829	0.00	17.5	12T16
		0,8G±E	422.10	46.770	0.00	17.5	12T16
4 ^{ème} étg 5 ^{ème} étg	45x45	1,35G+1,5Q	633.68	53.621	0.00	14.175	8T16
		G+Q±E	433.58	63.503	0.00	14.175	8T16
		0,8G±E	277.10	52.017	0.00	14.175	8T16
6 ^{ème} étg 7 ^{ème} étg	40x40	1,35G+1,5Q	304.06	49.336	0.00	11.2	8T16
		G+Q±E	217.29	58.031	1.47	11.2	8T16
		0,8G±E	141.11	46.680	1.51	11.2	8T16
8 ^{ème} étg	35x35	1,35G+1,5Q	131.08	47.403	2.40	8.575	8T14
		G+Q±E	84.53	52.742	3.46	8.575	8T14
		0,8G±E	57.24	42.439	2.84	8.575	8T14
Local technique	30x30	1,35G+1,5Q	21.23	21.765	1.91	6.3	8T14
		G+Q±E	0.75	27.069	2.75	6.3	8T14
		0,8G±E	3.79	22.148	2.18	6.3	8T14

VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de transmettre les charges du plancher aux poteaux.

Les poutres principales sont plus sollicitées par rapport aux poutres secondaires.

Le ferrailage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par R.P.A 99.

Les armatures longitudinales :**Section d'acier minimale :**

$A_{\min} = 0,5\%$ de la section brute du béton.

Section d'acier maximale :

4% de la section totale en zone courante.

6% de la section totale en zone de recouvrement.

La longueur minimal de recouvrement en zone I est de 40ϕ .

Armatures transversales :

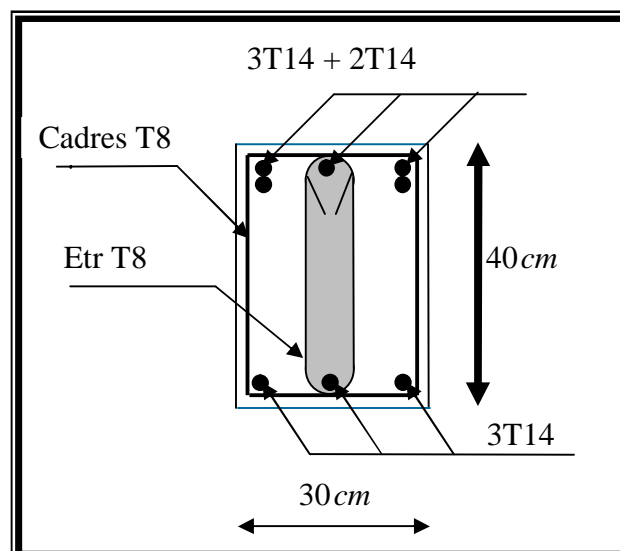
$A_{t\min} = 0,003.S.b$.

Avec : b : Largeur de la poutre.

S : Espacement max entre les armatures transversales.

$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$ —————> En zone nodale.

$S \leq \frac{h}{2}$ —————> En zone courante.



☞ *Figure VI .2.1* : Exemple du ferrailage de poutre

☞ **Tableau IV.2.1** : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales (40X30) :

COMB	Ma (KN.m)	Section A_{ap} cm^2	Mt (KN.m)	Section A_{Tra} cm^2	A_{min}	Poutres principales	
						Barres choisies	
						Appui	Travée
1,35G+1,5Q	-89.557	6.77	63.196	4.60	6.00 cm^2	3T14+4T14	3T14
G+Q±E	-95.032	7.24	49.819	3.57	6.00 cm^2	3T14+4T14	3T14
0,8G±E	-75.538	5.59	41.505	2.94	6.00 cm^2	3T14+4T14	3T14

☞ **Tableau VI.2.2** : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires (30X30):

COMB	Ma (KN.m)	Section Aap cm ²	Mt (KN.m)	Section A _{Tra} cm ²	Amin	Poutres secondaires	
						Barres choisies	
						Appui	Travée
1,35G+1,5Q	-26.443	2.69	22.709	2.29	4.5cm ²	4T12	4T12
G+Q±E	-49.349	5.36	42.98	4.58	4.5cm ²	4T12	4T12
0,8G±E	-47.949	5.18	44.256	4.73	4.5cm ²	4T12	4T12

VI.3 .Ferrailage des voiles

VI.3.1.introduction

Le calcul des voiles peut se faire par plusieurs méthodes où chacune ayant des avantages et caractéristiques, parmi ces méthodes la méthode de l'ACI 318 (règlement américaine), qui considère les éléments voile - poteau comme un élément de forme (I, U ...) soumise à un effort normale (P) et un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M)

Selon le règlement il convient que :

- Les armatures horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant (V).
- Les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (P .M).

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement) .
- Résistance à l'effort normale.
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit nous exposant la méthode réglementaire du code américaine l'ACI 318-02 :

VI.3.2. Calcul des voiles par la méthode réglementaire (ACI 318-02)

VI.3.2.1. Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)

Lorsque P_u est un effort de compression axial ou excentré de $e \leq a/6$, le voile est stable vis-à-vis du flambement si on vérifie que : $P_u \leq \Phi P_n$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32 \cdot a} \right)^2 \right]$$

Avec :

P_u : Effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

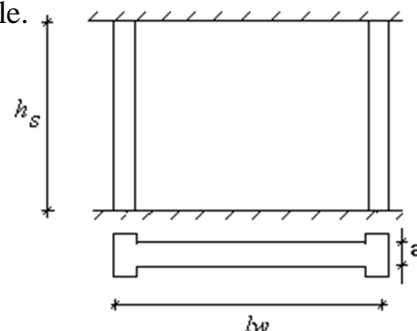
Φ : Facteur de réduction ($\Phi = 0,70$)

A_g : Section transversale brute du voile

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

a : L'épaisseur du mur

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.



K : Coefficient de flambement.

$$K = \frac{l_f}{l}$$

Soit :

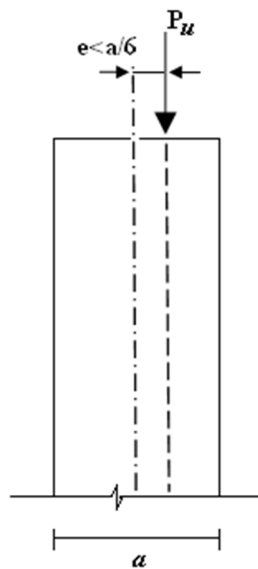
l : h_s

l_f : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

☞ **Tableau VI.3.1** : Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeur de k	
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00



☞ **Figure VI.3.1** : Etat d'un mur en compression

VI.3.2.2. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale

-Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

	Armatures horizontales	Armatures verticales
Espacement maximale entre axe des armatures	$\leq \min (l_w/5 ; 3a ; 45\text{cm})$	$\leq \min (l_w/ 3 ; 3a ; 45\text{cm})$
Armatures minimales Pourcentages minimales	$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ $\rho_h \geq 0.0025$	$A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w \cdot a$ $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

h_w : Hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur

- La section d'armature verticale correspondant au pourcentage doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée dans le cas de la compression.
- La section d'armature horizontale parallèle aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

-Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance

Les voiles doivent être de dimension dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35$$

Tel que :

$$P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_e \text{ et } A_g = a \cdot l_w$$

P_o : Etant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_g : Section transversale brute du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit.

a : épaisseur du voile.

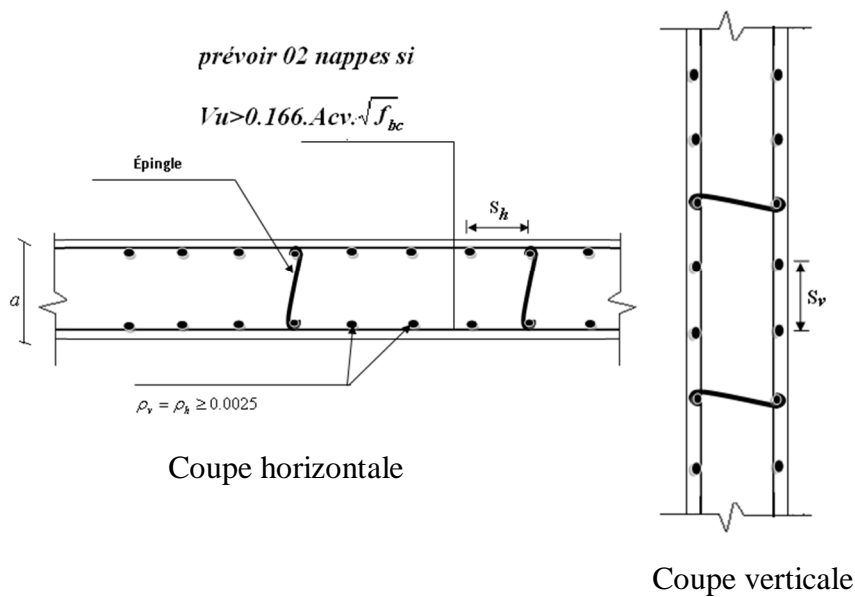
f_e : contrainte élastique de l'acier.

f_{bc} : contrainte admis

On peut prendre pour la simplicité des calculs $A_s=0$ donc $P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot A_{g_e}$ ou bien un pourcentage minimum des armatures verticales $A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w \cdot a$

VI.3.2.3. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

-Pourcentage minimale des armatures en dehors des zones de rives



☞ **Figure VI.3.2** : Disposition des armatures de l'âme du voile

Valeur de l'effort tranchant	Pourcentage armatures horizontales et verticales	Vérification
$V_u > 0.166 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ Ou $a \geq 25$ cm	$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0.0025$ En 02 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles Espacement : $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	$V_u < 0,664.A_{cv}.\sqrt{f_{bc}}$ Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $\Phi = 0,75$ $V_u = A_{cv} \cdot (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$ $a_c = 3$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $a_c = 2$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$ Il y a lieu d'interpoler les valeurs de a_c , linéairement pour des valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2
$V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ $a \geq 25$ cm	Armature verticale : - $\rho_v \geq 0,0012$ avec des barres HA16 - $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres HA Armatures horizontale : - $\rho_h \geq 0,002$ avec des barres HA16 - $\rho_h \geq 0,0025$ autres barres HA Espacement : $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv} \cdot (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$

A_{cv} : Section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant

$A_{cv} = a.100$.

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

V_u : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique

V_n : Effort tranchant nominale de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant

a_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

h_w : Hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : Longueur du mur en plan

- Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant

Lorsque V_u est un effort tranchant ;le voile est stable vis-à-vis du cisaillement si on vérifie

que : $\Phi \cdot V_n > V_u$ et $V_n = A_{cv} \times (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_e)$

Avec :

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

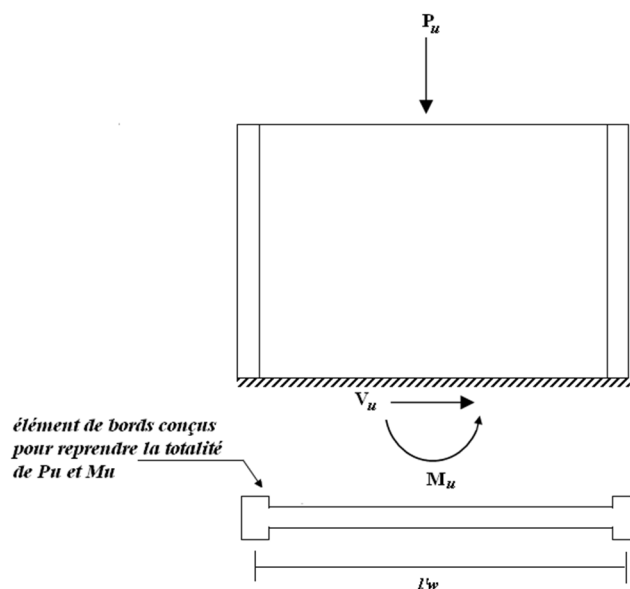
a_c : Coefficient dépendant de l'élanement du mur $a_c = 2$ pour $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$

f_e : Contrainte admissible de l'acier

VI.3.3. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normale P_u et le moment fléchissant M_u , résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.



Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérale plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones, les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux. On définit les zones confinées de rives de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur hcr de la zone critique .en plan, la zone à confiner s'étend horizontale sur une longueur Lbz mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformation de compression importantes.

VI.3.3.1. Dimensionnement des éléments de rives ou de bord

On utilise pour la détermination des éléments de rive l'approche de « **BOUNDARY ELEMENT** » qui prescrit :

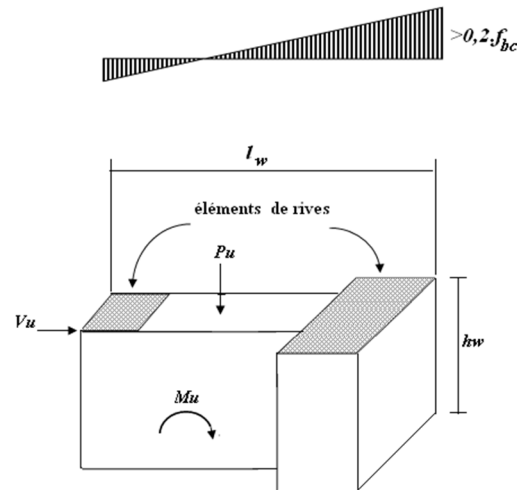
Un élément de rive conçu spécialement si :

$$\frac{P_u}{A_g} \geq 0,2 \cdot f_{bc}$$

Dimensionnement de rives (boundary zones)

$$L_{bz} = 0,25 \cdot l_w \text{ pour } \frac{P_u}{P_o} = 0,35$$

$$L_{bz} = 0,15 \cdot l_w \text{ pour } \frac{P_u}{P_o} = 0,15$$



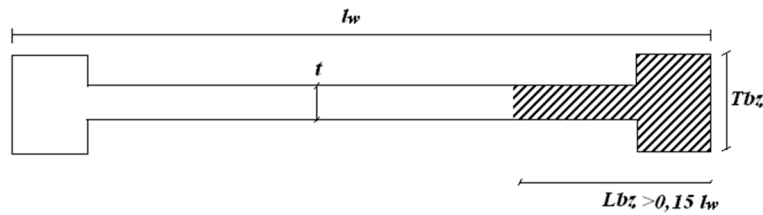
☞ **Figure VI.3.3.** Etat de contraintes dans un mur

Pour des valeurs de $\frac{P_u}{P_o}$ compris entre 0,15 et 0,35 il y a lieu d'interpoler linéairement

La longueur minimale des éléments de rive $L_{bz} = 0,15 l_w$

Il n'y a pas de condition selon le code ACI 318-02 pour une épaisseur minimale T_{bz} des éléments de rive de mur, mais on peut se référer à l'EUROCODE 8 qui prévoit les dimensions minimales suivantes :

$$-T_{bz} \geq 200 \text{ mm} \text{ et } T_{bz} \geq \frac{h_s}{15}, h_s: \text{ la hauteur d'étage .}$$



☞ **Figure VI.3.4** : Longueur minimale des éléments de rive confinés

VI.3.3.2. Armatures de résistance à la flexion composée

On calcule la section d'armature nécessaire pour une section en (I, U..), sollicitée en flexion composée

Les armatures choisies seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant donné que le moment M_u est réversible.

-Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives

Le pourcentage des armatures longitudinales de rive doit être $\geq 0,5\%$

$$\rho_v \geq 0,005 \text{ C'est-à-dire : } A_{CV} \geq 0,005 \cdot L_{bz} \cdot T_{bz}$$

La distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement :

Sens x-x : $h_x = 30 \text{ cm}$,

Sens y-y : $h_y = \min(L_{bz}/4, 10 + [(35 - h_x)/3]) \text{ cm}$

Selon RPA -99V03 le pourcentage min est 0,2% avec un espacement max de 15 cm]

[Selon EUROCODE 8 le pourcentage min est 0,5% avec un espacement max de 15 cm]

-Armature transversale dans la zone de confinement

Les armatures de confinement doivent être présentées sur toute la hauteur h_c de la zone critique, en plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur L_{bz} .

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$\text{Avec : } h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage}) \quad A'_{sh} \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$$

Avec :

A'_{sh} : Section d'armatures transversales totale.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

f_e : Contrainte élastique des armatures transversales.

S_t : Espacement vertical des cadres avec:

$$S_t = \min \begin{cases} 0,25 \times L_{bz} \\ 6d_b \\ S_x \end{cases} \quad d_b : \text{diamètre min de } A_{sv}$$

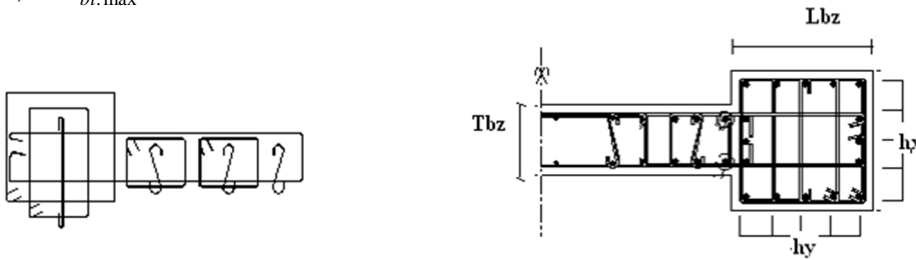
Et :

$$10 \text{ cm} \leq S_x = 10 + \left(\frac{36 - h_x}{3}\right) \leq 15 \text{ cm}$$

h_x : Espacement dans le sens x-x entre les barres longitudinales dans la zone de confinement

Le diamètre minimal est :

$$\phi_{st} \geq 0,35.d_{bl,max}$$



Hauteur de la zone critique

La hauteur h_{cr} , où se produisent les déformations élastiques, ou appelée zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimée par :

$$h_{cr} = \max[l_w, (Mu / 4Vu)]$$

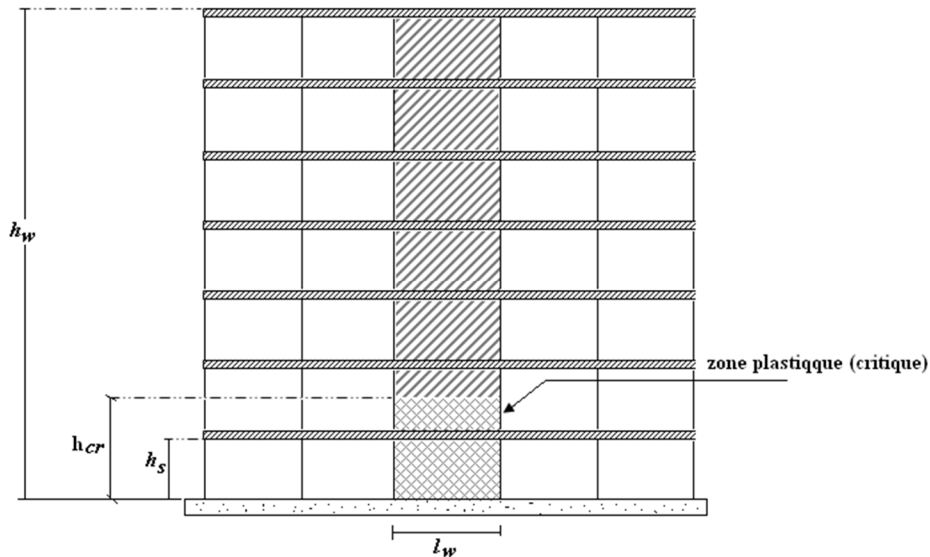
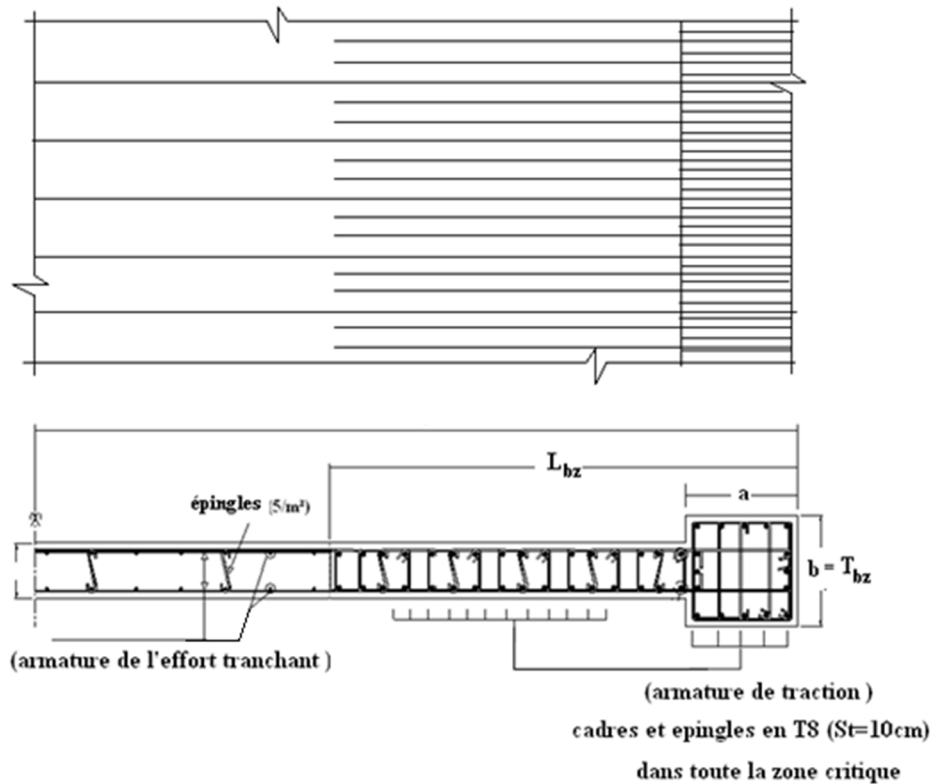


Figure VI.3.5 : Hauteur de la zone critique



☞ **Figure VI.3.6** : Détail de ferrailage longitudinal et transversal de l'âme et de confinement de bord

VI.3.4. Exemple de calcul de la méthode réglementaire ACI 318-02

On va traiter l'étude d'un voile d'un immeuble à usage de bureau par la méthode du code ACI-318-02.

Voile démarre de RDC au 8^{ème} étage (V1) : Voile de contreventement :

$$a=20 \text{ cm}, l_w = 10,00 \text{ m}, h_w= 36 \text{ m}$$

Caractéristiques des matériaux :

- Béton :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 21,74 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,15 \text{ (situation accidentelle)}, E_{ij} = 32\,164,20 \text{ MPa}$$

- Acier:

$$f_e E 400, f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,0 \text{ (situation accidentelle)}, E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

Résultats d'analyse :

La section déterminante est située au rez-de-chaussée :

$$M_u = 1860,45 \text{ kN.m} \quad (G+Q+E)$$

$$P_u = 1304,73 \text{ kN} \quad (G+Q+E)$$

$$V_u = 283,63 \text{ kN} \quad (G+Q+E)$$

VI.3.4.1. Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)

On vérifie que $P_u \leq \Phi P_n$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32 \cdot a} \right)^2 \right] \text{ D'où : } P_u = 1304,73 \text{ kN}$$

Avec :

P_u : Effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : facteur de réduction ($\Phi = 0,70$)

A_g : Section transversale brute du voile

K : Coefficient de flambement.

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

a : Etant l'épaisseur du mur

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

où :

$K=0,85$ (il existe un plancher d'un seul coté)

$a=20 \text{ cm}$

$h_s=3,06-0,4=2,66 \text{ m}$

On remarque que dans ce cas étudié les poteaux d'extrémités du voile font partie intégrante duVoile alors :

$$A_g = (5,35 - 0,6) \times 0,2 + 2 \times (0,6)^2 = 1,67 \text{ m}^2$$

AN :

$$P_n = 0,55 \times 21,74 \times 1,67 \times 10^6 \times \left[1 - \left(\frac{0,85 \times 2,66 \times 10^3}{32 \times 200} \right)^2 \right] = 17476 \text{ KN}$$

$$\Phi \cdot P_n = 0,7 \times 17476 \text{ KN} = 12233 > P_u = 1304,73 \text{ KN}$$

Alors : La stabilité au flambement est assurée.

VI.3.4.2. justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale**-Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée**

■ Armatures horizontales :

Espacement maximale $S \max \leq \min(lw/5, 3a, 45\text{cm})$ lw : longueur du mur en plane

$$\Rightarrow S \max \leq \min(535/5 ; 3 \times 20 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Armatures minimales :

$$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100a \text{ et } \rho_h \geq 0,0025$$

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur

$$\Rightarrow A_{sh} \geq 0,0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

■ Armatures verticale :

Espacement maximale : $S_{\max} \leq \min(lw/3, 3a, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{\max} = 45\text{cm}$

Armatures minimales :

$$A_{sv} \geq \rho_v \cdot lw \cdot a \text{ et } \rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025$$

h_w : Hauteur totale du voile mesure a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur

$$\Rightarrow \rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{28,54}{5,35} \right) (0,0025 - 0,0025) = 0,0025$$

$$A_{sh} \geq 0,0025 \times 535 \times 20 = 26,75 \text{ cm}^2$$

-Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance

Il faut que :

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35$$

Tel que : $P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_e$ et $A_g = a \cdot lw = 1,67 \text{ m}^2$

P_o : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit

On prend un pourcentage minimum des armatures verticales $A_{sv} = 50 \text{ cm}^2$

$$P_o = [0,85 \times 21,74 \times (1,67 \cdot 10^6 - 5000) + 5000 \times 400] \cdot 10^{-3} = 32767,53 \text{ KN}$$

$$\frac{P_u}{P_o} = \frac{1304,73}{32767,53} = 0,04 < 0,35 \quad \text{OK}$$

☞ *Remarque*

La section d'armature verticale correspondant au pourcentage doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée dans le cas de la compression.

-la section d'armature horizontale parallèle aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

VI.3.4.3. justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

- Vérification si 02 nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires pour la résistance à l'effort tranchant

Prévoir 02 nappe si : $V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ pour : $a < 25 \text{ cm}$

A_{cv} : Section brute du béton dans la direction de l'effort tranchant

$$A_{cv} = a \times lw = 0,2 \times 5,35 = 1,07 \text{ m}^2$$

AN :

$$V_u = 283,63 \text{ KN} < 0,083 \times 1,07 \cdot 10^6 \times \sqrt{21,74} \times 10^{-3} = 414,09 \text{ KN}$$

Donc 02 nappes d'armatures verticales et horizontales ne sont pas nécessaires, mais on dispose sur chaque face du mur 02 nappes qui sont écartées par des épingles.

-Pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales de l'âme du voile

■ armatures verticale :

$$\text{Espacement maximum : } S_{\max} \leq \min(3a, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

La section minimale d'armatures verticales par ml :

$$\rho_v \geq 0,0015$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Si on choisit des aciers HA10 sur les deux faces on a : $(2 \times 0,79 = 1,58 \text{ cm}^2)$

$$\frac{1,58}{4,71} \cdot 100 = 33,33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

■ Armatures horizontale :

$$S_{\max} = 45 \text{ cm}$$

La section minimale d'armatures horizontales par ml :

$$\rho_h \geq 0,0025$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Si on choisit de acier HA12 sur les deux faces on a : $(2 \times 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2)$

$$\frac{2,26}{6,79} \cdot 100 = 33,28 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant

On opte pour deux nappes d'armatures en HA 12 avec un espacement $s = 20 \text{ cm}$

On vérifie que :

$$\Phi \cdot V_n > V_u \text{ et } V_n = A_{cv} \times (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_e)$$

Avec :

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

a_c : Coefficient dépendant de l'élanement du mur

$$a_c = 2 \quad \text{pour} \quad \frac{h_w}{l_w} = \frac{28,54}{5,35} = 5,35 \geq 2$$

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

f_e : Contrainte admissible de l'acier

$$A_{cv} = 0,2 \times 5,35 = 1,07 \text{ m}^2$$

Pour une distance de 100 cm on a : $2 \times 5 \text{ HA } 12 = 11,31 \text{ cm}^2$

$$\rho_n = \frac{11,31}{100 \times 20} = 0,00565$$

$$V_n = 1,07 \cdot 10^6 \times (2,0,083 \cdot \sqrt{21,74} + 0,00565 \cdot 400) \cdot 10^{-3} = 3246,37 \text{ KN}$$

$$\Phi V_n = 0,75 \times 3246,37 = 2434,78 \text{ KN} > V_u = 283,63 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

La vérification de l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en HA 12 Horizontales et verticale espacement $s=20 \text{ cm}$ (treillis en HA12 mailles $20 \times 20 \text{ cm} \times \text{cm}$), réparties sur Chaque face de l'âme du voile relié par des épingles.

