

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

*Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj*

*Faculté des Sciences et de la technologie*

*Département Génie Civil*

# *Mémoire*

*Présenté pour obtenir*

LE DIPLOME DE MASTER

**Spécialité : Structure**

**Par :**

- Alloune Zine eddine
- Derrardja Bilel

*Intitulé*

**Étude d'un bâtiments R+7 en Béton armé a usage  
d'habitation contreventé par voiles et portiques**

*Évalué le :30/05/2024*

*Par le Jury composé de :*

**Président :** Mr.Lazher Loumachi

**Examineur 1 :** Mr.Djoudi Larbi

**Encadreur :** Mr.Nabil.Abdmeizan

**Examineur 2 :**Mr.Nacer Logzit

*Année Universitaire :2023 / 2024*

# *Remerciement*

*Nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir aidés à mener à bien ce travail, en nous protégeant et en nous donnant la santé, la force et le courage qui nous ont permis de l'achever au temps qui nous était déterminé.*

*Nous exprimons notre profonde gratitude au « **Dr.Nabil Abdemezian** », notre encadreur, qui nous a suggéré ce sujet et qui nous a guidés et conseillés tout au long de sa réalisation.*

*Nous remercions nos professeurs qui nous ont transmis leurs connaissances et leurs compétences durant nos études universitaires.*

*Nous remercions Messieurs (et mesdames) les membres du jury qui ont bien voulu être présents avec nous pour l'évaluation de notre mémoire.*

*Enfin, c'est avec une immense émotion que nous remercions nos parents pour leur amour inconditionnel et leur soutien tout au long de notre parcours.*

## *Dédicace*

*Avec un immense bonheur et une profonde reconnaissance, nous dédions ce travail aux familles « ALLOUNE et DERRARDJA »*

*À nos chers parents, piliers de notre existence et sources d'inspiration inépuisable, merci d'avoir illuminé notre chemin de votre soutien indéfectible. Votre foi en nous a été la force qui nous a permis de réaliser nos rêves et de franchir chaque obstacle.*

*À nos frères et sœurs, complices de vie et compagnons de route, merci pour les rires partagés, les encouragements constants et les précieux conseils. Votre présence bienveillante à nos côtés a été un trésor inestimable tout au long de notre parcours.*

*À tous nos proches et amis, qui ont ponctué notre vie de leur chaleur et de leur affection. Votre soutien et votre amitié sincère ont été des sources de motivation et de réconfort inestimables.*

*Enfin, en nous adressant à tous ceux qui ont contribué à ce travail de près ou de loin, nous disons tout simplement que cette dédicace est un témoignage de notre gratitude éternelle envers chacun d'entre vous. Vous avez joué un rôle essentiel dans notre vie et dans la réalisation de ce travail. Que nos liens perdurent et que notre amour continue de grandir au fil des années.*

## ملخص

هذا العمل يقدم دراسة مفصلة لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي وسبعة طوابق يقع في ولاية برج بوعريريج. تصنف هذه المنطقة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب النظام الزلزالي الجزائري RPA99 نسخة 2003

لإجراء الحسابات والتحقق من الخرسانة المسلحة المعدلة (RPA99V2003,BAEL91/99) تم استخدام استخدمنا برنامج ROBOT VERSION 2014 لضمان صحة الدراسة الديناميكية للمبنى وتحديد الأحمال المختلفة (الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال الزلزالية). يوفر الإطار المرتبط بجدران القص الخرسانية المسلحة مقاومة للرياح. تضمن جدران القص المحيطية تثبيت المبنى، بينما يعتمد الأساس الرادع على دعم الأحمال وتوزيعها على التربة.

## الكلمات المفتاحية :

مبنى سكني

منطقة زلزالية 2014، ROBOT VERSION، BAEL91/99، RPA99V2003، خرسانة مسلحة،  
لوائح مقاومة الزلازل الجزائرية IIa

## **Abstrat**

This work presents a detailed study of a residential building (G+7) located in the Wilaya of Bordj Bou Arreridj. The region is classified as seismic zone IIa according to the Algerian earthquake-resistant regulations RPA99 version 2003. For the calculations and verifications of the modified reinforced concrete (RPA99V2003 and BAEL91/99), we used ROBOT VERSION 2014 software to ensure the validity of the building's dynamic study and to determine the various loads (dead loads, live loads, and seismic loads). The portico frame associated with the reinforced concrete shear walls provides wind bracing. The peripheral shear walls ensure the anchoring of the building, while the adopted raft foundation supports and distributes the loads on the soil.

## **Keywords:**

G+7 residential building, Reinforced concrete, RPA99V2003, BAEL91/99, ROBOT VERSION 2014, Seismic zone IIa, Algerian earthquake-resistant regulations.

## **Résumé**

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment résidentiel R+7 situé dans la wilaya de Bordj Bou Arréridj. La région est classée en zone sismique IIa selon la réglementation parasismique algérienne RPA99 version 2003. Pour les calculs et les vérifications du béton armé (RPA99V2003 et BAEL91/99), nous avons utilisé le logiciel ROBOT VERSION 2014 afin d'assurer la validité de l'étude dynamique du bâtiment et de déterminer les différentes charges (charges permanentes, charges d'exploitation et charges sismiques). Le portique associé aux murs en béton armé assure le contreventement. Les voiles périphériques assurent l'ancrage du bâtiment, tandis que le radier de fondation adopté permet de supporter les charges et de les répartir sur le sol.

## **Mots-clés:**

Bâtiment résidentiel R+7, Béton armé, RPA99V2003, BAEL91/99, ROBOT VERSION 2014, Zone sismique IIa, Réglementation parasismique algérienne.

# SOMMAIRE

Introduction Générale

<b>Chapitre I : Présentation Du projet et Pré- dimensionnement</b>	
Introduction .....	14
I-Présentations Du projet.....	14
I-1-Description de l'ouvrage .....	14
I-1-2-Caractéristiques géométriques de la structure .....	14
I-1-3-Les données du site .....	17
I-1-4Règlements et normes utilisés.....	17
I-1-5-Les logiciels utilisés .....	17
II-Pré-dimensionnement des éléments .....	18
II-1-Evaluation des charges et des surcharges .....	26
II-2-La dégression des charges (DTR.B.C article63).....	28
II-3-Poteau Central.....	32
II-3-1-Vérification .....	33
II-3-2-Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité .....	36
II-3-3-Vérification les conditions de RPA: .....	38
III-Conclusion .....	40
<b>Chapitre II : Etude des éléments secondaires</b>	
Introduction .....	42
I- L'acrotère.....	42
I-1-1-Calcul des sollicitations .....	42
I-1-2-Ferraillage de l'acrotère.....	44
II- Les escaliers.....	45
II-1- Pré-dimensionnement .....	46
II-2-Shéma statique .....	47
II-3-Combinaison des sollicitations .....	47
II-4-Digramme de moment.....	48
II-5- Digramme de effort tranchant.....	49
II-7-Etude de poutraile .....	55
A- Flexion .....	56
B-torsion.....	57

III-Les Balcon.....	60
III-1- Pré-dimensionnement.....	61
III-2- Evaluation de charge .....	62
III-3-Calcul solution .....	62
IV-Etude de Plancher .....	63
IV-2-type de plancher .....	63
IV-3-Méthode forfaitaire .....	64

### **Chapitre III :Etude dynamique et Sismique**

Introduction.....	68
I-Objectifs de l'étude dynamique.....	68
II-Choix de la méthode de calcul.....	68
II-1-Classification des zones sismiques.....	68
II-2- System de contreventement.....	69
II-3-Résultat d'analyse modale.....	70
III-Vérification réglementaire.....	72
IV-Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	80
Conclusion.....	83

### **Chapitre IV : Ferrailage Des Eléments Structuraux**

Introduction.....	85
I-Etude des poteaux .....	85
II-Etude des poutres .....	90
III-Etude des Voiles .....	95
Conclusion.....	102

### **Chapitre V: Etude de l'infrastructure**

I-Etude des fondations.....	104
II-Étude des longrines.....	114
Conclusion.....	117

### **Chapitre VI : Etude de Prix**

I-Calcul volume de béton.....	121
II-Devis quantitatif et estimatif.....	133
Conclusion.....	134

## **LISTE DES FIGURES**

### **Chapitre I : Présentation Du projet et Pré- dimensionnement**

FigureI.1 : Plancher à corps creux 16+5.....	19
FigureI.2 : Section en T.....	20
FigureI.3 : section d'une poutre.....	21
FigureI.4 : les éléments d'un escalier.....	23
FigureI.5: ascenseur.....	25
FigureI.6: pré-dimensionnement d'acrotère.....	26
FigureI.7 : coupe sur plancher terrasse inaccessible.....	27
FigureI.8: coupe sur plancher étages courants.....	27
FigureI.9 : coupe sur (porte à faux) Dalles pleines étages courants.....	28
FigureI.10: coupe sur (porte à faux ) Dalles pleines terrasse inaccessible.....	28
FigureI.11: l'acrotère.....	29
FigureI.12 :coupe sur cloisons extérieur.....	30

### **Chapitre II: Etude des éléments secondaires**

FigureII.1: les différents coupes de l'acrotère .....	42
FigureII.2: Ferrailage de l'acrotère .....	45
FigureII.3: Schéma statique d'escalier .....	46
FigureII.4: Schéma d'escalier sous charges .....	47
FigureII.5: Schéma de Combinaison de charge .....	48
FigureII.6: Coupe transversale de paillasse .....	49
FigureII.7: Ferrailage des escaliers .....	55
FigureII.8: Ferrailage de la poutre palière .....	60
FigureII.9: vue en plan des balcons .....	61
FigureII.10: Ferrailage des balcons .....	64
FigureII.11: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type .....	65
FigureII.12: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type.....	66

### **Chapitre III :Etude dynamique et Sismique**

FigureIII.1: Structure finie avec définition des étages sur Robot.....	69
FigureIII.2 : voiles de la structure.....	70

FigureIII-5 :(mode3) rotation suivant l'axe z-z.....	72
Figure III-6-Valeurs des déplacements inter-étages Sens X.....	80
Figure III-7- Valeurs des déplacements inter-étages Sens Y.....	80
Figure III-8- Specter de réponse .....	81
Figure III-9- Note Calcul Complete .....	82

#### **Chapitre IV : Ferrailage Des Eléments Structuraux**

FigureIV-1 : zone nodale. ....	88
FigureIV-2 : ferrailage Poteau 45x45.....	89
FigureIV-3: ferrailage poteau 40x40.....	89
FigureIV-4: Ferrailage PP 30/40 .....	93
FigureIV-5: Ferrailage PP 30/45 .....	93
FigureIV-6: Ferrailage PS 30/35.....	94
FigureIV-7:-ferrailage de voile .....	100
FigureIV-8:-ferrailage des voiles.....	101
FigureIV-10:-Shema de ferrailage semel.....	109

#### **Chapitre V : Etude de l'infrastructure**

FigureV-6: les dimensions en élévation des semelles.....	109
FigureV-7: schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau.....	109
FigureV-8 : Schéma de ferrailage de longrine.....	116

## Liste des Tableaux

### **Chapitre I : Presentation Du projet et Pré- dimensionnement**

TableauI-1: Caractéristiques géométriques du bâtiment .....	14
TableauI-2: la descente des charges d'une terrasse inaccessible .....	27
TableauI-3: la descente des charges étages courants .....	28
TableauI -4: la descente des charges dale pleines étages courants .....	28
TableauI -5: la descente des charges (porte à faux) terrasse inaccessible .....	29
TableauI-6 : la descente des charges cloisons extérieurs .....	30
TableauI -7: la descente des charges Cloisons intérieure... ..	30
TableauI-8: la descente des charges d'un palier de repos. ....	31
TableauI -9: la descente des charges des volées..... ..	31
TableauI -10: la descente des charges d'un ascenseur .....	32
TableauI -11: la dégression des charges .....	32
TableauI -12: la descente des charges d'un poteau central..... ..	36
TableauI-13 : Les valeurs de Nu.....	36
TableauI -14: Vérification les poteaux à la compression simple.....	37
TableauI-15: Récapitulatif de la descente des charges sur le Poteau le plus sollicité.....	39

### **ChapitreII: Presentation Du projet et Pré- dimensionnement**

TableauII-1: Moments est efforts normaux de l'acrotère .....	43
TableauII.2: Ferrailage de paillasse à ELU .....	51
Tableau II-3 : Ferrailage des balcons.....	64

### **Chapitre III : Etude dynamique et Sismique**

TableauIII. 1 : Tableau récapitulatifs. ....	70
TableauIII.2: Coefficient d'accélération de zone A. ....	72
TableauIII..3:valeurs du coefficient de comportement R.....	73
TableauIII.4: Valeurs deT1 et T2. ....	74
TableauIII. 5 :Valeurs de $\varepsilon$ (%). ....	74
TableauIII..6:Coefficient d'accélération de zone A. ....	75
TableauIII.7: critèreq du facteur de qualité.....	76
TableauIII.8:Vérification de la résultante des forces. ....	77
TableauIII-9: verification d'effort normal réduit. ....	78

TableauIII.10: Moment de renversement.....	78
TableauIII.13 : Vérification à L'effet P- $\Delta$ . ....	81

#### **Chapitre IV: Ferrailage Des Eléments Structuraux**

TableauIV-1: Sollicitations dans les poteaux. ....	86
TableauIV-2: les armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives Aux prescriptions du RPA99/2003.....	88
TableauIV-3: Tableau récapitulatif ferrailage des poteaux.. ....	89
TableauIV -4: les sollicitations pour les poteaux.....	91
Tableau IV.5 : ferrailage des poutres.....	91
TableauIV.7 : Sollicitations des voiles.....	97
TableauIV-8 : Résumé de calcul des voiles.....	99
TableauIV-10 : Résumé de calcul du ferrailage.....	99

#### **Chapitre V: Etude de l'infrastructure**

TableauV-1 : les sollicitations pour les poteaux.....	105
TableauV-2 : récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées.....	108
TableauV-3 : les sollicitation.....	114

#### **Chapitre VI : Etude de Prix**

TableauVI-1 : Devis quantitatif et estimative... ..	133
---	-----

## Notation en majuscules

**A** : Aire d'une section d'acier.

**A'**: Section d'aciers comprimés

**Ar** : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme

**Aser** : Section d'aciers pour l'ELS

**Au** : Section d'aciers pour l'ELU

**Amin** : Section minimal

**B** : Aire d'une section de béton

**Br**: Section réduite

**CV** : Condition vérifié

**CNV** :Condition non vérifié

**D** : coefficient d'amplification dynamique

**E** : Module d'élasticité longitudinale

**ELS** : Etat limite de service

**ELU** : Etat limite ultime

**Ev** : Module de déformation différé du béton

**Ei** : Module de déformation instantané du béton

**Ej** : Module d'élasticité instantanée

**Es** : Module de d'élasticité de l'acier

**F**: Flèche due à une charge considérée( g,j,p)

**G**: Action permanente

**I**: Moment d'inertie

**If** : Moment d'inertie fictif

**K**: coefficient empirique sans dimension dit coefficient de Ritter-Mörsch

**L** : Longueur ou portée

**Lx** : La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine

**Ly**: La plus grande dimension dans un panne au en dalle pleine

**M** : Moment en général

**Ma** : Moment sur appui

**Mt** : Moment en travée

**Mu** : Moment de calcul ultime

**Mser** : Moment de calcul de service

**N** : Effort normal

**Nu** : Effort normal ultime

**Nser**: Effort normal en service

**P** : Charge concentrée

**Pp** : Poutre principale

**Ps**: Poutre secondaire

**Q** : Action variable quel que facteur de qualité

**R**: Rayon coefficient de comportement de la structure

**S** : Surface

**T** : effort tranchant, diamètre d'armature longitudinale moment de torsion

**T<sub>x</sub>** : période fondamentale dans le sens x-x

**T<sub>y</sub>** : période fondamentale dans le sens y-y

**W** : poids total de la structure

### **Notation en minuscule**

**a** : Longueur ; distance ; dimension

**b** : Largeur

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'arme d'une section

**d**: Hauteur utile

**e**: Excentricité , épaisseur , Enrobage

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier

**f<sub>cj</sub>**: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de jours

**f<sub>tj</sub>**: Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de jour

**f<sub>c28</sub>**: Résistances à la compression du béton calculé à 28 jours

**f<sub>t28</sub>**: Résistances de la traction du béton calculé à 28 jours.

**h<sub>0</sub>**: Epaisseur d'une membrure de béton

**h** : Hauteur totale d'une section de béton armé.

**i**: Rayon de giration d'une section

**j**: Nombre de jours

**k**: Coefficient en général

**l**: Longueur ou porté

**l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement

**r** : Rayon de courbure

**s<sub>t</sub>**: Espacement des armatures transversales

**t** : Période

**v** : Vitesse

**x** : Ordonnée

**z**: bras de Levier

## Minuscules grecques

**A**: Angle, coefficient sans dimension

**$\gamma$** : Coefficient partiel de sécurité , rapport des moments

**$\beta$** : Coefficient sans dimension ,coefficient de pondération

**$\varepsilon$** : Coefficient de réponse

**$\eta$** : Coefficient de fissuration relatif ,facteur de correction d'amortissement

**$\lambda$** : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension,  
rapport des dimensions

**$\mu$** : Coefficient sans dimension dit de perméabilité , moment réduit

**$\nu$** : Coefficient de poisson

**$\rho$** : Rapport de deux dimensions ,rapport de section d'armature à celle du béton

**$\sigma_{bc}$**  : Contrainte du béton comprimé

**$\sigma_{st}$** : Contrainte dans les aciers tendus

**$\pi$**  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (tau)

**$\xi$** : Pourcentage d'amortissement critique

## Symbols

**$\Delta$** : Variation ,rapport de deux déplacements horizontaux

**$\Sigma$** : Sommation

**$\emptyset$** : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudé

# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le domaine de l'architecture et du génie civil, la conception et la construction de bâtiments à usage d'habitation R+7 en zone sismique constituent un défi majeur. En effet, garantir la sécurité et la stabilité de ces structures face aux tremblements de terre exige une maîtrise approfondie des comportements structurels et une prise en compte minutieuse des contraintes sismiques.

L'Algérie, en raison de sa situation géographique et de son histoire sismique, impose des exigences particulières en matière de construction parasismique. La conception d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation dans ce contexte nécessite une analyse approfondie de plusieurs paramètres, tels que le niveau de sismicité de la zone, les caractéristiques géotechniques du sol, la configuration architecturale du bâtiment et le choix du système de contreventement adéquat.

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans cette démarche en s'attachant à l'étude approfondie d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation, présentant une configuration en plan irrégulière. L'objectif principal est de dimensionner et de valider la structure du bâtiment pour garantir sa résistance aux sollicitations sismiques attendues, en conformité avec les réglementations en vigueur en Algérie.

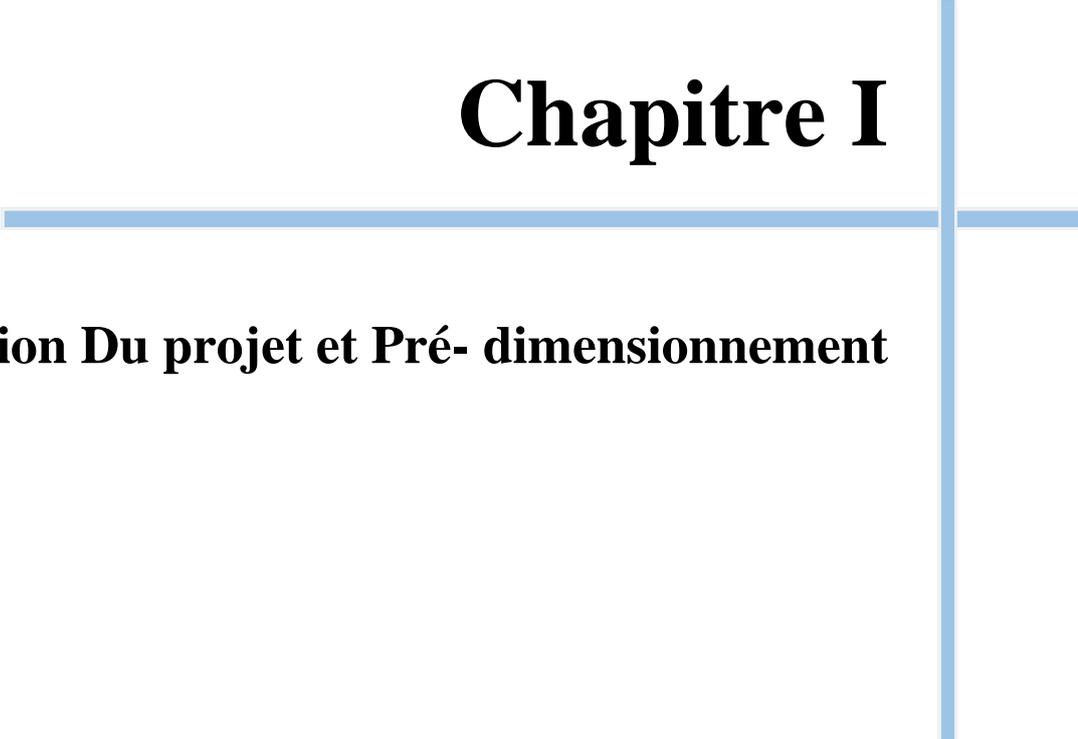
L'étude se déroulera en cinq phases distinctes :

1. Présentation du projet et description de l'ouvrage: Cette première phase consistera à présenter le contexte du projet, les objectifs visés et les caractéristiques architecturales et structurelles du bâtiment R+7.
2. Prédimensionnement des éléments et descente des charges: La deuxième phase s'appuiera sur les principes de la mécanique des structures pour effectuer le prédimensionnement des éléments porteurs du bâtiment (poutres, poteaux, voiles, etc.) et déterminer les charges qui leur seront appliquées.
3. Étude des éléments secondaires: Cette phase portera sur l'étude détaillée des éléments secondaires du bâtiment, tels que les escaliers, les balcons, les acrotères, les dalles pleines et les ascenseurs.
4. Étude dynamique et sismique: La phase finale du projet consistera à réaliser une étude dynamique et sismique approfondie du bâtiment. Cette étude permettra de déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure et les sollicitations sismiques dans les éléments porteurs, en utilisant un modèle sur robot et des logiciels de calcul spécialisés.