Vérification Selon le RPA (Art.7.72) : $\bar{V} = 1,4 V_u$

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales $\rho_{\min} \geq 0,002$

La vérification dans ces cas est la suivante : il faut que $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_o \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28}$

b_o : Épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile $d=0,9 \cdot h$

h : hauteur totale de la section brute

AN :

$$\rho_{\min} = 0,0025 \times 2 = 0,005 > 0,002$$

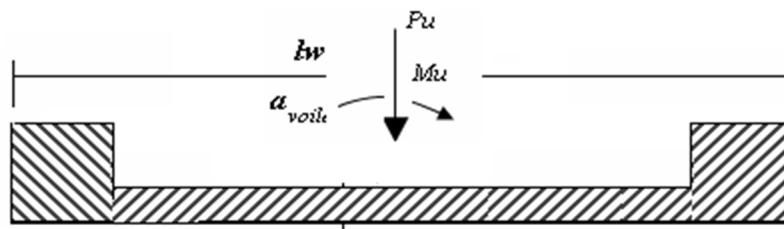
$$\tau_b = \frac{283,63 \cdot 1,4 \cdot 10^3}{200 \cdot 0,9 \cdot 535} = 4,12 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot 25 = 5 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

VI.3.4.4. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :

$$M = 1860,45 \text{ kN.m}$$

$$N = 1304,73 \text{ kN}$$

La section du voile à étudier est en forme de U (voile de rive), le calcul en flexion d'une telle section de forme U (pas de moyen de symétrie), on peut prendre pour des raisons simplification une section rectangulaire de longueur l_w et d'épaisseur a .



Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1 (L= 4,15m) :

- Détermination des sollicitations sous la combinaison $G + Q \pm E$

$$N = 1304,73\text{kN} \quad I = (0,2 \times 4,15^3) / 12 = 1,91 \text{ m}^4$$

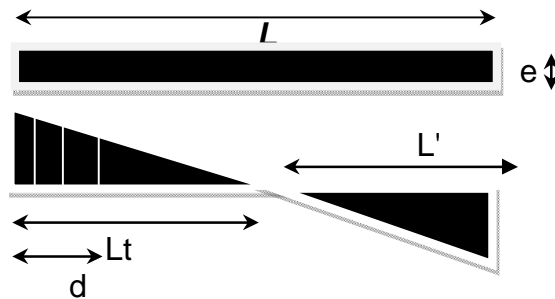
$$M = 1860,45\text{kN.m} \quad \Omega = 0,83\text{m}^2$$

$$v = h/2 = 1,075 \text{ m. (h=4,15m)}$$

■ **Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = 3,586\text{Mpa. (Compression)}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = -4,447\text{Mpa. (Traction)}$$



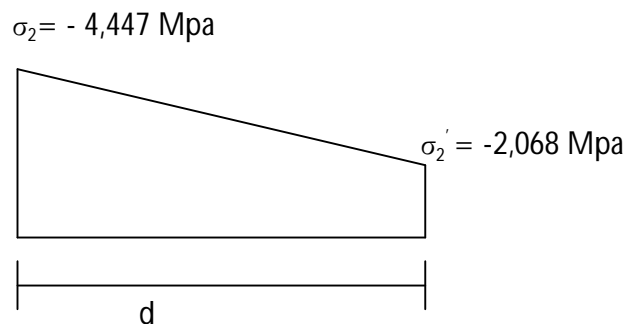
$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,30 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 4,15 - 2,30 = 1,85 \text{ m}$$

$$d \leq \min(4,15/2, (2/3) \times 1,85) = 1,23 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 1,23 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -4,447 / 2,30 = -1,933$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -2,068 \text{ Mpa}$$



$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1.v_1'}{I'} = -2,068 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega} - \frac{M_1.v_1'}{I'} = -4,447\text{Mpa}$$

$$I' = (0,2 \times 1,23^3) / 12 = 0,031 \text{ m}^4$$

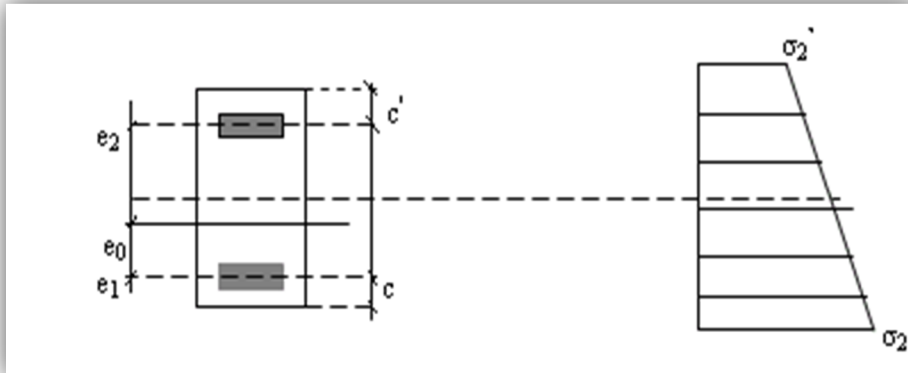
$$v' = 1,23 / 2 = 0,615 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,2 \times 1,23 = 0,246 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2' + \sigma_2) \quad \Rightarrow N_1 = -0,801 \text{ MN.}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \quad \Rightarrow M_1 = 0,0599 \text{ MN.}$$



$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,074 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section entièrement tendue).}$$

Soit : $c = c' = 5 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,639 \text{ m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 1,951 \text{ m (h=4,15m)}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_c = 15,08 \text{ m}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_c = 4,94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 20,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 8,138 \text{ cm}^2$$

■ Armatures minimales de RPA 99:

– **Dans la zone tendu (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{RPA} = 0,20\% \ b \ L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0,002 \times 0,2 \times 2,30 = 9,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml/face.}$$

– **Dans la zone courante d'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{\min} = 0,10\% \times b \times l = 0,10\% \times 0,2 \times 4,15 = 8,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{ml/face} = 8,3 / (2 \times 4,15) = 1,0 \text{ cm}^2 / \text{ml/face.}$$

Donc : $A_{SV} = \max (A_s, A_{RPA}) = 8,138 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

- En zone courante : $A_S = 8,138 \text{ cm}^2 / \text{ml}/\text{face}$.
- En zone d'about : $A_S = 8,138 \text{ cm}^2 / \text{ml}/\text{face}$.

■ Choix des barres :

- En zone courante : soit 20HA12/ml/face. ($A_S = 22,6 \text{ cm}^2$)
- En zone d'about : soit. 10HA12/ml/face ($A_S = 15,82 \text{ cm}^2$)

■ espacement :

- En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$.
Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.
- En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 15 \text{ cm}$.

VI.3.5 : conclusion :

Dans ce chapitre on a étudié les éléments structuraux tels que : les poteaux, les poutres et les voiles.

Chapitre -VII-

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VII.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

VII.3. Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

N.B : dans ce cas en prendre $\sigma = 2$ bar

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau en tenant compte la symétrie de notre structure sont données par le tableau suivant :

☞ **Tableau VII.1** : Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau

Semelles	Nser(KN)	$S=Nser/\overline{\sigma_{sol}}$ (m ²)	Semelles	Nser (KN)	$S=Nser/\overline{\sigma_{sol}}$ (m ²)
1	121.33	0.81	29.00	867.42	5.78
2	170.80	1.14	30.00	794.40	5.30
3	174.06	1.16	31.00	1248.07	8.32
4	171.34	1.14	32.00	1047.59	6.98
5	193.34	1.29	33.00	351.51	2.34
6	218.94	1.46	34.00	994.01	6.63
7	147.19	0.98	35.00	1106.12	7.37
8	188.90	1.26	36.00	291.62	1.94
9	604.25	4.03	37.00	1316.76	8.78
10	713.29	4.76	38.00	1321.22	8.81
11	524.10	3.49	39.00	303.08	2.02
12	241.88	1.61	40.00	912.65	6.08
13	903.19	6.02	41.00	1449.06	9.66
14	238.45	1.59	42.00	1440.24	9.60
15	148.04	0.99	43.00	1305.10	8.70
16	225.55	1.50	44.00	1376.80	9.18
17	204.25	1.36	45.00	1291.99	8.61
18	178.87	1.19	46.00	398.21	2.65
19	174.50	1.16	47.00	1102.45	7.35
20	116.84	0.78	48.00	1406.60	9.38
21	177.58	1.18	49.00	1420.76	9.47
22	556.63	3.71	50.00	1355.40	9.04
23	681.41	4.54	51.00	1302.50	8.68
24	514.57	3.43	52.00	296.32	1.98
25	799.64	5.33	53.00	307.11	2.05
26	911.88	6.08	54.00	301.10	2.01
27	876.43	5.84	55.00	346.38	2.31
28	769.63	5.13	56.00	398.74	2.66

Les surfaces des semelles revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

☞ **Tableau VII.2** : Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile.

Semelles	Nser (t)	$S=Nser/\overline{\sigma}_{sol}$ (m ²)
1	1445.67	9.64
2	888.15	5.92
3	821.34	5.48
4	837.28	5.58
5	1051.30	7.01
6	1437.09	9.58
7	1700.15	11.33
8	1494.99	9.97
9	853.87	5.69

■ **Commentaire :**

La surface du radier est :

$$S \geq \frac{47529.93}{150} = 316.86 \text{ m}^2$$

L'emprise totale de l'immeuble est de 594 m².

$$\text{Donc : } \frac{316.86}{594} = 53.34\%$$

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation .Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

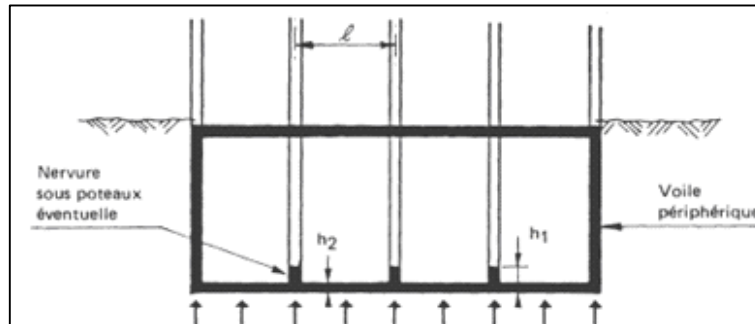
VII.4. Etude du radier :

VII.4.1. pré dimensionnement du radier :

VII.4.1.1 calcul de surface minimale du radier :

On a $N_{ser} = 47529.93 \text{ KN}$

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/ m}^2.$$



☞ **Figure VII.1 : Schéma du radier nervuré**

VII.4.2. Pré dimensionnement de la dalle :

▮ **Condition forfaitaire :**

$$Lx/35 < h_2 < Lx/30$$

Telle que : $Lx = 4,75 \text{ m}$ entre axe des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Donc on a : $13,57 \text{ cm} < h_2 < 15,83 \text{ cm}.$

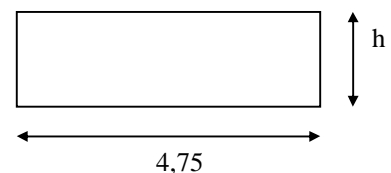
On choisit $h_2 = 15 \text{ cm}.$

▮ **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,15 f_{cj} / \gamma_b$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.



Avec : $V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = $4,75 \text{ m}.$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h_2} \leq \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times b \times 0,15 f_{cj}}$$

On a : $N_u = 65015.66 \text{ KN} \Rightarrow h = 13.90 \text{ cm}.$

☞ *Remarque :*

Le calcul effectué avec $h_2 = 15$ cm a conduit à des sections d'armatures élevées dans la hauteur envisagée, pour le placement de cette section d'armature on a opté pour une hauteur de la dalle de : $h_2 = 50$ cm

VII.4.2.1. Calcul du débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_2/2, 30\text{cm}) = 20\text{cm}$$

$$\text{Soit : } D = 50 \text{ cm}$$

$$D'ou : S_r = S + D \times P$$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

P : le périmétrique de bâtiment.

$$S_r = 594 + 0.50 \times 113.29 = 650.65 \text{ m}^2$$

$$S_r = 650.65 \text{ m}^2$$

VII.4.3. Pré dimensionnement de la nervure :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

▀ condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$h_1 \geq L_{\text{max}} / 10 = 4,75 / 10 = 0,475 \text{ m}$$

▀ Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\text{max}}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : \text{Longueur élastique}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$D'où : h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\text{max}}^4}{E\pi^4}} = 0,70 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du nervure à adopter est : $h_1 = 80$ cm.

VII.5. Caractéristiques géométriques du radier:**VII.5.1. Calcul des inerties et du centre de gravité du radier :**

Le calcul sera fait en tenant compte de symétrie suivant x :

☞ **Tableau VII.3.** Inerties et centre de gravité du radier

<i>Panneaux</i>	<i>L_x (m)</i>	<i>L_y (m)</i>	<i>X_i (m)</i>	<i>Y_i (m)</i>	<i>S (m²)</i>	<i>I_x (m⁴)</i>	<i>I_y (m⁴)</i>
1	3.10	3.05	1.55	1.53	9.46	7.33	7.57
2	3.30	3.05	4.75	1.53	10.07	7.80	9.13
3	3.30	3.05	8.05	1.53	10.07	7.80	9.13
4	3.10	3.05	11.25	1.53	9.46	7.33	7.57
5	4.75	3.05	15.17	1.53	14.49	11.23	27.24
6	4.75	3.05	19.92	1.53	14.49	11.23	27.24
7	3.10	3.95	1.55	5.03	12.25	15.92	9.80
8	3.30	3.95	4.75	5.03	13.04	16.95	11.83
9	3.30	3.95	8.05	5.03	13.04	16.95	11.83
10	3.10	3.95	11.25	5.03	12.25	15.92	9.80
11	4.75	3.95	15.17	5.03	18.76	24.40	35.28
12	4.75	3.95	19.92	5.03	18.76	24.40	35.28
13	3.10	4.75	1.55	9.38	14.73	27.69	11.79
14	3.30	4.75	4.75	9.38	15.68	29.47	14.23
15	3.30	4.75	8.05	9.38	15.68	29.47	14.23
16	3.10	4.75	11.25	9.38	14.73	27.69	11.79
17	4.75	4.75	15.17	9.38	22.56	42.42	42.42
18	4.75	4.75	19.92	9.38	22.56	42.42	42.42
19	3.95	4.75	24.28	9.38	18.76	35.28	24.40
20	3.05	4.75	27.78	9.38	14.49	27.24	11.23
21	3.10	4.75	1.55	14.13	14.73	27.69	11.79
22	3.30	4.75	4.75	14.13	15.68	29.47	14.23
23	3.30	4.75	8.05	14.13	15.68	29.47	14.23
24	3.10	4.75	11.25	14.13	14.73	27.69	11.79
25	4.75	4.75	15.17	14.13	22.56	42.42	42.42
26	4.75	4.75	19.63	14.13	22.56	42.42	42.42
27	3.95	4.75	24.28	14.13	18.76	35.28	24.40
28	3.05	4.75	27.78	14.13	14.49	27.24	11.23
29	4.75	3.40	15.17	18.2	16.15	15.56	30.37

Suite du tableau VII.3							
Panneaux	$L_x (m)$	$L_y (m)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$S (m^2)$	$I_x (m^4)$	$I_y (m^4)$
30	4.75	3.40	19.92	18.2	16.15	15.56	30.37
31	3.95	3.40	24.28	18.2	13.43	12.94	17.46
32	3.05	3.40	27.78	18.2	10.37	9.99	8.04
33	4.75	3.30	15.17	21.55	15.68	14.23	29.47
34	4.75	3.30	19.92	21.55	15.68	14.23	29.47
35	3.95	3.30	24.28	21.55	13.04	11.83	16.75
36	3.05	3.30	27.78	21.55	10.07	9.13	7.80
37	4.75	3.05	15.17	24.73	14.49	11.23	27.24
38	4.75	3.05	19.92	24.73	14.49	11.23	27.24
39	3.95	3.05	24.28	24.73	12.05	9.34	15.66
40	3.05	3.05	27.78	24.73	9.30	7.21	7.21

$$I_{xr} = \sum I_{xg} + \sum S_i (x_{cr} - x_i)^2$$

$$I_{yr} = \sum I_{yg} + \sum S_i (y_{cr} - y_i)^2$$

Avec :

I_{xr}, I_{yr} : Inerties totales du radier dans les deux sens.

x_{cr}, y_{cr} : Centre de gravité du radier.

S_i : Aire du panneau (i) dans le repère passant par son centre de gravité.

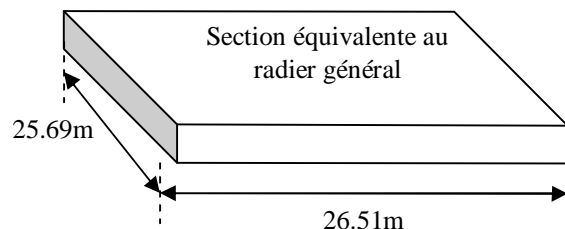
x_i, y_i : Distance entre le centre de gravité et celui du panneau (i).

$$I_{xr} = 37468,6810 \text{ m}^4$$

$$I_{yr} = 48737,2952 \text{ m}^4$$

VII.5.2. Calcul de la section rectangulaire équivalente:

$$\begin{cases} I_x = AB^3/12 = 37468.6810 \text{ m}^4 \\ I_y = BA^3/12 = 48737.2952 \text{ m}^4 \\ S_{radier} = A \times B = 681.174 \text{ m}^2 \end{cases}$$



Après la résolution de ces équations on a:

$$A = 26.51 \text{ m}$$

$$B = 25.69 \text{ m}$$

VII.5.3. Vérification de la stabilité du radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement, sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de tractions (soulèvement), sous la combinaison (0,8G-E).
- Aux contraintes de compression maximale sous (G+Q+E).

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \overline{\sigma}_s$$

VII.5.4. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$N = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = (G_{radier} + Q + G_{bâtiment})$$

$$N = (47529.93 + 8514,67) = 56044.60 \text{ KN} = 5604.46 \text{ t}$$

$$S_{rad} = 681.174 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma = N / S_{rad} = 8.22 < \overline{\sigma}_{sol} = 15 \text{ t/m}^2 \text{ vérifiée.}$$

VII.6. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

-Méthode de calcul :

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le C.B.A 93.

-ELU :

$$q_u = (N_u + P_{rad}) / S_{rad}$$

$$= (6501.56 + 1,35 \times 851.46) / 681.174$$

$$q_u = 11.23 \text{ t/m}^2$$

- ELS :

$$q_{ser} = (N_{ser} + P_{rad}) / S_{rad}$$

$$= (4753 + 851.46) / 681.174$$

$$q_{ser} = 8.22 \text{ t/m}^2$$

On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de POISON et de rapport $\alpha = L_x / L_y$.

- Si : $0 < \alpha < 0.4$ La dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

- Si : $0.4 < \alpha < 1$ La dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Pour les panneaux de rive :

- Moment sur appuis : $M_a = 0.4 M_0$

- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

- pour les panneaux intermédiaires :

- Moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$

- Moment en travée : $M_t = 0.75 M_0$

■ **Ferraillage longitudinal :** le ferraillage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.

■ **Ferraillage transversal :** les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

- $V_u \leq 0.07 f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

Ferraillage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3,30 \text{ m}$$

$$L_y = 4.75 \text{ m}$$

$$\alpha = L_x / L_y$$

$$\alpha = 0,70 \text{ (la dalle porte dans les deux sens)}$$

μ_x et μ_y seront déterminé à partir du tableau de béton armé

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

ELU : $\nu = 0$

Panneau	$l_x(m)$	$l_y(m)$	α	μ_x	μ_y	$M_{ox} (t.m)$	$M_{oy} (t.m)$
14	3.30	4.75	0,70	0,0684	0,4320	8.36	3.61

ELS : $\nu = 0.2$

panneau	$l_x(m)$	$l_y(m)$	α	μ_x	μ_y	$M_{ox} (t.m)$	$M_{oy} (t.m)$
14	3.30	4.75	0,70	0,0743	0,5817	6.65	3.87

-Calcul des sections d'armatures :

On a un état de fissuration considéré comme préjudiciable donc Le ferrailage se fait à L'E.L.S.

Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1m$.

-ELS :

ELS	sens (x-x)		sens (y-y)	
	appuis	travée	appuis	travée
$M_{ser} (Mn,m)$	0,054	0,081	0,033	0,050
$F_{bu} (Mpa)$	14,17	14,17	14,17	14,17
$h (m)$	0,4	0,4	0,4	0,4
$d (m)$	0,36	0,36	0,36	0,36
$\overline{\sigma_{st}} (Mpa)$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\overline{\sigma_{bc}} (Mpa)$	15	15	15	15
$X (cm)$	8,2	9,8	6,5	7,9
$\sigma_{bc} (Mpa)$	4,1	5,2	3,1	3,9
$Z (cm)$	32,3	29.2	32,8	32,4
$As (cm^2)$	8,3	10,4	5,0	7,7
$As_{min} (cm^2)$	4,347	4,347	4,347	4,347
Chois des barres	6HA14	6HA16	4HA14	5HA14
$As_{adopté} (cm^2)$	9,24	12,06	6,16	7,7

Ferraillage transversal :

$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

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

$$V_u = q_u * L/2 = 0,48 MPa.$$

$$\tau_u = 1,34 MPa \leq 2,5 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VII.7. Ferraillage de la nervure :

■ **Ferraillage longitudinal :**

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on prend: $L_x = 4,75m$.

Pour calculer les efforts (M, T) on utilise le logiciel Etabs.

Avec : $H_{\text{radier}} = h_1 = 0,8cm$

$B = 70 cm$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

	Nervure la plus sollicitée	
Panneau	En travée	En appui
q_{ser}	0,223	0,223
M_{ser} (MN/ml)	0,314	0,525
A_s	11,4	19,5
Choix des barres	8 HA14	6 HA20+2 HA14
A_s adopter	12,32	21,89

■ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} \text{ Fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{0,027 \times 5,05}{2 \times 0,55 \times 0,8} = 0,15MPa \leq \bar{\tau}_u$$

La condition est vérifiée.

■ s

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t [\min (h/4, 12\phi) = \min (20; 16,8) = 16,8 \text{ cm.}$$

D'après le C.B.A l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L; 40\text{cm}, a + 10\text{cm}\}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit coté des dimensions.

Donc on choisit :

- Dans les zones courantes : $S_t = 12\text{cm}$
- Dans les zones nodales : $S_t = 6 \text{ cm}$

■ Les armatures transversales :

$$\text{- C.B.A : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$$

$$A_t = 0,4 \times 0,55 \times 0,16 / 400 = 0,88\text{cm}^2$$

- **RPA** : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 0,12 \times 0,55 = 1,98 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8

$$4\text{HA8} \Rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2.$$

VII.8. Voile périphérique :

VII.8.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.8.2. Etude du voile périphérique:

VII.8.2.1 Pré dimensionnement:

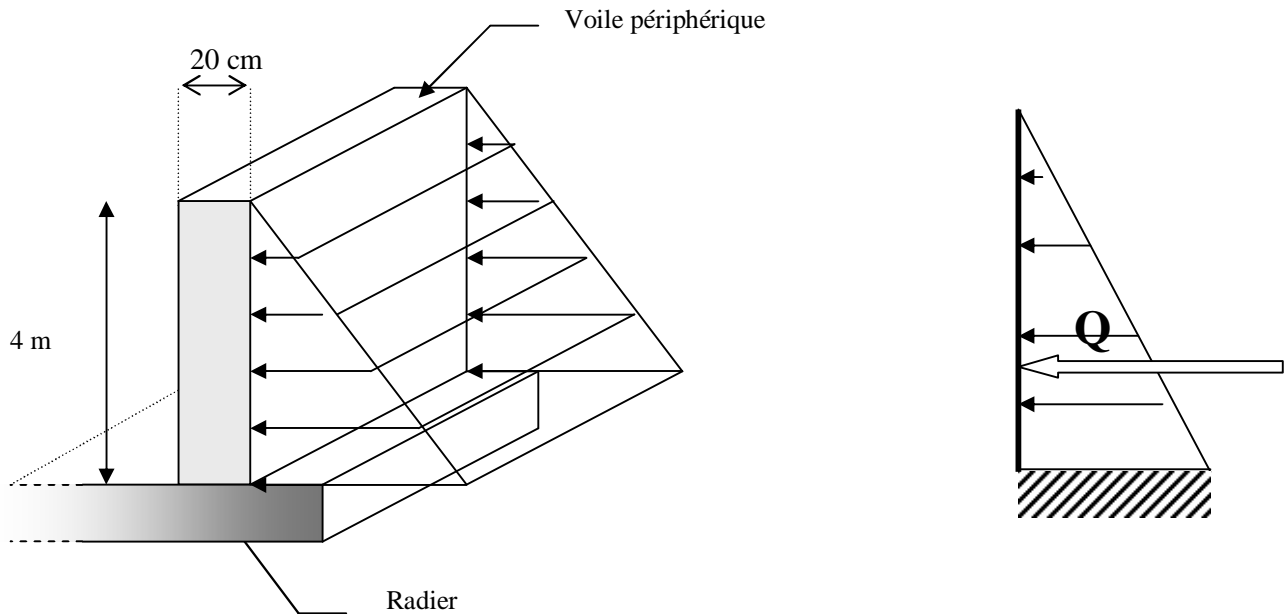
D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de : $e = 20 \text{ cm}$.

La hauteur de voile périphérique c'est l'hauteur de sous sol = 4 m.



VII.8.2.2. Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des voiles on prend comme hypothèse, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre coté.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2ph}{9\sqrt{3}}$$

Avec: $Q = \frac{p_i \cdot h}{2}$

$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot K_0$.

K_0 : coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\phi}{2})]$.

γ_d : poids spécifique du remblai = 1,7 t/m².

ϕ : angle de frottement de remblai = 20°.

$P_i = 3,33 \text{ t}$.

$Q = 6,66 \text{ t}$.

D'où : $M = 3,41 \text{ t.m}$.

-Calcul du ferrailage vertical:

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (donc le calcul sera fait à l' ELS).

$$M_{ser} = 1,52 \text{ t} = 1,52 \times 10^{-2} \text{ MN.}$$

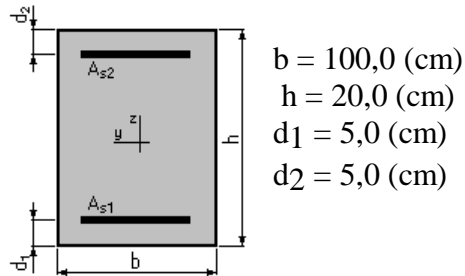
Le ferrailage sera fait pour une bande d'une section :S= (1.00 x 0.2) m²

- Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

-Section:



-Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 13,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,6$ (cm ²)		
Théorique	$A_s = 0,88$ (%)		
Minimum	$A_{s \text{ min}} = 9075,00$ (%)		

- Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite de Service	34,70	0,00

- Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 34,70$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 6,0$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_{bc} = 8,9$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 201,1$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)	

▮ **Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont :**

Un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$- A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$- A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **7 HA16 / ml**

Soit une section de : **$A_s = 14,07 \text{ cm}^2$** .

Avec un espacement de : **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

▮ **Vérification la Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s \quad (\text{vérifiée})$$

Vérification :

$$M_t + (M_e + M_w) / 2 \geq 1,25 \cdot M_0$$

$$3,96 + (2,64 + 2,64) / 2 \geq 1,25 \cdot 5,29 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée .}$$

▮ **Ferraillage en travée:**

Expertise de Section en Flexion Simple

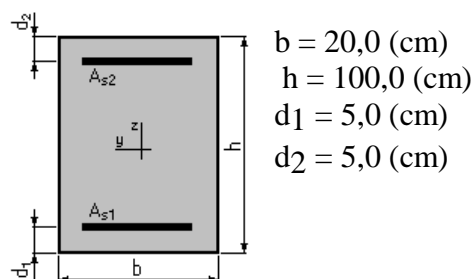
- Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

-Section:



-Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $A_s = 0,12$ (%)

Minimum $A_{s \text{ min}} = 9075,00$ (%)

-Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite de Service	39,60	0,00

-Résultats:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 39,60$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 16,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_{bc} = 2,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 200,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Choix des barres : 4 AH10 \longrightarrow soit une section : $A_s = 3,14$ cm²/ ml

Avec un espacement : $S_t = 25$ cm.

▀ Ferrailage sur appuis:

Calcul de Section en Flexion Simple

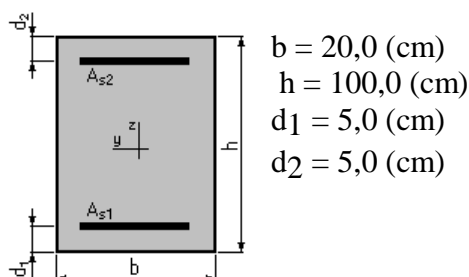
-Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

-Section:



-Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	24,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

-Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 1,3$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,0$ (cm²)

théorique $A_s = 0,07$ (%)

minimum $A_{s \text{ min}} = 0,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 24,60$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 12,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 90,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 2,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 201,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$$

Choix des barres : 4 AH10 ———> soit une section : $A_s = 3,14$ cm²/ ml

Avec un espacement : $S_t = 25$ cm.