5. Ferrailage des éléments structuraux et infrastructures: Cette phase cruciale se concentrera sur le dimensionnement et le ferrailage précis des éléments structuraux et des infrastructures du bâtiment, tels que les fondations, les poteaux, les poutres, les dalles et les voiles. L'objectif est de garantir la résistance et la durabilité de ces éléments face aux sollicitations statiques et sismiques, en conformité avec les normes de construction en vigueur.
6. Etude de Prix : Dans cette étude, nous nous pencherons sur les fluctuations des prix dans le secteur du bâtiment, tant résidentiel que commercial. Comprendre ces variations est crucial pour les investisseurs, les professionnels de l'immobilier et les décideurs politiques. Nous examinerons les facteurs clés qui influent sur les prix des biens immobiliers, tels que l'offre et la demande, les coûts de construction, les tendances économiques et les politiques gouvernementales. En analysant ces éléments, nous pourrons mieux appréhender les dynamiques du marché immobilier et formuler des stratégies pour répondre aux besoins changeants des consommateurs et des entreprises.

L'ensemble de ces analyses permettra de valider la conception du bâtiment R+7 et de s'assurer de sa capacité à résister aux sollicitations sismiques attendues, garantissant ainsi la sécurité des occupants et la pérennité de l'ouvrage.

# **Chapitre I**



**Présentation Du projet et Pré- dimensionnement**

## Introduction

La réussite d'une étude en génie civil repose fondamentalement sur la compréhension approfondie des caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation. Ces connaissances sont essentielles pour garantir la stabilité, la durabilité et la sécurité des structures conçues. Ainsi, ce premier chapitre se consacre à l'examen minutieux de ces caractéristiques, jetant les bases nécessaires à une conception solide et efficace. En explorant les pré-dimensionnements, l'évaluation des charges et des surcharges, ainsi que les processus de dégression des charges, cette section jette les fondements d'une approche méthodique et rigoureuse pour la planification et la construction de projets de génie civil. Par conséquent, ce chapitre s'avère être un pilier indispensable dans la réalisation d'études de génie civil de qualité.

### I-Présentations Du projet

Le projet en cours d'étude est un bâtiment à usage résidentiel situé à Bordj Bou Arreridj, comprenant un rez-de-chaussée et sept étages. Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (zone II a) selon le RPA99 version 2003. Le bâtiment est catégorisé comme un ouvrage de groupe 2, correspondant à une structure d'importance moyenne, et il est conçu avec un système de contreventement mixte utilisant à la fois des portiques et des voiles.

#### I-1-Description de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à une étude de Génie Civil d'un bâtiment en béton armé de 07 niveaux à usage d'habitation. Chaque niveau du bâtiment (à partir du RDC) est composé de 04 logements de F3, L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier.

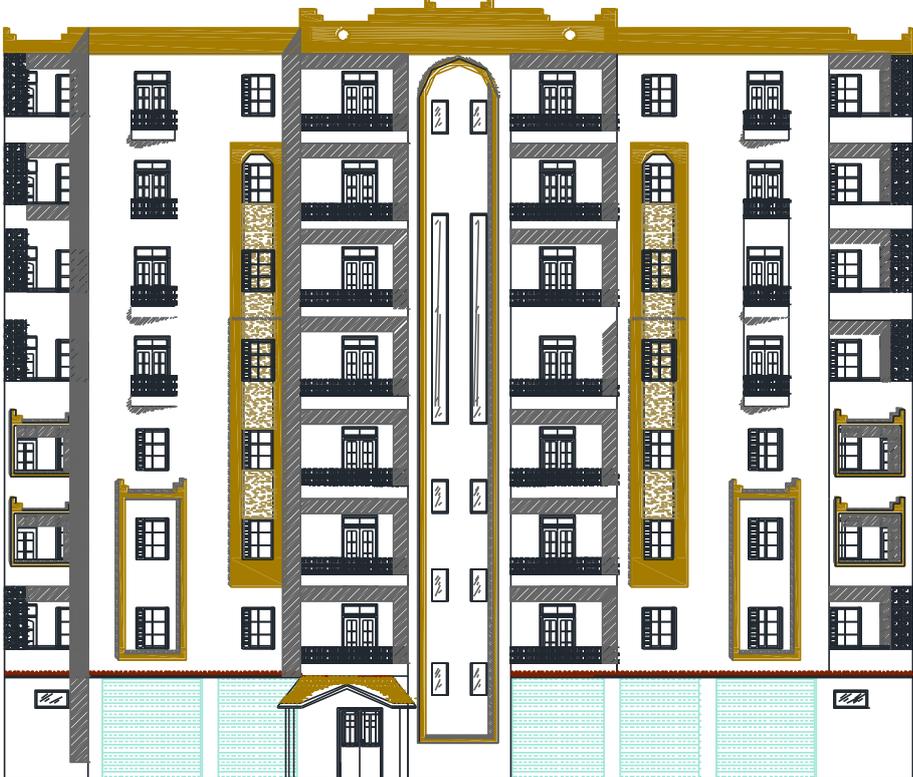
#### I-1-2-Caractéristiques géométriques de la structure

Longueur du bâtiment	32.43
Largeur du bâtiment	16.68
Hauteur des étages RDC	3.23
Hauteur des étages courants	3.06
Hauteur totale de bâtiment	24.65

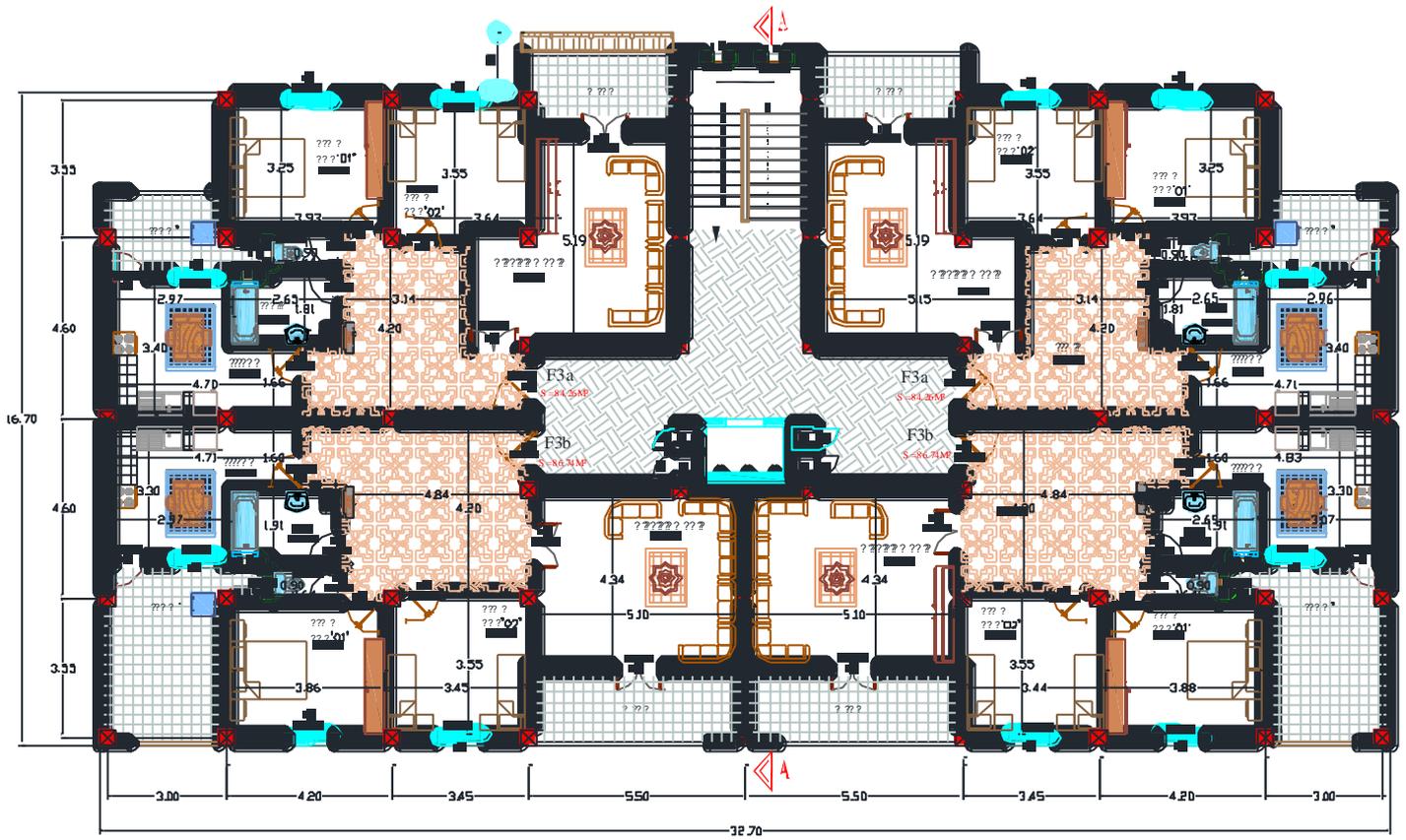
Tableau I. 1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment



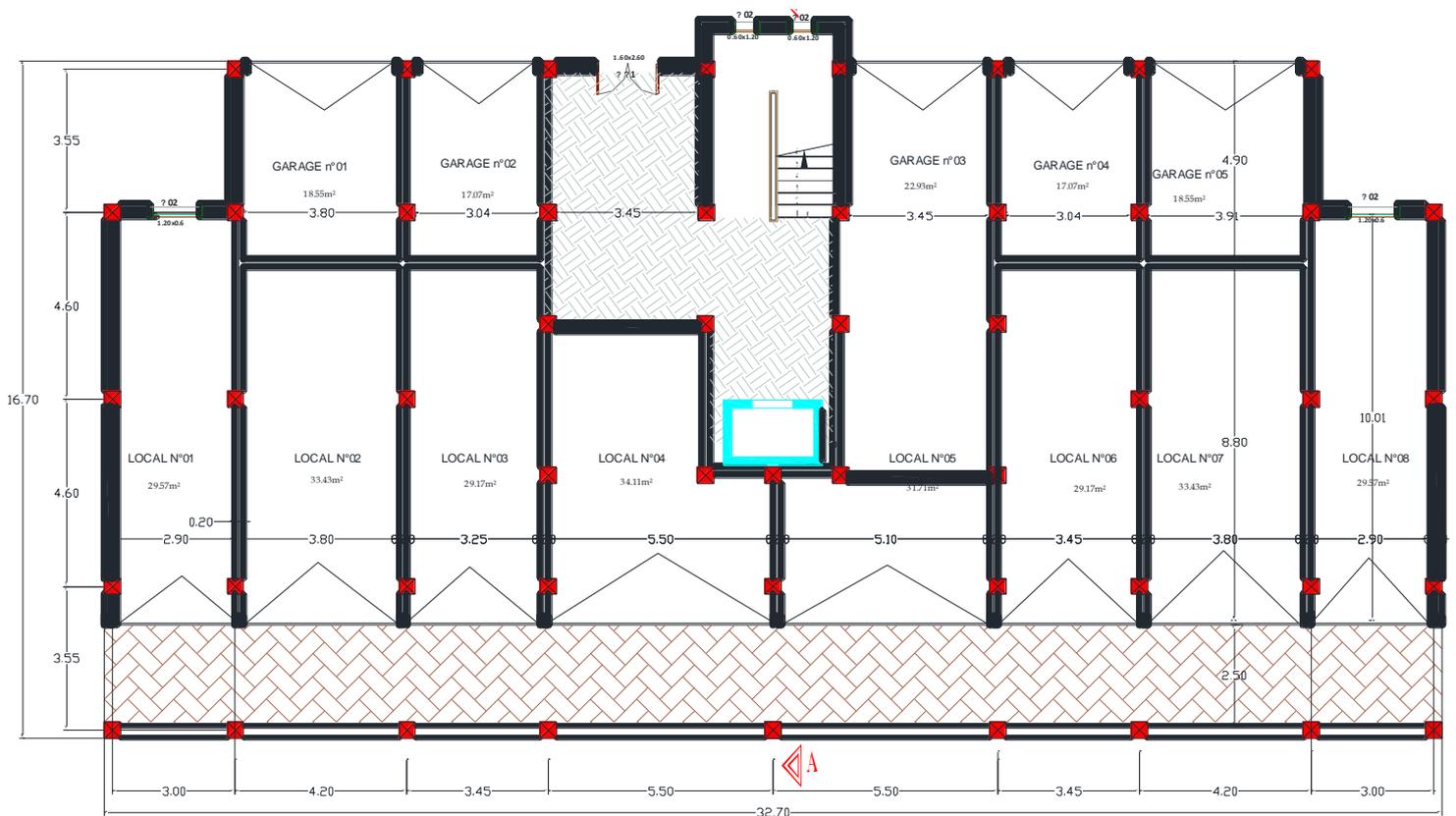
**Facade Principale R+7**



**Facade Posterior R+7**



Plan étage courant



Plan RDC

### **I-1-3-Les données du site**

L'étude du sol a été réalisée par le Laboratoire Mécanique de sol et Géotechnique(L.M.S.G) Bouziane à Bordj Bou Arreridj, les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol}=2,5\text{bar}$ .
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe à usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme meuble (S2).

### **I-1-4-Règlements et normes utilisés**

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ RPA99/version 2003.(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ CBA93.(Code du Béton Armé).
- ✓ DTRB.C.2.2.(Charges permanente et surcharges d'exploitation).
- ✓ BAEL91/version 99.(Béton Armé aux Etats Limites).
- ✓ DTRBC2.33.2.(Règles de calcul des fondations superficielles).

### **I-1-5-Les logiciels utilisés :**

- ✓ AUTOCAD 2021
- ✓ ROBOTBAT 2014

## **II-Pré- dimensionnement**

Le pré dimensionnement revêt une importance cruciale dans l'estimation des dimensions des divers éléments constituant une structure. Réalisé conformément aux normes techniques algériennes et celles que le CBA93, le BAEL91 et le RPA99 version 2003, cette phase initiale se présente le socle sur lequel repose la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage face aux sollicitations verticales et horizontales suivantes :[1]

#### **➤ Sollicitations verticales :**

Elles résultent des charges permanentes et des surcharges d'exploitation supportées par les planchers, poutrelles, poutres et poteaux, et sont finalement transmises au sol par les biais des fondations.

#### **➤ Sollicitations horizontales :**

Principalement induites par des forces sismiques, ces sollicitations nécessitent la mise en place d'éléments de contre ventement tels que les portiques, et par fois, elles peuvent être générées par les forces du vent.

## II-1- Pré -dimensionnement des éléments

### 1. Dimensionnement des Planchers :

#### a)-Plancher Corps creux:

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$  tel que :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

Avec:

$h_{cc}$  et  $h_{dc}$  : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité suivant le **BAEL91 Art B.6.8.424** :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$L_{max}$  : La plus grande portée entre nus dans le sens considéré.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

Donc notre cas :  $L_{max} = 390 \text{ cm}$ .

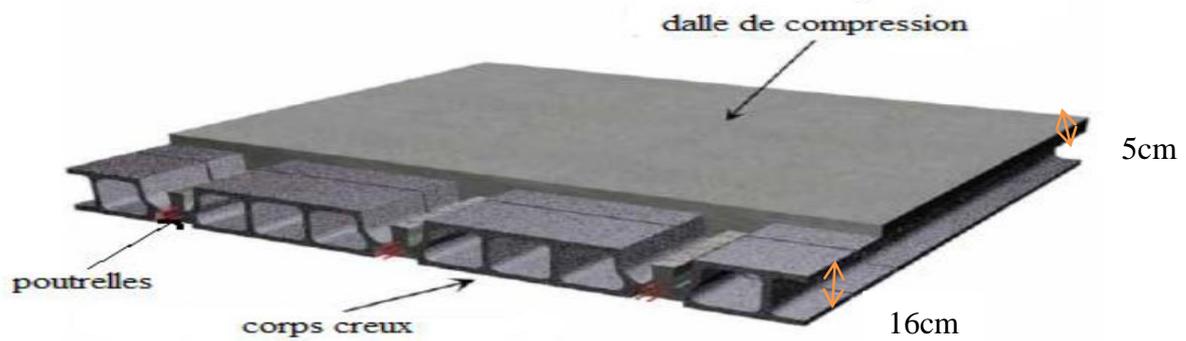
$$\frac{390}{25} \leq h_t \leq \frac{390}{20}$$

En prend le cas défavorable :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{390}{22.5} = 17,33 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de (16+5)  $\Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$

L'épaisseur de corps creux est de 16 cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 5cm.



**Figure I.1 : Plancher à corps creux 16+5**

### b)-Plancher Dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées  $l_x$  et  $l_y$ . On désigne par  $l_x$  la plus petite portée.

Le dimensionnement de l'épaisseur «e» de ce type de plancher dépend des critères suivants :

#### ✓ Critère de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \Rightarrow \text{Dalle travaille dans un seul sens} \Rightarrow \boxed{\frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_x}{30}}$$

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow \text{Dalle travaille dans les deux sens} \Rightarrow \boxed{\frac{L_x}{45} \leq h \leq \frac{L_x}{40}}$$

$L_x$ : La petite portée du panneau de la dalle  $\Rightarrow L_x = 100\text{cm}$ .

$L_y$ : La grande portée du panneau de la dalle  $\Rightarrow L_y = 365\text{cm}$ .

$$\boxed{\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{100}{365} = 0.27}$$

Donc la dalle travaille dans deux sens la dalle est uniformément chargée ce qui implique l'épaisseur de la dalle à partir du critère de rigidité :

$$\boxed{\frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{100}{35} \leq h \leq \frac{365}{30} \Rightarrow 2.85 \leq h \leq 12.16}$$

✓ **Critère de résistance au feu :**

$e \geq 7 \text{ cm}$ .....pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ .....pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 14 \text{ cm}$ .....pour trois heures de coupe-feu.

✓ **Critère d'isolation phonique :**

Selon les règles **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On constate que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant, avec une épaisseur minimale de  $e \geq 13 \text{ cm}$ .

Donc, pour les dalles pleines, nous optons pour une épaisseur de **15 cm**.

**2-Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont disposées suivant la plus petite portée et elles travaillent comme une section (T) soumise à la flexion simple. Servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

➤ **Détermination de la largeur de la table de compression :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

➤ **Détermination de  $b_0$  :**

La largeur de la nervure  $b_0$  est déterminée à partir de la condition suivante :

$$0,3ht \leq b_0 \leq 0,8ht$$

$$0,3(21) \leq b_0 \leq 0,8(21)$$

Avec:

$ht$  : Hauteur totale du plancher.

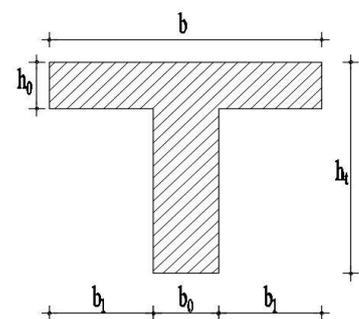


Figure I.2:Sectionen T

Donc la largeur variée entre  $6.3 \leq b_0 \leq 16.3$  Pour des raisons de construction, on prend  **$b_0 = 12 \text{ cm}$**

On suppose que:  $L_0 = 65 \text{ cm}$  (distance entre deux axes des deux poutrelles)

$$b_1 = \min\left(\frac{L_0 - b_0}{2}\right) \leq \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}$$

**Lx** : La distance entre nus de deux poutrelles.

**Ly** : la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$\mathbf{b1} = \min\left(\frac{L0-b0}{2}\right) \leq \frac{Lx}{2}; \frac{Ly}{10}$$

$$\mathbf{b1} = \min (65-12)/2 \leq 48/2, 270 /10)$$

$$b1 = \min (26.5 \leq 24.27)$$

Donc on prend **b1=24cm**.

Soit :  $b=2b1+b0$  Implique que:  $b=(2 \times 24) +12=60\text{cm}$

$$\mathbf{b = 60 \text{ cm}; b0=12\text{cm} ; h0= 05\text{cm} ; ht = 21\text{cm}}$$

## 2. Les poutres :

Les poutres Sont des éléments porteurs, horizontaux, pour supporter le plancher et transmettre les charges directement aux éléments verticaux (Poteaux).

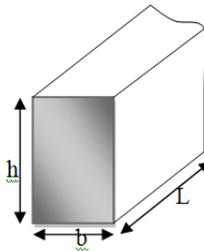


Figure I.3:section d'une poutre

La hauteur (h) d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante : (Règle de BAEL 91) :

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

Et la largeur (b) doit vérifier (**Règle de BAEL 91**) :

$$\mathbf{0,3h \leq b \leq 0,7h}$$

### A. Poutre Principale (longitudinale) :

$$\frac{L_{max}}{35} \leq h \leq \frac{L_{max}}{30} \quad \text{Tel que } \mathbf{L_{max}=550\text{cm.}}$$

$$\mathbf{36.6 \leq h \leq 55} \quad \text{donc en prend } \mathbf{h=45\text{cm.}}$$

La largeur de la poutre doit vérifier

$$\mathbf{0.3b \leq b \leq 0.7h}$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{donc en prend} \quad \mathbf{b=30cm}$$

Donc la section retenue pour la poutre Principale est **(30×45) cm<sup>2</sup>**.

**Conditions du RPA99 (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \mathbf{b=30} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \mathbf{h=45} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{h}{b} = \frac{45}{30} \leq 4 \quad \text{C.V}$$

### B. Poutre Secondaire (transversale):

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Tel que} \quad \mathbf{L_{max}=460cm}$$

$$30.66 \leq h \leq 46 \quad \text{donc en prend} \quad \mathbf{h=35cm}$$

La largeur de la poutre doit vérifier:

$$\mathbf{0,3h \leq b \leq 0,7h}$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{donc en prend} \quad \mathbf{b=30cm}$$

Donc la section et retenue pour la poutre Secondaire est **(30×35) cm<sup>2</sup>**.

**Conditions du RPA99 (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \mathbf{b=30} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \mathbf{h=35} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{h}{b} = \frac{35}{30} \leq 4 \quad \text{C.V}$$

### 3. Pré - dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé qui résistent aux charges horizontales (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après **Le RPA99 (version 2003) article 7.7.1** les voiles doivent satisfaire la condition

$$\alpha \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Pour les voiles simples}$$

$$L \geq 4a$$

Avec :

**a**: épaisseur des voiles (**a min=15 cm**)

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre d'étage = **323cm**

**L** : longueur du voile

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h<sub>e</sub>** et des conditions de rigidité, Dans notre cas

**he RDC=323cm                    a=16,15cm**

**he Etage courant=306cm    a=16,15cm**

Donc on adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **e=20cm**

**L<sub>min</sub>≥4a    D'où    L<sub>min</sub>≥80Cm**

#### 4. Pré -dimensionnement des Escaliers :

Les escaliers doivent garantir une circulation aisée pour une personne seule. Dans notre projet, nous avons un unique type d'escalier composé de deux volées séparées par un palier de repos.

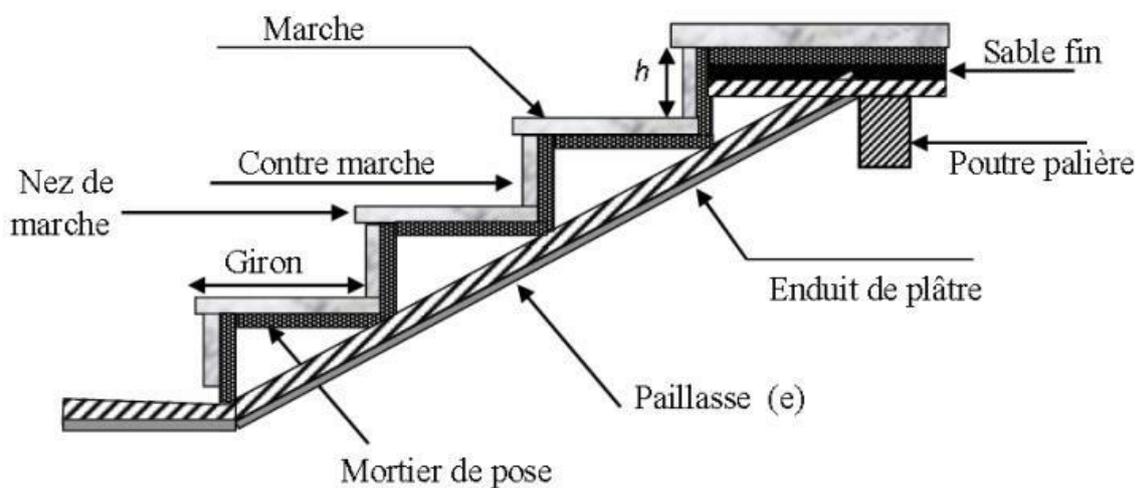


Figure I.4:les éléments d'un escalier

#### ✓ Dimensionnement

La conception d'un escalier repose sur les impératifs d'utilisation et de confort. Selon **J.F. Blondel**, "la longueur de pas d'une personne marchant à niveau est généralement de deux pieds, tandis que la hauteur du pas d'une personne montant à la verticale est d'un pied." Pour garantir les meilleures conditions de confort, il est nécessaire de vérifier les critères suivants :

La hauteur des contremarches (h) doit être comprise entre 14 et 18 cm.

La largeur (g) doit être entre 25 et 32 cm.

Selon la formule empirique de Blondel :  $2h + g = m$ , où m est compris entre 60 et 64.

Où:  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{h_0}{n}$  Avec :

**n** : nombre de contremarches.

**n-1**: Nombre de marches

**H** : la hauteur de la volée.

**L**: la longueur projetée de la volée.

**a) Escaliers du RDC et les étages (deux volées)**

$$H_{\text{rdc}} \text{ et } h_{\text{étage}} = 3.23\text{m.}$$

**Pour le 1er Volé :**

Calcul le nombre des marches et des contres marche :

$$\text{Si } g + 2h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

En remplace **g** et **h** dans (1)

$$\frac{L_0}{n-1} + 2 \frac{h_0}{n} = 64 \quad \Rightarrow \quad 64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$$

$$\text{On a : } L_0 = 3.15\text{m} , H_0 = 1.73 \text{ m}$$

$$0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1,73 + 3,15)n + 1,73 \times 2 = 0$$

On trouve les résultats suivants : **n=9 ; n-1=8**

- **Calcul le giron(g) et la hauteur d'une contremarche (h):**

On a :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{315}{8} = 39.37\text{cm}$$

$$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{173}{9} = 19.22\text{cm}$$

- **Epaisseur de la pailasse :**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$L_v = \sqrt{(L_0^2 + H_0^2)} \Rightarrow L_v = 3.59 \text{ m.}$$

$$L = L_v + L_p = 3.59 + 1,45 = 5.04\text{m.}$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \quad \Rightarrow \quad 16.8\text{cm} \leq e \leq 25.2\text{cm}$$

$e \geq 11 \dots \dots \dots$  pour 2 heures de coupe-feu

donc On prend **e = 17cm**

**Pour le 2ème Volé :**

Calcul le nombre des marches et des contres marche

Si  $g + 2h = 64\text{cm}$ ..... (1)

En remplace **g** et **h** dans (1)

$$\frac{L_0}{n-1} + 2 \frac{h_0}{n} = 64 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$$

On a :

$L_0 = 3.15\text{m}$  ,  $H_0 = 1.73\text{ m}$

$$0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1,73 + 3,15) n + 1,73 \times 2 = 0$$

On trouve les résultats suivants : **n=10 ; n-1=9**

- **Calcul le giron (g) et la hauteur d'un contre marche (h) :**

On a :  $g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{315}{8} = 39.37\text{cm}$

$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{173}{9} = 19.22\text{cm}$

- **Epaisseur de la paillasse :**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$L_v = \sqrt{(L_0^2 + H_0^2)} \Rightarrow L_v = 3,59\text{ m}$ .

$L = L_v + L_p = 3,59 + 1,45 \Rightarrow L = 5.04\text{m}$

$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow 16,8\text{cm} \leq e \leq 25.2\text{cm}$

$e \geq 11$ ..... pour 2 heures de coupe-feu

Donc On prend **e = 15cm**.

**5. Pré- dimensionnement d'ascenseur**

Dans Notre structure, on utilise un ascenseur pour **huit (08) personnes**

dont les caractéristiques suivantes :

- Longueur de l'ascenseur (L) : 210 cm.
- Largeur de l'ascenseur (l) : 140 cm.
- Hauteur de l'ascenseur (H) : 200 cm.
- Charge à la cuvette (Fc) : 145 kN.
- Charge à l'ascenseur (Pm) : 15 kN.

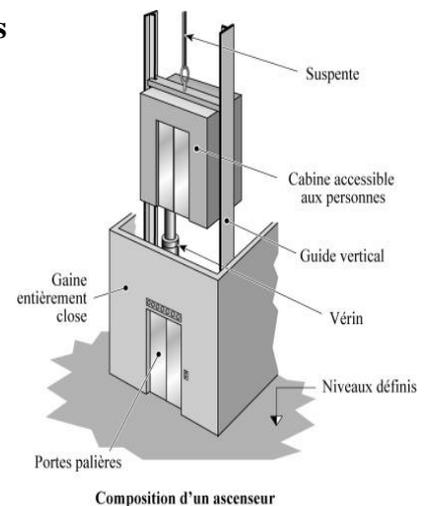


Figure I.5 : composition d'un ascenseur

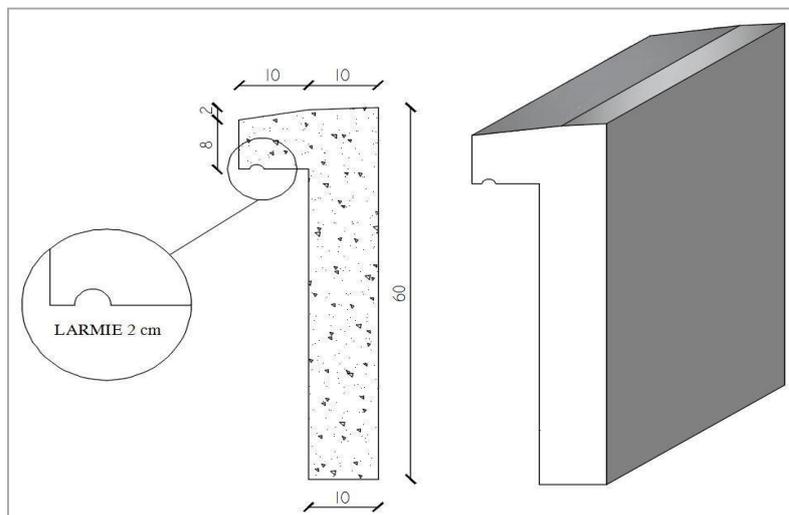
- Charge à la salle des machines (Dm) : 51 kN.