VII.9. Conclusion:

Dans ce chapitre on a fait une étude de l'infrastructure pour pouvoir faire le choix de la fondation et faire son ferrailage.

PARTIE II

VRD

Chapitre -VII- : étude de la voirie

Chapitre -VII- : étude de l'assainissement

Chapitre -VII- : étude de l'AEP

Chapitre VIII

ETUDE DE LA VOIRIE

VIII.1.Généralités :

Le mot voie est un terme générique qui s'applique à tous les endroits où sont appelées à circuler les différentes catégories d'usage.

VIII.2.Définition :

Les voies en site urbain restent toujours l'équipement principal de tout milieu urbain qui peut prévoir le caractère de circulation et leur intensité tout en assurant les bonnes dessertes entre les îlots.

VIII.3. Classification des voies :

Les voies de circulation sont classées en trois catégories :

▀ voies primaires :

Elles assurent la liaison de la zone à urbaniser avec l'extérieur.

▀ Voies secondaires :

Ce sont des voies situées à l'intérieur de la zone qui relient les quartiers résidentiels et permettent le passage de certains réseaux divers.

▀ Voies tertiaires :

Ce sont des petites voies réservées à la seule desserte des logements et aires de stationnement.

VIII.4.Tracé en plan :**VIII.4.1. Définition :**

C'est une projection orthogonale de la voie sur le plan horizontal.

Il est caractérisé par une succession d'alignements droits raccordés par des courbes ; il doit satisfaire aux critères suivants :

- Respecter les normes techniques réalisées au rayon de raccordement en plan.
- L'intersection des voies se fait en angle droit sauf exception.

La chaussée de la zone d'étude a été choisie en fonction de la circulation qui devrait avoir lieu.

VIII.4.2. Plan de piquetage :(d'implantation)

C'est un plan sur lequel figurent tous les renseignements qui servent à la matérialisation des axes de la voirie sur le terrain.

VIII.4.3. Plan de masse voirie :

C'est le plan qui représente sur fond topographique sur lequel figurent toutes les caractéristiques géométriques techniques et dimensionnelles des voiries telles que ; rayon de courbure avec toutes leurs caractéristiques les courbures des trottoirs, la largeur de la chaussée et de trottoirs.

Il sera considéré comme un document de pour l'élaboration des profils en long des profils en travers, pour le trace en plan de l'AEP, de l'assainissement de l'éclairage et plan multi réseaux.

VIII.4.4. rayon de raccordement en plan :

Les rayons ont été choisis en respectant :

- La condition de stabilité des usagers.
- Les axes de voies s'intersectent perpendiculairement sauf exception.

Choisir des rayons aux intersections facilitant le braquage des véhicules longs.

VIII.4.5. choix de vitesse de base :

Le choix de vitesse de base V_B dépend de :

- Type de route.
- Importance et genre de trafic (volume, structure).
- Topographie, soit degré de difficulté du terrain.
- Conditions économiques d'exécution et d'exploitation.

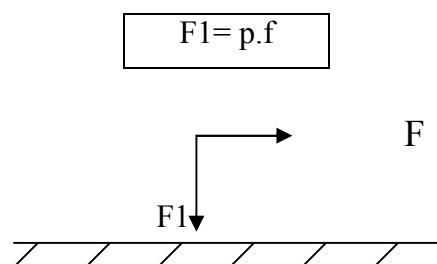
La valeur V_B choisie doit être ratifiée par l'autorité compétente.

VIII.4.6. Effets de la force centrifuge :

Lorsque ' une roue chargée circule sur une chaussée et qu'elle subit un effort transversal (force centrifuge dans un virage, effet d'un vent transversal) (figure01), elle a tendance à :

- pivote pour se rapprocher de la direction de la force perturbatrice (dérapage).
- Dévier sa trajectoire dans le sens de la sollicitation (renversement latéral du véhicule).

Considérons tout d'abord le dérapage ; il est combattu par une force de sens contraire résultant du frottement peu chaussée que l'on appelle l'adhérence F_1 .



☞ *Figure VIII.1* : Effets de la force centrifuge

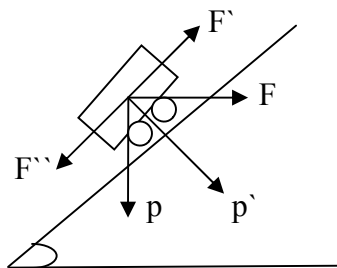
Au moment où le véhicule commence à glisser latéralement on a l'égalité : $F = F_1$.

VIII.4.7. effet de devers :

Le devers est une pente donnée au profil en travers d'une chaussée dans les virages, dirigée vers l'intérieur de la courbe. Son rôle est d'absorber une partie de l'effet de la force centrifuge de façon à diminuer le risque de dérapage.

VIII.4.8. rayon minimum :

Sur la figure 02 on a représenté l'essieu d'un véhicule dans un virage relevé ; de rayon R et de devers $d = \text{tg } \theta$. Si l'essieu, chargé d'un effort verticale p, est sollicité transversalement par une force centrifuge F l'équilibre des forces permet d'écrire avec les notation de la figure :



☞ *Figure VIII.2* : Représentation des charges dans un plan incliné.

$$P_1 + P_2 = P + Fd$$

$$F_1 + F_2 = F + Pd$$

Pour aborder à la vitesse V un virage de rayon R dont le devers est d, il suffit d'exprimer que cette force résiduelle doit rester inférieure à l'adhérence latérale du véhicule et tirer le rayon minimum de cette inégalité.

$$(PV^2 / g R) - PD \leq Pft \longrightarrow (V^2/g R) - ft$$

$$\longrightarrow R > (V^2/g [ft+d]).$$

$$\longrightarrow R > (V^2/127 [ft+d]).$$

R : rayon de raccordement en (m).

V : vitesse de base en (Km/h).

d : devers.

ft : Coefficient de frottement transversal.

Application au projet :

Pour la vitesse de base de notre projet est de 40 Km/ h.

$$\text{Pour } \left. \begin{array}{l} d = 0 \text{ (divers)} \\ f = 0.024 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{cas le plus défavorable.}$$

$$R = 0.033 V^2.$$

Avec : $V = 40 \text{ Km/h}$.

Alors : $R_{\min} = 60 \text{ m}$.

VIII.4.9. calcul des paramètres de raccordement :

Soient deux alignements réunis en un point S. (figure 03)

α : angle de centre.

β : angle formé par les deux alignements.

R : rayon de courbure.

S : sommet de la courbe.

$$\alpha = 200 - \beta$$

$$\text{Tangente : } \operatorname{tg}(\alpha/2) = T/R \quad \longrightarrow \quad T = T' = R \operatorname{tg}(\alpha/2).$$

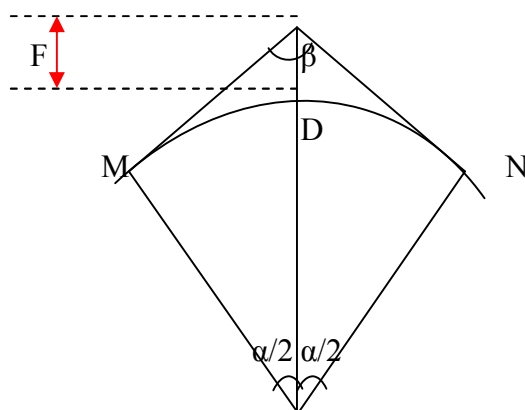
Développement :

$$D = R \alpha \text{ rd}$$

L'abaissement :

$$\operatorname{Cos}(\alpha/2) = R / (R+F) \quad \longrightarrow \quad F = R [1/\operatorname{Cos}(\alpha/2) - 1].$$

La figure ci-dessous montre les différents paramètres de raccordement en plan.



☞ *Figure VIII.3* : Axes de la voirie.

VIII.5. profil en long :

VIII.5.1 définition :

C'est une courbe longitudinale du terrain suivant le plan vertical passant par l'axe du tracé de la route.

VIII.5.2 Critère de choix de la ligne rouge :

La ligne projet (linge rouge) représente la future voie constituée de pente et rampes raccordées par des arcs de cercles ou parabole doit satisfaire certains critères techniques :

- Adaptation le plus possible au terrain naturel.
- Pente minimale 0.5% qui assure un bon écoulement des eaux pluviales et usées pour l'assainissement.

- Pente maximale 10% qui facilite la circulation des divers véhicules appelés à fréquenter ces voies.
- Equilibrer entre les volumes de remblais et déblais.
- Assurer un bon écoulement des eaux pluviales et eau usées pour l'assainissement.
- Respecter les normes techniques relatives au rayon de raccordement.

VIII.5.3. choix des rayons de raccordement :

Les rayons de raccordement doivent vérifier deux conditions.

- Condition de visibilité (angle saillant).
- Condition de confort (angle rentrant).

VIII.5.3.1. condition de visibilité :

La visibilité est assurée lorsque l'œil du conducteur aperçoit la partie supérieure de la voiture qui vient à sa rencontre.

$AA' = h_1$ avec A : l'œil du conducteur.

$BB' = h_2$ hauteur de l'obstacle.

$$(R+h_1)^2 = L_1^2 + R^2 \longrightarrow L_1^2 = h_1^2 + 2h_1 R.$$

$$(R+h_2)^2 = L_2^2 + R^2 \longrightarrow L_2^2 = h_2^2 + 2h_2 R.$$

$$h_1^2 < 2h_1 R.$$

$$R = D^2 / [2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2})].$$

$$h_2^2 < 2h_2 R.$$

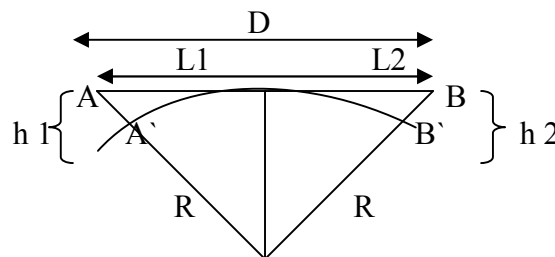
$$2h_1 R = L_1^2 \longrightarrow L_1 = \sqrt{2h_1 R}.$$

$$2h_2 R = L_2^2 \longrightarrow L_2 = \sqrt{2h_2 R}.$$

$$D = L_1 + L_2 = \sqrt{2h_1 R} + \sqrt{2h_2 R}.$$

$$D^2 = 2R (2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2})).$$

D'où: $R = D^2 / [2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 h_2})].$



☞ **Figure VIII.4 :** déclivité formant un angle saillant.

Si le véhicule ont une même vitesse, ils auront forcément la même distance d'arrêt.

$$h_1 = 3m.$$

$$h_2 = 1.3m.$$

D'où : $R = 0.109D^2$ avec : $D = 2L_1 = 2L_2$

L1 : distance d'arrêt en attention diffusée.

D'où : $R = 0.109 (2L1)^2 = 0.436 L1^2$.

Puisque la chaussée est bidirectionnelle (attention concentrée).

$L1 = 0.01V^2 + 0.2V$.

■ **Application au projet :**

La vitesse de base est limitée à 40km/h.

$h1 = 1m ; h2 = 1.3m$.

On aura : $R_{min} = 252m$.

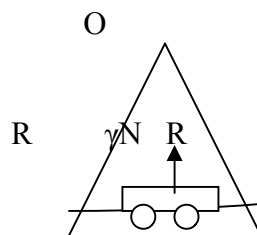
VIII.5.3.2. Condition de confort :

Pour sssurer le confort des voyageurs, il faut limiter l'accélération normale à 1/20 de l'accélération de la pesanteur car pendant le parcours de raccordement le véhicule est soumis à une force centrifuge dirigée vers l'extérieur du raccordement et parallèle au rayon de courbure (figure 4), cette force est donnée par la formule suivante :

$Fc = m \gamma N$ ou : $\gamma N = V^2/R$

La valeur limitée de γN est $g/20$.

Donc : $V^2/R \leq g/20$ $\longrightarrow R > 20V^2/g$. avec : V (m/s).



☞ **Figure VIII.5 :** Deux déclivités forment un angle rentrant.

$$\left. \begin{array}{l} R > (20V^2)/g (3.6)^2 \\ g = 9.81m/s^2 \end{array} \right\} \longrightarrow R > 0.16V^2 \text{ avec } V \text{ (Km/ h)}.$$

■ **Application au projet :**

$V = 40 \text{ Km/h}$ $R \geq 256m$.

VIII.5.3.3. calcul raccordement parabolique :

– Cas de deux déclivités de sens contraire (pente et rampe) :

Connaissant les équations de la pente et la rampe, on peut déterminer l'intersection S.

$a = a' = R/ 2. (e1+e2)$.

Avec : R : rayon de courbe au sommet

e1 : valeur de la rampe.

e2 : valeur de la pente.

Coordonnées de T et T' :

$$T \begin{cases} X_T = X_S - a \\ Y_T = Y_S + e_1 \cdot a \end{cases}$$

$$T' \begin{cases} Y_{T'} = X_S + a \\ Y_{T'} = Y_S + e_2 \cdot a \end{cases}$$

On prend le signe (-) pour le cas convexe et le signe (+) pour le cas concave
 coordonnées du sommet S de la parabole :

$$S \begin{cases} X_S = X_T + e_1 \cdot R \\ Y_S = Y_T + e_2 R / 2. \end{cases}$$

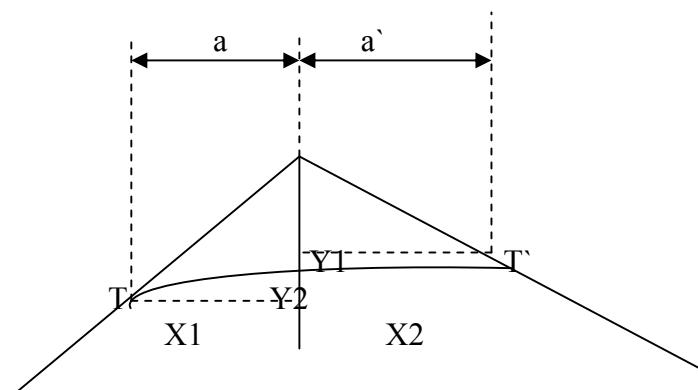
On prend le signe (-) pour le cas convexe et le signe (+) pour le cas concave altitude
 d'un point A appartenant à la parabole.