- Charge nominale : 630 kg

- Vitesse : 1.6 m/s.

## 6. Pré-dimensionnement d'acrotère

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Il est soumis à son propre poids (charge permanente G1) et à une charge d'exploitation uniformément répartie (charge utile Q) de 1 kN/m<sup>2</sup>.



Figurel.6: pré-dimensionnement d'acrotère

### ➤ Pour la Terrasse inaccessible

$$S = (0.6 \times 0.10) + (0.08 \times 0.10) + \frac{(0.02 \times 0.10)}{2} \rightarrow S = 0.069 \text{ cm}^2$$

**Charge permanente :  $G1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$ .**

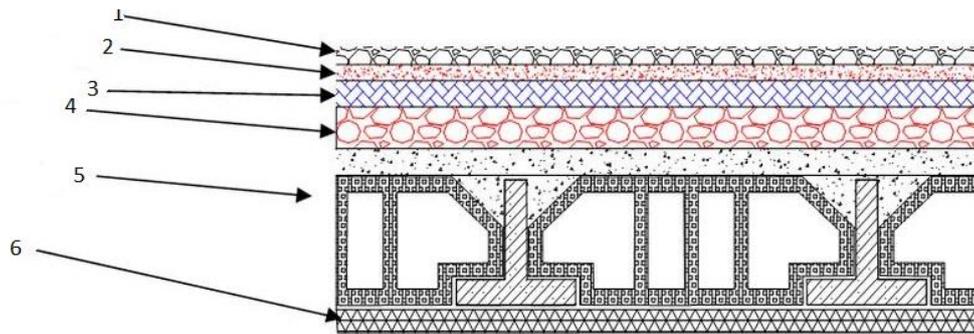
**Enduit de ciment :  $P = 0,60 + 0,10 + 0,10 + 0,08 + 0,10 + 0,50 = 1,48 \text{ m}$ .**

**$G2 = 20 \times 0,0165 \times 1,48 = 0,884 \text{ kN/ml}$**

**$G_{\text{acrotère}} = 1,725 + 48.90 = 2.21 \text{ KN/ml}$        $Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ KN/m}$**

## II-2-Évaluation des charges et des surcharges

### a) - Plancher terrasse inaccessible :

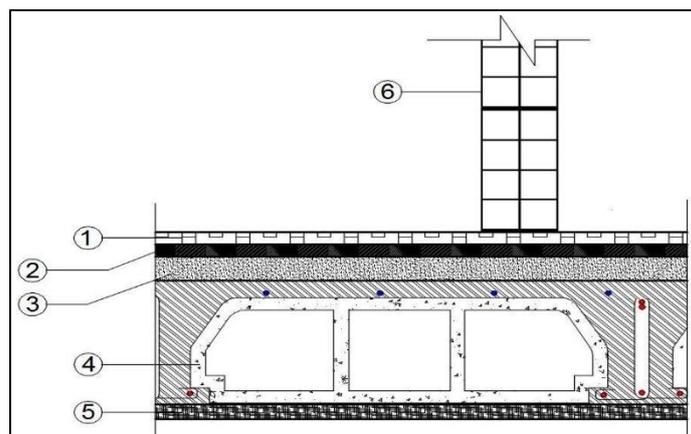


Figurel.7: coupe sur plancher terrasse inaccessible

Désignation	Epaisseurs E (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1-Protection en gravillon roulé.</b>	0,05	20	1,00
<b>2-Etanchéité multi couche.</b>	0,02	6	0,12
<b>4-Forme de pente.</b>	0,10	22	2,20
<b>3-Isolationthermique.</b>	0,04	4	0,16
<b>5-Planchercorpscroux 16+5.</b>	0,21	/	2,85
<b>6-Enduit en plâtre.</b>	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente</b>			<b>G=6,53 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=1 KN/m<sup>2</sup></b>

TableauI-2:la descente des charges d'une terrasse inaccessible

**b)- Plancher Etages courants :**



Figurel.8:coupe sur plancher étages courants

Désignation	Epaisseurs e(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.02	18	0.36
4. Plancher corps creux 16+5	0.21	/	2.85
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6. Cloisons légères (10 cm)	0.10	9	0.90
<b>Charge permanente</b>			<b>G=5,15 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q =1,5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau I -3:la descente des charges étages courants

## c)-Dalles pleines (porte à faux) :

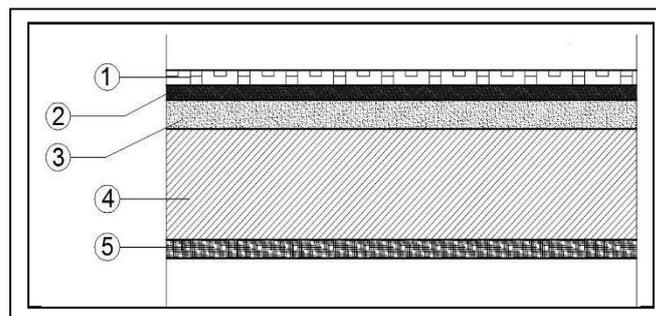


Figure I.9 :coupe sur (porte à faux)Dalles pleines étages courants

Désignation	Epaisseurs e(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1-Revêtementencarrelage.	0.02	22	0.44
2-Mortierdepose.	0.02	20	0.40
3-Lit de sable.	0.02	18	0.36
4-DalleenBéton Armée.	0.15	25	3.75
5-Enduiten ciment.	0.02	20	0.40
<b>Charge permanente</b>			<b>G=5,35 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=3,5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau I -4: la descente des charges dale pleines étages courants

**d)- Dalles pleines (porte à faux) terrasse inaccessible :**

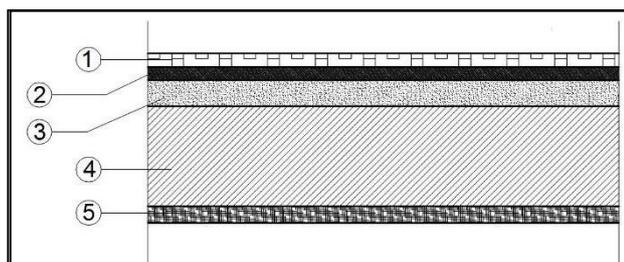


Figure1.10: coupe sur (porte à faux) Dalles pleines terrasse inaccessible

Inaccessibles Désignation	Epaisseurs e(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1-protectionen Gravillon roulé.	0.05	20	1.00
2-Etanchéité multicouche.	0.02	6	0.12
3-Forme de pente.	0.07	22	1.54
4-Isolation thermique.	0.04	4	0.16
5-Dalle en Béton Armée.	0.15	25	3.75
6- Enduit en plâtre.	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente</b>			<b>G =6,77 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q =1 KN/m<sup>2</sup></b>

TableauI -5: la descente des charges (porte à faux) terrasse inaccessible

**E)- Acrotère :**

Pour la Terrasse inaccessible :

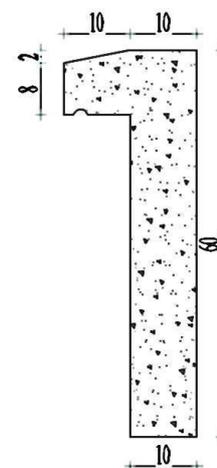
$$S=(0.6 \times 0.10) + (0.08 \times 0.10) + \frac{(0.02 \times 0.10)}{2} \Rightarrow S=0.069 \text{cm}^2$$

**Charge permanente : G1=25×0,069 =1,725kN/ml.**

**Enduit de ciment : P= 0,60+0,10+0,10+0,08+0,10+0,50 = 1,48m.**

**G2=20×0,0165×1,48 =0,884kN/ml**

**Gacrotère= 1,725+ 48.90=2.21KN/ml Qacrotère=1 KN/m**



FigureI.11:l'acrotère

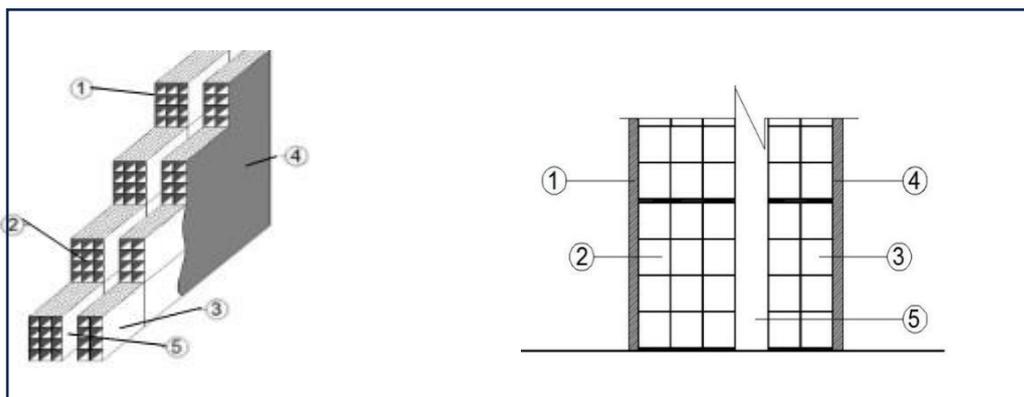
**F)- Maçonnerie :**

Figure I.12 :coupe sur cloisons extérieur

**Cloisons extérieurs :**

Désignation	Epaisseurs e(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2-Briques creuses	0.15	9	1.35
3-Briques creuses	0.10	9	0.90
4-Enduiten plâtre	0.02	10	0.20
5-Lame d'aire	0.05	/	/
<b>Charge permanente</b>			<b>G=2,81 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau I.6 : la descente des charges cloisons extérieurs

Avec 30% ouverture  $2,81 \times 0.7 = 1,96 \text{KN/m}^2$

**Cloisons intérieures :**

Désignation	Epaisseurs e(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduiten plâtre	0.02x2	10	0.40
2-Briques creuses	0.10	9	0.90
<b>Charge permanente</b>			<b>G=1,30 KN/m<sup>2</sup></b>

TableauI-7: la descente des charges Cloisons intérieure

**G)-Les escaliers :**

- Palier:

Désignation	Epaisseurs e(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1-Revêtement en carrelage.	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en Béton Armée.	0.15	25	3.75
5-Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G</b>			<b>=5,31 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>=2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau I -8: la descente des charges d'un palier de repos

- Volée :

Désignation	Epaisseurs e(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1-Revêtement en carrelage.	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Marche	0.17 /2	25	2.13
5-Paillasse	0.15	25	3.75
6-Enduit en ciment	0.02	18	0.36
7-Garde de corps	/	/	0.10
<b>Charge permanente</b>			<b>G=7,54 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau I-9: la descente des charges des volées

- H)- L'ascenseur :

Désignation	Epaisseurs e(cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
-------------	---------------------	---	--

<b>1-Dalle en Béton Armée.</b>	25	0.15	3.75
<b>2-Revêtement</b>	22	0.05	1.10
<b>3-Poids de la machine</b>		Fc/ S =145/3,80	38.16
<b>Charge permanente</b>			<b>G=43.01 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q =1KN/ m<sup>2</sup></b>

Tableau I -10:la descente des charges d'un ascenseur

**La dégression des charges (DTR.B.Carticle63) :**

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé:

Niveau	Dégression	Q[KN]
Sous 7 <sup>ème</sup> étage	Q0	<b>9.27</b>
Sous 6 <sup>ème</sup> étage	Q0+Q1	<b>18,287</b>
Sous 5 <sup>ème</sup> étage	Q0 +Q1+Q2	<b>45.71</b>
Sous 4 <sup>ème</sup> étage	Q0 +0,95(Q1+ Q2+Q3)	<b>70.40</b>
Sous 3 <sup>ème</sup> étage	Q0 +0,90(Q1+Q2 +Q3+Q4)	<b>92.32</b>
Sous 2 <sup>ème</sup> étage	Q0 +0,85(Q1+Q2 +Q3+Q4+Q5)	<b>111.52</b>
Sous 1 <sup>ère</sup> étage	Q0 +0,80(Q1+Q2 +Q3+Q4 +Q5+Q6)	<b>127.98</b>
<b>RDC</b>	Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7 QRDC)	<b>475.48</b>

Tableau I -11: la dégression des charges

**II-3- Poteau Central :**

- **La Surface afférente :**

$$S_{aff} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{aff} = (2.30 \times 2.10) + (2.10 \times 2.30) + (2.30 \times 1.725) + (1.725 \times 2.30)$$

$$S_{aff} = 17.58m.$$

- **Poids revenant à chaque plancher :**

$$G = q1 + q2 + q3.$$

$$Q0 = \text{voire tableaux II.2 et II.3.}$$

➤ **Niveau (terrasse inaccessible) :**

Poids du plancher :  $q_1 = S_{aff} \times G_{terrasse} = 17.58 \times 6,53$

$$\Rightarrow q_1 = 114,79 \text{Kn.}$$

Poids de la poutre principale:  $q_2 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff} \Rightarrow PP = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times (2,10 + 1,725)$ .

$$\Rightarrow q_2 = 12,89 \text{Kn.}$$

Poids de la poutre secondaire :  $q_3 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff} \Rightarrow PS = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (2,30 + 2,30)$ .

$$\Rightarrow q_3 = 13,8 \text{Kn.}$$

Charge permanente :  $G = q_1 + q_2 + q_3 \Rightarrow G = 146,22 \text{Kn.}$

Charge exploitation :  $Q = S_{aff} \times Q_0 = 17,58 \times 1 \Rightarrow Q = 17,58 \text{kn.}$

➤ **Niveau (étages courants):**

Poids du plancher :  $q_1 = S_{aff} \times G_{Ec} = 17,58 \times 5,15$

$$\Rightarrow q_1 = 90,53 \text{Kn.}$$

Poids de la poutre principale :  $q_2 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff} \Rightarrow pp = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times (2,10 + 1,725)$

$$\Rightarrow q_2 = 12,89 \text{Kn.}$$

Poids de la poutre secondaire:  $q_3 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff} \Rightarrow ps = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (2,30 + 2,30)$

$$\Rightarrow q_3 = 13,8 \text{Kn.}$$

Charge permanente :  $G = q_1 + q_2 + q_3 \Rightarrow G = 117,22 \text{Kn.}$

Charge exploitation :  $Q = S_{aff} \times q_0 = 17,58 \times 1,5 \Rightarrow Q = 26,37 \text{Kn}$

➤ **Planche de Rdc :**

Poids du plancher :  $q_1 = S_{aff} \times G_{terrasse} = 17,58 \times 6,53 \Rightarrow q_1 = 114,79 \text{Kn.}$

Poids de la poutre principale :  $q_2 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff} \Rightarrow PP = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times (2,10 + 1,725)$ .

$$\Rightarrow q_2 = 12,89 \text{Kn.}$$

Poids de la poutre secondaire :  $q_3 = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff} \Rightarrow PS = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (2,30 + 2,30)$ .

$$\Rightarrow q_3 = 13,8 \text{Kn.}$$

Charge permanente :  $G = q_1 + q_2 + q_3$  $\Rightarrow G = 141,48 \text{Kn.}$ Charge exploitation :  $Q = S_{aff} \times Q_0 = 17.58 \times 1$  $\Rightarrow Q = 17,58 \text{Kn.}$ 

Section	L'élément	G(kN)	Q (kN)
	<b>La terrasse</b>		
	Plancher : $6,53 \times 17.58$	114.7	
	Poutre principale : $5,525 \times 25 \times 0,45 \times 0,30$	18.64	
0-0	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10.50	
	Surcharge :		17.58
<b>Total</b>		<b>143.84</b>	<b>17.58</b>
	<b>Etage courant</b>		
	<b>Revenant 0-0</b>		
1-1	Plancher courant : $5,15 \times 17.58$	90.537	<b>17.58</b>

	Poutre principales : $5,525 \times 25 \times 0,45 \times 0,30$	18.64	
	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10.50	
	Poteau : $0,45 \times 0,45 \times (3,23 - 0,50) \times 25$	13.82	
	Surcharge :		27,43
<b>Total</b>		<b>277.33</b>	<b>45,71</b>
	<b>Revenant 1-1</b>		
	Plancher courant : $5,15 \times 17.58$	90.537	
	Poutres principales : $5,525 \times 25 \times 0,45 \times 0,30$	18.64	
	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10.50	
2-2	Poteau : $0,40 \times 0,40 \times (3,23 - 0,50) \times 25$	10.92	
	Surcharge :		27,43
<b>Total</b>		<b>407.92</b>	<b>73,14</b>
	<b>Revenant 2-2</b>		
	Plancher courant : $5,15 \times 17.58$	90.537	
	Poutres principales : $5,525 \times 25 \times 0,45 \times 0,30$	18.64	
	Poutre secondaire : $3,50 \times 25 \times 0,40 \times 0,30$	10.50	
3-3	Poteau : $0,40 \times 0,40 \times (3,23 - 0,50) \times 25$	10.92	

	Surcharge:		27,43
<b>Total</b>		<b>538.51</b>	<b>100,57</b>
	<b>Revenant3-3</b>	<b>538.51</b>	<b>100,57</b>
	Plancher courant:5,15× 17.58	90.537	
	Poutres principales:5,525×25×0,45×0,30	18.64	
4-4	Poutre secondaire: 3,50×25×0,40×0,30	10.50	
	Poteau: 0,40×0, 40×(3,23 – 0,50)×25	10.92	
	Surcharge:		27,43
<b>Total</b>		<b>669.1</b>	<b>128,00</b>
	<b>Revenant4-4</b>	<b>669.1</b>	<b>128,00</b>
	Plancher courant:5,15× 17.58	90.537	
	Poutre principales:5,525×25×0,45×0,30	18.64	
5-5	Poutre secondaire: 3,50×25×0,40×0,30	10.50	
	Poteau: 0,40×0, 40×(3,23 – 0,50)×25	10.90	

	Surcharge:		27,43
<b>Total</b>		<b>799.68</b>	<b>155,43</b>
	<b>Revenant5-5</b>	<b>799.68</b>	<b>155,43</b>
	Plancher courant:5,15× 17.58	90.537	
	Poutres principales:5,525×25×0,45×0,30	18.64	
6-6	Poutre secondaire: 3,50×25×0,40×0,30	10.50	
	Poteau: 0,40×0, 40×(3,23 – 0,50)×25	10.90	
	Surcharge:		27,43
<b>Total</b>		<b>930.26</b>	<b>188,86</b>
	<b>Revenant6-6</b>	<b>930.26</b>	<b>188,86</b>
	Plancher courant :5,15× 17.58	90.537	
	Poutres principales :5,525×25×0,45×0,30	18.64	
7-7	Poutre secondaire : 3,50×25×0,40×0,30	10.50	
	Poteau : 0,40×0, 40× (3,23 – 0,50)×25	10.90	
	Surcharge :		27,43

<b>Total</b>		<b>1064.471</b>	<b>216,29</b>
<b>8-8</b>	<b>Revenant 6-6</b>	<b>1064.471</b>	<b>216,29</b>
	Plancher courant : 5,15 × 17,58	90,537	
	Poutres principales : 5,525 × 25 × 0,45 × 0,30	18,64	
	Poutre secondaire : 3,50 × 25 × 0,40 × 0,30	10,50	
	Poteau : 0,40 × 0,40 × (3,23 – 0,50) × 25	10,90	
	Surcharge :		27,43
<b>Total</b>		<b>1195.04</b>	<b>243,72</b>

Tableau I -12: la descente des charges d'un poteau central

➤ **L'effort normal ultime:**

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

Selon le **CBA93(art. B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime **N<sub>u</sub>** de 10% tel que :  $N_u = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q)$ .

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N <sub>u</sub> (KN)
<b>Poteau central</b>	1195.04	243.72	<b>2176.77</b>

Tableau I -13 : Les valeurs de N<sub>u</sub>

• **Vérification :**

Section du poteau (40×40) cm<sup>2</sup> :

➤ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} < 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton}$$

$$\frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow \frac{2176.77}{0.60 \times 25} \times 10^{-3} = 0.1451 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.40 \times 0.40 = 0.1600 \text{ m}^2.$$

$$B = 0.1600 \geq 0.1451 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression du poteau le plus sollicité à tous les niveaux :

Niveaux	Nu (KN)	Sections	Condition $B \geq B_{calculé}$		Observation
			B	B calculé	
8	242.60	0.40x0.40	0.1600	0.0161	Vérifiée
7	487.25	0.40x0.40	0.1600	0,0324	Vérifiée
6	726.44	0.40x0.40	0.1600	0.0484	Vérifiée
5	965.62	0.40x0.40	0.1600	0,0643	Vérifiée
4	1204.81	0.40x0.40	0.1600	0,0803	Vérifiée
3	1443.98	0.40x0.40	0.1600	0,0962	Vérifiée
2	1693.05	0.40x0.40	0.1600	0,1128	Vérifiée
1	1937.61	0.40x0.40	0.1600	0,1291	Vérifiée
RDC	2176.77	0.40x0.40	0.1600	0,1451	Vérifiée

TableauI -14: Vérification les poteaux à la compression simple

**Vérification les conditions de RPA :[RPA99](Article:7.4.1. P61).**

Verification pour un Poteau rectangle:

✓  $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

✓  $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20 \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq [3.23/20 = 16 \text{ cm}] \dots\dots\dots \text{CV}$

**He** : la hauteur entre un d'étage.

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Les trois conditions sont vérifiées pour les poteaux

➤ **Vérification au flambement : CBA93(ArticleB.8.2.1)**

D'après le (CBA 93),on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \frac{\alpha Br Fc28}{0.9 \gamma_b} + A \frac{Fe}{\gamma_s}$$

**Br** : Section réduite du béton.

**As** : Section des armatures.

**γb** : Coefficient des écurité de béton.

**γs**: Coefficient des écurité des aciers

**α**: Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\gamma}{35}\right)} \dots\dots \text{Pour } \lambda \leq 50. \quad \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\gamma}\right)^2 \dots\dots \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

On calcule l'élancement  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

$L_f$ : Longueur de flambement ; ( $L_f = 0,7.L_0$ )

$L_0$  : Longueur du poteau.