Connaissant l'abscisse X_A , on calcule Y_A par rapport à S.

$$Y_A = (X_S - X_A)^2 / 2 R.$$

Y_A : c'est l'altitude définitive Y_A = Y_S + Y_A

Le signe (-) en cas convexe et le signe (+) pour le cas concave



☞ **Figure VIII.6** : Raccordement parabolique.

b - cas de deux déclivités de même sens (pente, pente ou rampe ; rampe) :

$$a = a' = R / 2 \cdot (e_1 + e_2).$$

Coordonnée de T et T' :

$$T \begin{cases} X_T = X_S - a \\ Y_T = Y_S + e_1.a \end{cases}$$

$$T' \begin{cases} Y_{T'} = X_S + a \\ Y_{T'} = Y_S + e_2.a \end{cases}$$

Coordonnées du sommet S de la parabole :

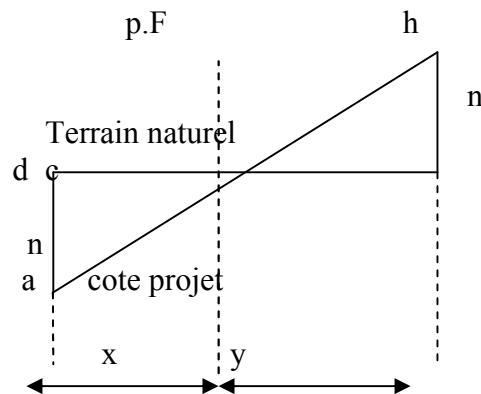
$$S \begin{cases} X_S = X_T + e_1.R \\ Y_S = Y_T + e_2R/2 \end{cases}$$

VIII.5.3.4. point fictif (point de passage) :

C'est l'intersection de la ligne projet avec le terrain naturel. Il existe deux sortes d'intersection qui présentent ce point :

- Intersection de deux droites.
- Intersection d'une droite avec une parabole.

Ce sont des points particuliers où les terrassements sont nuls.



$$X/n = D/m = D/m+n$$

$$D'ou : X = m D/m+n$$

VIII.6. profil en travers :

VIII.6.1. définition :

Après les études du tracé en plan et du profil en long qui recherchaient essentiellement l'évolution de l'axe de la route ; il s'agit maintenant de définir le 3ème élément d'un projet routier (voirie urbaine) : les profils en travers.

C'est une coupe transversale pratiquée dans un tracé routier et on distingue ce qui suit :

- La chaussée : affectée à la circulation des véhicules.
- La plate-forme : entre fossé ou crête des talus de remblais, comprenant la chaussée et les accotements.
- Assiette : dans la limite des terrassements.

-Emprise : dans la limite du domaine public.

VIII.6.2. profils en travers type :

C'est le profil en travers donnant la caractéristique géométrique ainsi que des épaisseurs de différentes couches de la chaussée avec l'emplacement des réseaux divers.

VIII.6.3.dévers :

Le rôle le divers est d'assurer une répartition uniforme du poids du véhicule sur la chaussée et de diminuer l'implantation de la force centrifuge qui renverser le véhicule. On prévoit alors un seul versant avec une pente de l'intérieur vers l'extérieur. La valeur du dévers qui est fonction de deux facteurs :

- la vitesse de référence V_r .
- le rayon de virage R .

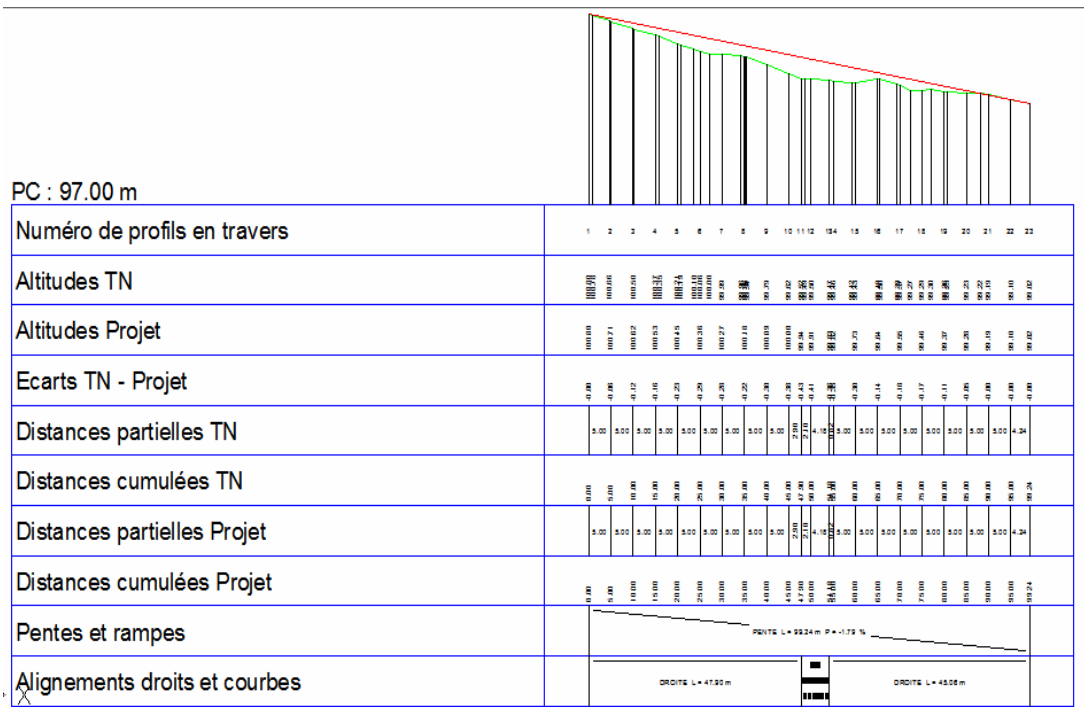
VIII.7. La représentation des différents profils en long:

Profil dessiné par Covadis

Profil n° : PL1

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100

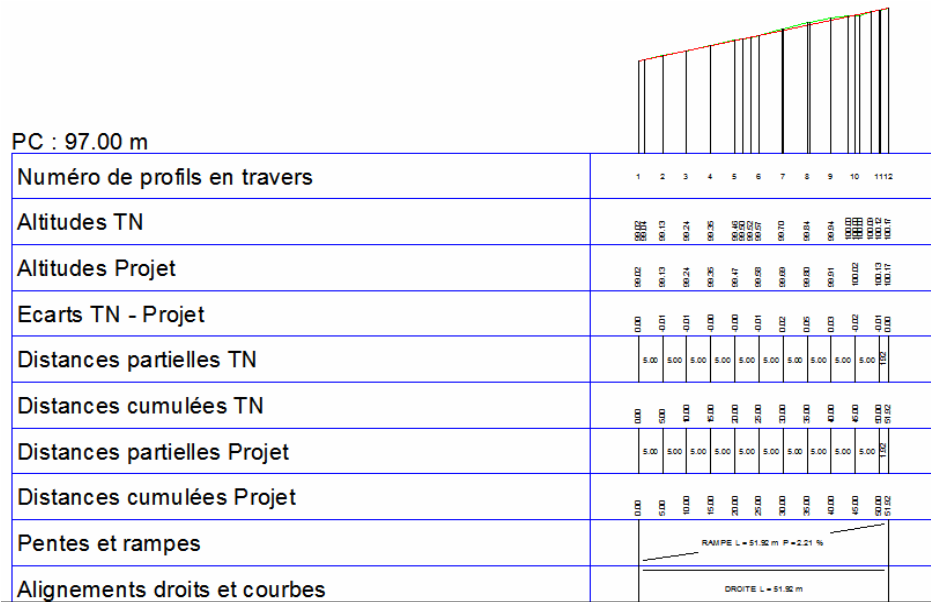


Profil dessiné par Covadis

Profil n° : PL2

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100

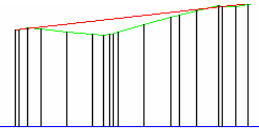


Profil dessiné par Covadis

Profil n° : PL3

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



PC : 98.00 m

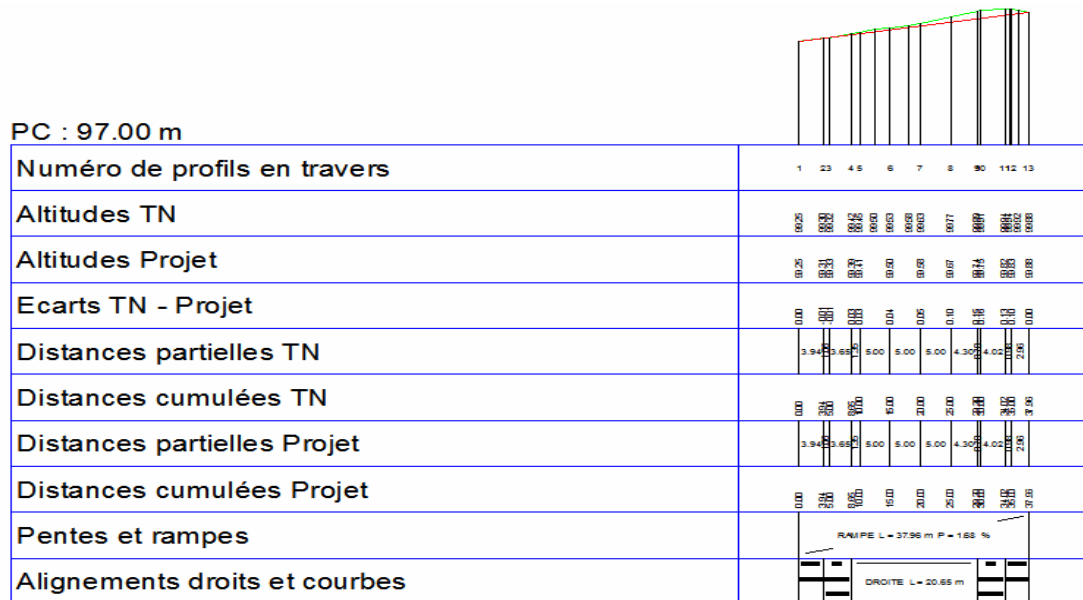
Numéro de profils en travers	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11
Altitudes TN	100.21 100.21 100.18 100.12 100.07 100.07 100.28 100.44 100.50 100.50 100.68 100.73 100.80
Altitudes Projet	101.17 101.24 101.30 101.36 101.43 101.46 101.56 101.62 101.68 101.75 101.80
Ecartes TN - Projet	0.00 0.00 0.10 0.30 0.32 0.22 0.12 0.04 0.01 0.02 0.00
Distances partielles TN	5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 4.14
Distances cumulées TN	0.00 5.00 10.00 15.00 20.00 25.00 30.00 35.00 40.00 44.14
Distances partielles Projet	5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 4.14
Distances cumulées Projet	0.00 5.00 10.00 15.00 20.00 25.00 30.00 35.00 40.00 44.14
Pentes et rampes	
Alignements droits et courbes	

Profil dessiné par Covadis

Profil n° : PL4

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



VIII.8. Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait une étude de la voirie pour pouvoir faire un aménagement de la surface qui entoure le bâtiment.

Chapitre IX

ETUDE DE L'ASSAINISSEMENT

IX.1. Généralité :

L'assainissement d'une agglomération a pour but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention des eaux pluviales et usées et de procéder aux traitements avant leur trajet dans le milieu naturel

Le réseau d'assainissement d'une ville doit de ce fait avant tout répondre à deux catégories de préoccupation

- Le transit vers l'épuration des eaux usées et éventuellement des eaux résiduaires industrielles
- L'évacuation des eaux pluviales afin de prévenir les inondations des zones urbanisées et la stagnation dans les points bas après les averses.

Schématiquement un équipement d'assainissement comprend en amont toutes les installations de captage et de distribution d'eau potable, en Avalon retrouve des eaux polluées par l'activité humaine et entre les eaux on localise la structure de l'équipement d'assainissement qui comporte les éléments constitutifs

IX.2. Définition :

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer les eaux usées (domestique, industrielle) et les eaux pluviales (l'eau de pluie) dans les meilleures conditions afin de préserver la santé publique et protéger l'environnement.

L'établissement d'un réseau d'assainissement dans une agglomération obéit à deux critères :

- 1- Assurer une évacuation des eaux pluviales de manière à empêcher leur pénétration dans les immeubles à permettre une circulation aisée dans les rues aux tempes de pluie et à éviter toute stagnation dans les points bas après averse
- 2 - Assurer l'élimination des eaux usées, eaux ménagères, eaux résiduaires, industrielles

IX.3. Nature des eaux à évacuer :

Dans le cas de notre projet, il s'agit d'évacuer les eaux usées d'origine domestique et les eaux de ruissellement

IX.4. Différents systèmes de collecte :**IX.4.1. Système unitaire :**

Evacuation des eaux usées et des eaux pluviales se fait par un seul et unique réseau équipé de déversoirs qui, lors d'orage au moyen de surverse permet de rejeter les eaux dans le milieu naturel Ce système est un héritage du « tout à l'égout » né vers 1830

Parmi ses avantages, on retiendra principalement sa simplicité, le traitement après collecte d'une partie des eaux pluviales (en France, on considère les pollutions) et enfin qu'il est économiquement le plus intéressant (on ne construit qu'un réseau)

Toutefois, il convient de considérer également le manque de contrôle que l'on a sur ce type de système notamment les risques de pollution lors de déversements intempestifs dans le milieu naturel (ceux-ci ne distinguant pas les eaux usées des eaux de pluies) ainsi que le risque de saturation et de dysfonctionnement de la station d'épuration par l'apport important d'eaux claires

- Ce réseau présente les avantages suivants
- Une seule canalisation
- La simplicité
- Le faible embarquement
- Facile à tenir
- Et ses inconvénients sont :
- Auto curage n'est pas généralement assuré
- Le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration (step) soit au milieu naturel
- Risque de dépôt par temps secs

IX.4.2. Système séparatif :

Le système séparatif est composé de deux réseaux d'évacuation collectant respectivement :

Les eaux pluviales rejetées directement dans le milieu naturel

Les eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et éventuellement dans certains conditions (i.e. caractéristiques proche des eaux usées) des effluents industriels, acheminées vers la station d'épuration

Ce type de système prévoit un relèvement des eaux usées jusqu'à la station d'épuration et un rejet gravitaire des eaux pluviales. Il est concevable avec une population relativement dispersée et permet une limitation de la pollution du milieu naturel, une évacuation rapide des eaux les plus polluées et un débit et un fonctionnement régulier de la station d'épuration

L'un des principales contraintes de ce système est la nécessité d'exercer un contrôle précis du réseau qui doit être connu de façon précise, afin d'éviter les inversions de branchement, sources de dysfonctionnement

Ce réseau présente les avantages suivants :

- Facilité du traitement des eaux usées
- Un bon système pour la protection de l'environnement

Et ses inconvénients sont :

- Plus coûteux
- Deux branchements par immeuble avec d'inversion des raccordements
- Problème de croisement des réseaux

IX.4.3. Systèmes pseudo séparatif :

Ce type de système très peu préconisé distingue les eaux pluviales provenant des voiries et les eaux pluviales provenant la toiture, des cours intérieures qui sont acheminées avec les eaux usées

IX.5. choix de système :

Pour faire un choix, il faut tenir compte d'un nombre de critères qui permettent de définir le système adopté parmi ces critères on trouve :

- Type de système existant
- Moyen d'investissement possible
- La topographie du terrain
- Manière de traitement des eaux usées

Dans notre projet le système choisi est unitaire du fait que le collecteur principal du rejet est unitaire

IX.6. Les accessoires nécessaires dans un réseau d'assainissement :**IX.6.1. Regard d'égout :**

Un regard d'égout est un ouvrage de première importance dans un réseau d'assainissement ou canalisation, il permet d'accéder à une conduite pour le nettoyage et l'entretien. On dispose à :

- Chaque changement de direction
- Chaque changement de pente
- Chaque jonction de canalisation
- Tous les 30 à 50m en alignement droit

IX.6.2. Regard de chute :

Destiné à limiter les fortes pentes Ils sont utilisés dans les terrains très accidentés

IX.6.3. Bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont des orifices saillant dans les bordures de trottoir, au caniveau, et destinées à recevoir les eaux de pluies ou de lavage qui coulent dans les caniveaux de la chaussée

On distingue :

- Bouche à accès latéral (avaloir)

- Bouche à accès sur le dessus (grille caniveau)

IX.6.4. Espacements entre les regards :

Les regards de visite doivent être installés

- A chaque changement de direction et de pentes
- Dans les parties droites et en pentes régulières Tout les 25 mètres environs pour les regards non visibles, et 50 mètres pour les regards visibles

IX.7. Les eaux usées :

IX.7.1. Définition :

Ce sont des eaux qui contiennent des impuretés d'origine organique ou minérales telles les eaux de toilette, cuisine, lessives, etc

IX.7.2. Evaluation du débit d'évacuation des eaux usées :

L'évacuation et l'infiltration de l'eau en cas de fuite peuvent nous montrer que la quantité d'eau récupérer après usage est toujours inférieure à celle consommée au début, pour cela on a estimé que les eaux usées sont de 80% de consommation

$$Q_{eu} = 80\% Q_{e\ pot}$$

-Eaux usées domestiques : ce sont de vaisselles de cuisines de lavage de bain de douche

-Eaux usées industrielles : soient qui proviennent de diverses usines de fabrication ou de transformation. Les eaux usées sont à l'origine de certaines maladies à transmission hydrique (choléra) puisent quel contiennent des produit nocifs

IX.8. Les eaux pluviales :

IX.8.1. Définition :

Les eaux pluviales sont les eaux appartenant aux eaux de ruissellement (eaux de pluie, eaux de lavage des caniveaux)

☞ *Remarque :*

Étant donné que le réseau de notre projet est unitaire, nous devons prendre en considération les eaux pluviales et négliger les eaux usées

IX.8.2. Tracé en plan du réseau :

Le tracé en plan du réseau des eaux pluviales est projeté en prenant en considération la topographie, dans le but de recueillir toutes les eaux de ruissellement, de desservir toute la zone d'étude par un minimum de canalisations

IX.8.2.1. Découpage en bassins versants :

Le découpage en bassins versants se fait en tenant compte de caractéristiques suivantes

- La topographie du terrain
- Les limites des îlots

- Les bissectrices des regards

IX.8.2.2. Evaluation du débit à évacuer :

L'évaluation du débit à évacuer nécessite la connaissance obligatoire des données pluviométriques de la région pour une durée de 10 ans c'est pour cette raison que deux méthodes sont envisagées pour l'évaluation

Méthode rationnelle :

On utilise généralement pour les moyens et petites agglomérations. Elle découle directement des lois de l'hydraulique le débit maximum est obtenu quand la durée est égale au temps de concentration du bassin versant

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

Avec : Q : le débit à évacuer en (l/s)

C : coefficient de ruissellement

I : intensité moyenne de précipitations en (l/hect/s)

A : superficie du bassin versant en hectare (Hect)

Le coefficient donné pour une surface du même sol

$C = \frac{\text{Volume d'eau qui ruisselle sur cette surface}}{\text{Volume d'eau tombée sur cette surface}}$

Volume d'eau tombée sur cette surface

Méthode superficielle (méthode de Caquot) :

La formule de Caquot est plus précise et reste la méthode de base même si quelques limites sont apportées à son domaine de validité, il s'agit essentiellement de :

- Surface de bassin versant inférieure à 200ha.
- Coefficient de ruissellement compris entre 0.2 et 1
- Coefficient d'allongement M 0.8

Pratique de calcul :

Afin de pouvoir dimensionner la canalisation d'eaux pluviales, on va se servir de la méthode rationnelle décrite ci-dessus

1- Surface du bassin versant :

Le calcul de la surface de bassin versant ne pose aucun problème, en effet il suffit de le décomposer en figures géométriques simples, elle est exprimée en hectares (ha)

2- Coefficient de ruissellement :

Définir comme étant le rapport de la surface imperméabilisée par la surface totale du bassin Versant

$$C = A' / A$$

C'est le paramètre le plus difficile à estimer. En effet, la détermination exacte de ce paramètre nécessite la connaissance du pourcentage de la surface imperméabilisée

Cette tâche s'avère très difficile surtout lorsqu'il s'agit de ville avec une urbanisation variée. Ainsi, et pour les raisons précédentes, on se contente de prendre des valeurs moyennes correspondantes à des chaque types de zone urbaine et de les pondérer par les surfaces concernées pour obtenir un coefficient de ruissellement moyen

En général :

Du fait que notre zone est d'habitat dense, le coefficient de ruissellement est 0.6

3-Intensité de la précipitation :

Les données pluviométriques sont recueillis par la station météorologique de la région de Sidi – Bel –Abbés : $I = 100L/s / ha$

Après avoir calculé tous les débits de chaque bassin on les a regroupés pour obtenir les débits cumulés.

IX.8.3. Dimensionnement du réseau :

Après avoir déterminé des débits en chaque point du réseau les diamètres des canalisations sont déterminés en faisant rentrer deux paramètres qui sont le débit et la pente

▀ Caractéristiques du réseau :

-Vitesse à pleine section est donnée par la formule de Chézy

$$V_{ps} = C \sqrt{R_h I}$$

Avec : C coefficient de Chézy

R_h : rayon hydraulique (m)

I : pente de l'ouvrage

-Débit à pleine section (**Qps**)

$$Q_{ps} = S.V_{ps}$$

Avec

S : section de l'ouvrage

Le coefficient de CHEZY peut être déterminé à l'aide de deux formules

Formule de BAZIN

$$C = 87 / (1 + (m / \sqrt{R_h}))$$

Formule de MANNING :

$$C = (1/n) R_h^{1/6}$$

Avec : n, m des coefficients de rugosité

En général on préfère la formule de MANNING puisque l'écoulement est permanent et uniforme

$$V = 70 R_H^{2/3} I^{1/2} \qquad Q = 70 S R_H^{2/3} I^{1/2}$$

$$\left. \begin{array}{l} S_m = \pi D^2 / 4 \\ P_m = \pi D \end{array} \right\} \longrightarrow R_H = D/4$$

IX.8.4. conditions d'auto curage :

On dit qu'un réseau d'assainissement est auto cureuse, s'il admet la faculté de se nettoyer tout seul, sous l'action des écoulements. Pour satisfaire cette condition, nous devons connaître la vitesse correspondante au 1/10 du débit à pleine section

L'auto curage sera assurée pour une vitesse supérieure ou égale à 0.5 m/s :

$$V [(1/10) Q_{ps}] > 0.5 \text{ m/s}$$

$$\text{Rapport de débit : } R_Q = Q_{adp} / Q_{ps}$$

$$R_v = V / V_{ps} \qquad V = R_v \cdot V_{ps}$$

$$\text{D'où } V_{ps} = 70 (D/4)^{2/3} I^{1/2} \text{ et } Q_{ps} = 21,7 \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2}$$

V_{ps} : vitesse pleine section

D : diamètre de la conduite

I : pente de l'ouvrage

Pour déterminer le diamètre des conduites, on utilise la formule suivante :

$$D = (Q_R / 6.82 \cdot I^{1/2})^{8/3}$$

Tel que :

Q_r débit réel qui est déjà calculé par la méthode rationnelle

Rapport des hauteurs de remplissage

$$R_H = H/D \qquad H = D R_H$$

Connaissant la valeur de $R_q = 0,1$ et l'abaque nous donne.

IX.8.5. Les pentes :

La pente de la canalisation doit permettre un écoulement gravitaire donc elle doit être inférieure à 6% pour éviter les turbulences et ne pas user la conduite et supérieur à 0.5% afin d'éviter les dépôts dans les canalisations.

☞ *Tableaux IX.1:* Surface des bassins

Bassins	Superficie (m ²)	Trancon	Assemblage des bassins	La sme en (m ²)	La sme en (ha)
B1	968.7206	R1	<i>B1</i>	968.7206	0.096875
B2	373.7625	R1-R2	<i>B1+B2</i>	1342.4831	0.134248
B3	268.3856	R2-R3	<i>B1+B2+B3</i>	1610.8687	0.161086
B4	306.6438	R3-R4	<i>B1+B2+B3+B4</i>	1917.5125	0.191751
B5	352.3457	R4-R5	<i>B5+B6</i>	1327.9567	0.132795
B6	975.6110	R5	<i>B6</i>	975.6110	0.097561
B7	59.4559	R4-REXT	<i>B1+B2+B3+B4+B5+B6+B7</i>	3304.9251	0.330492

■ Débit des eaux pluviales : $Q_{EP} = C \cdot I \cdot A$

Avec : Q : le débit à évacuer en (l/s).

C : coefficient de ruissellement (0,6)

I : intensité moyenne de précipitations en (l/hect/s) (120 l/s /ha)

A : superficie du bassin versant en hectare (Hect).

☞ *Tableau IX.2 :* Débit des eaux pluviales

surface A (ha)	Coefficient C	Intensité I	Q _{EP} (l/s)	Q _{EP} (m ³ /s)
0.096875	0,6	120	6.975	0.006975
0.134248	0,6	120	9.665	0.009665
0.161086	0,6	120	11.598	0.01159
0.191751	0,6	120	13.806	0.01380
0.132795	0,6	120	9.561	0.009561
0.097561	0,6	120	7.024	0.007024
0.330492	0,6	120	23.795	0.02379

☞ **Tableau IX.3** : Débit des eaux usées

$$Q_{eu} = 0.8 d \times N \times K \text{ (litres / Secondes)}$$

BASSINS	surface (ha)	Densité n (hab/ha)	Population N (hab)	Dotation d (l/hab.jour)	Dotation d (l/hab.sec)	Coefficient de pointe K	Q _{EU} (l/s)	Q _{EU} (m ³ /s)
B1	0.096875	120	11.625	216	0,0025	2,5	0.05812	5,812.10 ⁻⁵
B2	0.134248	120	16.109	216	0,0025	2,5	0.08054	8,054.10 ⁻⁵
B3	0.161086	120	19.330	216	0,0025	2,5	0.09665	9,665.10 ⁻⁵
B4	0.191751	120	23.010	216	0,0025	2,5	0.11505	11,505.10 ⁻⁴
B5	0.132795	120	15.935	216	0,0025	2,5	0.07967	7,967.10 ⁻⁴
B6	0.097561	120	11.707	216	0,0025	2,5	0.05855	5,855.10 ⁻⁵
B7	0.330492	120	39.659	216	0,0025	2,5	0.19829	19,829.10 ⁻⁴

▀ Débit total: $Q_R = Q_{EP} + Q_{EU}$

▀ $D = (Q_R / 21,70 \cdot I^{1/2})^{3/8}$

▀ $V_{ps} = 70 (R_H)^{2/3} \cdot I^{1/2}$

▀ $Q_{ps} = 21,7 \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2}$

☞ **Tableaux IX.4** : Calcul de diamètre.

Tronçon	Pente I (%)	Q _R (m ³ /s)	D calculé (mm)	D choisi (mm)	Rh=D/4 (m)	Rh ^{2/3}	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	Q _{ps} > Q _R
R1	2	0,00975	115.68	250	0,062	0,157	1,55	0,076	CV
R1-R2	2	0,00665	100.21	300	0,075	0,177	1,76	0,123	CV
R2-R3	3.07	0,01159	113.89	300	0,075	0,177	2,18	0,153	CV
R3-R4	1.92	0,01380	132.78	300	0,075	0,177	1,72	0,263	CV
R4-R5	0.91	0,009561	133.10	300	0,075	0,177	1.18	0,083	CV
R5	2	0,007024	102.27	250	0,062	0,157	1,55	0,076	CV
R4-REXT	1.3	0,02379	174.98	300	0.075	0,177	1,42	0,099	CV

IX.9.Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait une étude de l'assainissement pour pouvoir évacuer les eaux usées et les eaux pluviales.

Chapitre X

ETUDE DE L'AEP

X.1. choix du tracé :

Le tracé en plan est imposé à partir des modalités de raccordement avec le réseau extérieur et la disposition locale des îlots et des équipements collectifs.

X.1.1. Caractéristiques nécessaires pour le tracé d'un réseau d'AEP :

- ▀ Desservir tous les abonnés.
- ▀ Minimiser le plus possible, le trajet des canalisations afin de rendre le projet moins coûteux
- ▀ Respecter les distances minimales entre les canalisations d'A.E.P et les divers réseaux.

X.1.2. Type du réseau de distribution :

Suivant la nature du projet et suivant les qualités d'eau (grand débit) qu'on peut offrir, on distingue deux types de réseaux

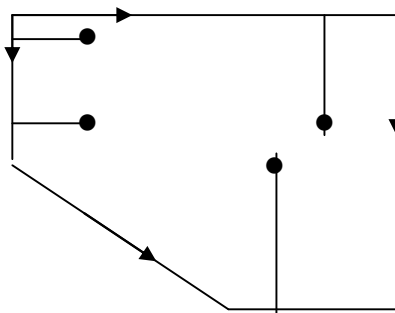
X.1.2.1 Réseau maillé :

Le réseau maillé permet d'offrir aux usagers le meilleur service possible.

En effet la pression dans le réseau est ainsi mieux équilibrée et il permet la continuité de la distribution en cas d'avaries Puisque l'eau peut atteindre un même point de consommation par plusieurs chemins

Dans un réseau maillé la vitesse d'écoulement de l'eau est rarement nulle C'est un avantage pour le maintien d'une bonne qualité de l'eau distribuée

En revanche il est coûteux car il doit être muni de plusieurs accessoires telles des vannes d'arrêt coudes cones..... etc



☞ Figure X.1 : Réseau maillé.

- Avantages :

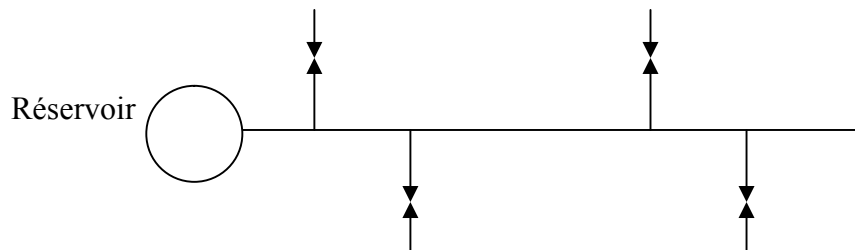
- Sécurité pendant les pannes.
- Répartition uniforme de l'eau.

- Inconvénients :

- Très coûteux et calcul complexe.

X.1.2.2 .Réseau ramifié :

Le réseau n'est pas maillé il est dit ramifié ; il y a l'avantage d'être économique, mais dans un tel réseau , la défaillance d'une conduite entraîne la perte de service pour tous les usages situés en aval. De plus dans une telle conduite l'eau s'écoule toujours dans le même sens.



☞ *Figure X.2 : Réseau ramifié*

- Avantages :

- Très économiques
- Simple à calculer

- inconvénient :

Ce réseau présente un inconvénient majeur qui est l'écoulement de l'eau dans le réseau et dans un même sens et il en résulte que lorsqu'un arrêt se produit en un point quelconque toutes les conduites placées en aval se trouvent privées d'eau

X.1.3. choix du réseau :

Par mesure d'économie, le réseau à préconiser dans notre projet est de type ramifié

X.2. condition d'exploitations

- vitesse :

Les vitesse d'écoulement de l'eau dans les conduites devront être inférieures à 1,6m/s , pour éviter les bruits et la dégradation des conduites , est supérieures à 0.5m/s pour éviter les dépôts donc

$$0.5\text{m/s} < V < 1.5 \text{ m/s}$$

- Les pressions :

On doit éviter les pressions supérieures à 4 bars l'ensemble du réseau d'alimentation, afin d'annuler les vibrations des conduites et on doit assurer une pression minimum de 0.5 bars. Chez l'abonné pour permettre le fonctionnement d'une chauffe bain

-Les conduites :

Elles devront pouvoir véhiculer les plus fortes débits instantanés et tenant compte des débits de partie

- Les pertes de charges :

Elles sont appelées aussi pertes d'énergie, sont dues aux frottements entre les molécules liquides et la paroi de la conduite ou les calculs s'effectuera à l'aide de la formule de Cole-Brook qui est :

$$J = \lambda V^2 / 2g D \text{ (mm)}$$

$$J = \lambda LV^2 / 2gD \text{ (m)}$$

J : Perte de charge

V : Vitesse du fluide (m/s)

g : Accélération de la pesanteur

D : Diamètre de conduite (mm)

λ : Coefficient en fonction du nombre de Reynolds Re et K/D

K : Coefficient de rugosité qui est dimension des aspérités de la paroi qui est dans la masse liquide

$$1/\lambda = \log (K/3,11 D) + 2,51/ Re \sqrt{\lambda}$$

Pour les conduits neufs, quelque soit la nature du matériau qui les composent (fonte, acier, amiante ou béton armé). On prend pour K la valeur 0,03 pour la détermination des pertes de charges, on utilise les tables de Brooks

Caractéristique du projet :

■ Calcul du débit de pointe :

$$Q_p = \frac{1,15.C_j.N.P}{86400} \text{ (l/s)}$$

– C_j : Consommation journalière (l/j/hab)

– N : nombre d'habitants

– P : coefficient de pointe

Pour les logements : $C_j = 150 \text{ l/j/hab. N} = 200 \quad P = 3$

$$Q_p = (1.15 * C_j * N * P) / 86400 \\ = (1.15 * 150 * 200 * 3) / 86400 = 1.2 \text{ l/s}$$

Le débit total :

- ▀ $Q_T = 20\%$ de perte de $Q_p + Q_p$.
- ▀ $Q_T = (20 \cdot 1.2) / 100 + 1,2 = 0,24 + 1,2 = 1.44$ l/s

X.3. Détermination des diamètres des conduites

Connaissant le débit qui transit dans chaque tronçon les diamètres sont obtenus par la formule suivante :

$$Q = V \cdot S$$

Q : débit du tronçon en (m³/s).

S : section de la conduite en (m²).

V : vitesse d'écoulement en (m/s).

Pour une vitesse économique $V = 1$ m/s ; on détermine les diamètres théoriques des canalisations qui est donnés par la formule suivante :

$$D = \sqrt{(4Q) / (\pi \cdot 1)}$$

☞ *Tableau X.1* : Des diamètres, des débits.

Tronçon	Débit calculé Q (l/s)	Diamètre calculé (l/s) (mm)	Diamètre choisi (l/s) (mm)
1-2	1.44	42.83	50

Exemple de calcul :

☞ *Tableau X.2* : Des pertes de charges.

conduite	tronçon	longueur	Diamètre (mm)	Coefficient de rugosité $k = 0,03$ mm	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Coeffic Perte charge λ (abaque)	Perte charge (mm)	Perte charge total (m)
1	1-2	21	50	0,03	1.44	1.0	0,040	0,0407	0,856

☞ **Tableau X.3:** Des diamètres, des débits.

Nœud N°	Débit (l/s)	Cote (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (mce)
N1	1.44	99,21	129,21	30,00
N2	1.44	99,55	128,35	28,8

- Cote piézométrique :

N1 : $30 + 99,21 = 129,21(m).s$

N2 : $129,21 - 0,856 = 128,35 (m).$

Pression : $128,35 - 99,55 = 28,8 (m).$

- Ligne piézométrique H :

C'est la limite d'ascension de l'eau qui est entraînée par une pression quelconque, cette limite est atteinte avec énergie cinétique nulle.

La cote piézométrique est donnée par l'expression suivante

$$H = P + Z$$

Z : cote altimétrique de l'eau

P : pression entraînée en m c E

H : cote piézométrique

- Pression :

C'est une grandeur physique qui s'exerce sur un liquide dans une conduite pour lui apporter l'énergie nécessaire qui permet de vaincre les différentes pertes de charges rencontrées dans cette conduite

Pression nécessaire au point de piquage

Les normes exigent que la pression minimale pour le fonctionnement normal d'un

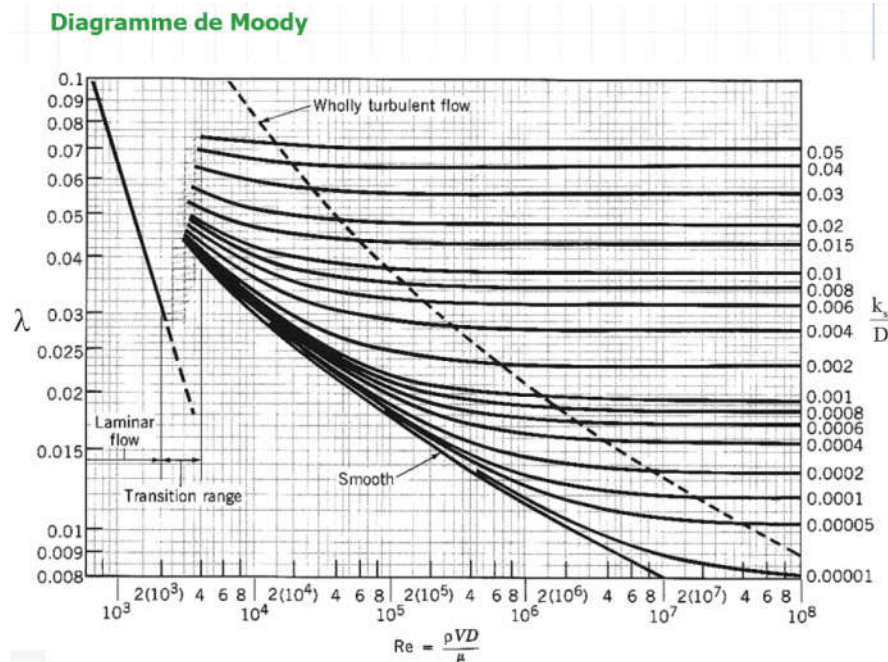
chauffe-bain	5 mce
Robinet de puisage	2 mce

$$5 \text{ mce} \leq P \leq 40 \text{ mce}$$

mce ou mH₂O: mètre colonne d'eau

$$1\text{mce} = 9806.7 \text{ Pa}$$

$$= 0.09867 \text{ ba}$$



Pour l'eau : à (20°C)

$$\rho = 998,2 \text{ kg.m}^{-3}$$

$$\mu = 1002 \cdot 10^{-6} \text{ Pas}$$

$$Re = \rho \cdot V_{\text{moy}} \cdot D / \mu$$

V_{moy} : la vitesse moyenne

Si : $V_{\text{moy}} = 0,96 \text{ m/s}$ et $D = 50 \text{ mm}$ et $K = 0,03 \text{ mm}$

$$Re = 998,2 \times 1 \times 50 \cdot 10^{-3} / 1002 \cdot 10^{-6}$$

$$Re = 998,2 \times 1 \times 50 \cdot 10^{-3} / 1002 \cdot 10^{-6} = 4,981 \cdot 10^4$$

$$K/D = 0,0006$$

A partir de l'abaque : $\lambda = 0,040$

X. 4. Caractéristiques des conduites de distribution :

Les conduits de notre réseau sont en matière plastique PVC

X.4.1. Les avantages des canalisations en PVC :

Les tuyaux en PVC sont très simples, maniables, légers, d'une grande facilité de pose, en outre leur faible poids, leur résistance aux pressions, au gel, aux corrosions leur capacité transport supérieur à celle des tuyaux de même diamètre constitués par d'autres matériaux

X.4.2. Les accessoires du réseau de distribution :

■ Les vannes :

Ils permettent le réglage de débit et l'isolement des divers tronçons du réseau pour effectuer des réparations en répartitions en cas de rupture

▀ Les bouches d'incendie et arrosage :

Les bouches d'incendies et d'arrosage exigent un diamètre de 100 ou 150 mm installées aux bordures des trottoirs Le rayon ne dépasser 300m

▀ Les tés et les coudes :

Pour permettre la prise des conduites secondaires, principales, et pour changement des directions.

▀ Les cones de raccordement (réducteurs)

Pour raccordement des tuyaux des différents diamètres

– Vidanges

Il se trouve aux points bas des canalisations. Ils servent à nettoyer le réseau d'alimentation.

– Fourreaux :

À la droite de traversées de la chaussée, la canalisation est protégée par un fourreau constitué par des buses de diamètre supérieur à celle des canalisations

X.4.3.Choix des conduites :

Toutes les conduites du réseau que réseau que nous avons projeté sont en P.V.C. Vue leur résistance à la corrosion et au courant électrique et leurs disponibilités sur le marché.

X.4.4. Pose des conduites :

La pose de conduites se fait dans une tranchée sous la chaussé avec :

La hauteur de recouvrement au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation soit de 60 cm au minimum.

Le lit de sable soit de 10cm d'épaisseur minimale

Remblais soit damé jusqu'à la génératrice du tuyau

Et prévoir un grillage avertisseur autour de la canalisation pour éviter les dégradations lors des grands travaux.

X.5.Conclusion:

Dans ce chapitre on a fait un étude de l'adduction à l'eau potable (AEP) pour pouvoir servir le bâtiment en eau potable.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis d'assimiler les différentes méthodes et techniques de calcul d'une structure d'un bâtiment, ainsi que les aménagements nécessaires à l'exploitation de ce bâtiment à savoir : les voiries et les différents réseaux.

Les Conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumés dans les points suivants :

- le pré-dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse.
- la partie dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure.
- Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception le calcul de la structure.
- le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.
- l'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel ETABS, SOCOTEC et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour l'ETABS, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation ainsi que de la bonne exploitation des résultats.
- Les aménagements extérieurs tels que les voiries, et les différents réseaux (VRD), sont des compléments très importants qui permettent la bonne exploitation des ouvrages.
- l'utilisation des logiciels de CDAO tel que les logiciels AUTOCAD et COVADIS permet non seulement la diminution du temps de l'étude, mais aussi la bonne présentation et visualisation des plans.

En fin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer et de les enrichir par des nouvelles tels que les logiciels ETABS et COVADIS qui sont très pratiques pour le calcul des projets de génie civil.

L'étude de ce projet nous a permis d'assimiler les différentes méthodes et techniques de calcul d'une structure d'un bâtiment, ainsi que les aménagements nécessaires à l'exploitation de ce bâtiment à savoir : les voiries et les différents réseaux.

Les Conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumés dans les points suivants :

- le pré-dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse.
- la partie dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure.
- Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception le calcul de la structure.
- le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.
- l'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel ETABS, SOCOTEC et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour l'ETABS, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation ainsi que de la bonne exploitation des résultats.
- Les aménagements extérieurs tels que les voiries, et les différents réseaux (VRD), sont des compléments très importants qui permettent la bonne exploitation des ouvrages.
- l'utilisation des logiciels de CDAO tel que les logiciels AUTOCAD et COVADIS permet non seulement la diminution du temps de l'étude, mais aussi la bonne présentation et visualisation des plans.

En fin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer et de les enrichir par des nouvelles tels que les logiciels ETABS et COVADIS qui sont très pratiques pour le calcul des projets de génie civil.

Partie bibliographique

Bibliographie

- [1] : Règles parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003** DTR-BC-248.
- [2] : Cours de béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES 2000.
- [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] : Cours de VRD
- [12] - Guide pratique des VRD et aménagement extérieurs, GERARD Karsenty, édition Eyrolles 2004
- [13] - Hydraulique urbain tome II, ANDRE DUPONT édition Eyrolles, 1979
- [14] - Hydraulique générale et appliquée, M. CALLIER édition Eyrolles 1979
- [15] - Terrassement espaces verts, V.R.D, RENE BAYONI 1986