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

$$I: \text{Moment d'inertie } I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification du poteau RDC :**

$$L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 323 = 226.10 \text{ cm}$$

$$B = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

➤ **Rayon de giration  $I_x$  ,  $I_y$  :**

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'élancement  $\lambda$  :**

$$\lambda_x = \frac{L_f}{i_x} = \frac{226.1}{11.54} = 19.58$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{226.1}{11.54} = 19.58$$

**Donc on a :**

$$\lambda_x = 19.58 \leq 50 \Rightarrow \text{le flambement est vérifié}$$

$$\lambda_y = 19.58 \leq 50 \Rightarrow \text{le flambement est vérifié.}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\gamma}{35}\right)} = 0.800$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\gamma}{35}\right)} = 0.786$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$Nu \leq \frac{\alpha Br Fc28}{0.9 \gamma b} + A \frac{Fe}{\gamma s}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \frac{Fc28}{0.9 \gamma b} + \frac{0.008 \times Fe}{\lambda s}} \Rightarrow Br_{calc} \geq \frac{2176.77}{0.786 \frac{25}{1.35} + \frac{0.008 \times 400}{1.15}} \times 10^{-3} = \mathbf{0.117 m^2}$$

$$B_r = (0.40 - 0.02) \times (0.40 - 0.02) = \mathbf{0,144m^2}$$

$0.144 m^2 \geq 0.117m^2$  donc On remarque que les poteaux ne risquent pas de flambement.

#### Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité

Niveau	G(kN)	Q(kN)	Nu(kN)	L0 (m)	Lf (m)	$\lambda_y$	Br ≥ Br <sub>calc</sub>		b cm	h cm
							br	Br <sub>calc</sub>		
<b>8-8</b>	143.84	17.58	242.60	3.06	2.26	22.38	0.144	0.0161	40	40
<b>7-7</b>	277.31	45.71	487.25	3,06	2,26	22,38	0,144	0,0324	40	40
<b>6-6</b>	407.92	73.14	726.44	3,06	2,26	22,38	0,144	0,0484	40	40
<b>5-5</b>	538.51	100.57	965.62	3,06	2,26	22,38	0,144	0,0643	40	40
<b>4-4</b>	669.1	128.00	1204.81	3,06	2,26	22,38	0,144	0,0803	40	40
<b>3-3</b>	799.68	155.43	1443.98	3,06	2,26	22,38	0,144	0,0962	40	40
<b>2-2</b>	930.26	188.86	1693.05	3,06	2,26	22,38	0,144	0,1128	40	40
<b>1-1</b>	1064.71	216.29	1937.61	3,06	2,26	22,38	0,144	0,1291	40	40
<b>0-0</b>	1195.04	243.72	2176.77	3,23	2,26	22,38	0,184	0,1451	45	45

TableauI-15: Récapitulatif de la descente des charges sur le Poteau le plus sollicité

### **III-Conclusion**

En conclusion, ce chapitre établit les bases d'une étude approfondie et rigoureuse en génie civil, fournissant une vue d'ensemble complète du projet.

L'analyse détaillée des caractéristiques géométriques, de l'implantation, des réglementations et des critères de sélection des matériaux constitue une fondation solide pour concevoir une structure robuste, durable et conforme aux normes.

La maîtrise de ces aspects essentiels est cruciale pour le développement ultérieur du projet, assurant la construction d'une structure fiable et durable.

Ce chapitre pose ainsi les fondations sur lesquelles le reste du projet sera construit, permettant d'aborder les étapes suivantes avec confiance et précision.

# Chapitre II

**Etude des éléments secondaires**

### I-L'acrotère

L'acrotère est une structure supplémentaire installée sur le bord du plancher-terrasse, conçue principalement pour assurer l'étanchéité et protéger les personnes contre les chutes. Il se comporte comme un système isostatique, semblable à une console encastrée dans le plancher-terrasse, et la section la plus critique se situe au niveau de l'encastrement. Il est soumis à son propre poids (G) ainsi qu'à une poussée horizontale.

$F = \max (F_p, F_q)$  avec

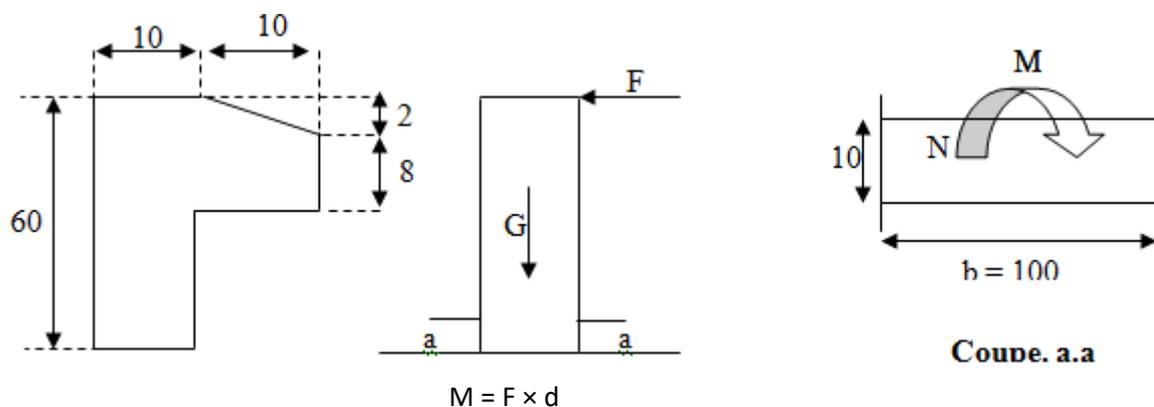
$F_p = 4AC_pW_p$  (RPA 99 version 2003).

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale.

**F<sub>q</sub>** : la poussée horizontale  $F_q = 100\text{kg/ml}$ .

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.



**Fig.II.1-** les différents coupes de l'acrotère

#### I-1-1 Calcul des sollicitations :

- Poids propre :  $W_p = 2.21\text{KN/ml}$
- La surcharge d'exploitation :  $Q = \max (F_p, F_q)$ .

$F_q = 1 \text{ kn/ml}$  : poussée de la main courante

$F_p = 4AC_pW_p$  : la force sismique.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.214$$

$$A=0.55, C_p=0.8 \text{ (RPA 99)} \implies F_p=1.063 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = \max(1; 1.063) \implies Q=1.063 \text{ kn/ml.}$$

- Moments est efforts normaux :

Calcul a ELU:

$$N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 2.214 = 2.99 \text{ kn/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times F_p \times h = 1.5 \times 0.638 \times 0.60 = 0.957 \text{ kn.m/ml}$$

- ❖ Calcul à ELS :

$$N_{ser} = W_p = 2.214 \text{ kn/ml}$$

$$M_{ser} = F_p \times h = 0.637 \text{ kn.m/ml}$$

Désignation	N (kn/ml)	M(kn.m/ml)
<b>ELU</b>	2.99	0.957
<b>ELS</b>	2.214	0.637

Tableau.II.1 : Moments est efforts normaux de l'acrotère

### I-1-2 Ferrailages :

Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e_u \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.957}{2.99} = 0.32 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \quad e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.637}{2.214} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.017 \text{ m}$$

$$(e_u, e_{ser}) > e_0 \implies e_a = e_u + (d-h/2)$$

Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort Normale étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se Ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif  $M_{au} = N_u \times e_a$  avec ( $e_a$ ) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$d = h - 2.5 = \mathbf{0.075 \text{ m}} \Rightarrow e_a = \mathbf{0.34 \text{ m}}$$

On obtient une section fictive d'acier Alu puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\bar{\sigma}_s} [\text{cm}^2]$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 2.99 \times 0.34 = \mathbf{1.0166 \text{ kn.m}}$$

Moment réduit fictive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.0166}{1 \times (0.075)^2 \times 14.16 \times 10^3} = \mathbf{0.01}$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1.5$$

$$U_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow U_{lu} = \mathbf{0,3339}.$$

$U_{lu} < U_{bu}$  ( Pas d'armature comprimée  $A' = 0$  ).

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.012$$

$$A_{ul} = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu} \times \sigma_{bs}}{f_e} = \frac{0.8 \times 0.012 \times 100 \times 7.5 \times 14.16}{348} = \mathbf{0.293 \text{ cm}^2}$$

$$A_u = A_{ul} - \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} / A_u = 0.439 - \frac{2.99}{348} = 0.28 [\text{cm}^2]$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times (F_{t28} / F_e) \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max \{ 1; 0.905 \} \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \mathbf{1 \text{ cm}^2}$$

donc : **4HA8**

$$\text{Avec : } A_{s \min} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

Alors en prend  $A = A_{\min}$  Soit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

✓ Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ )

$$b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow y = \mathbf{1.92 \text{ cm}}.$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b}{3} + 15 [A(d - y)^2] = \frac{100}{3} + 15 [2.01(7.5 - 1.92)^2] = 972.09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

✓ État limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 0.637}{972.09 \times 10^{-4}} (7.5 - 1.92) = 548.47 \text{ MPa}$$

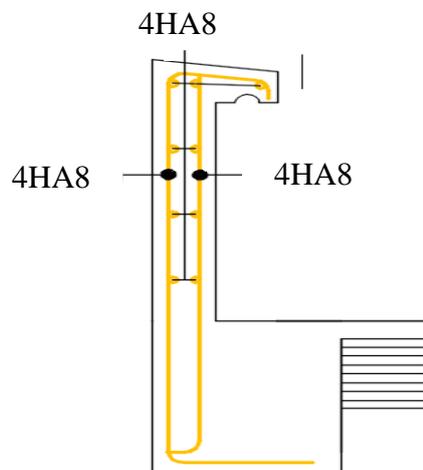
❖ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{1.594}{1 \times 0.075} = 21.25 < \bar{\tau}_u \\ &= \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MP} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV} \end{aligned}$$

### I-1-3 Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).



**Fig.II.2-** Ferrailage de l'acrotère

## II- Escaliers :

Un escalier dans une construction est une succession ordonnée de marches horizontales permettant de passer d'un niveau à un autre à pied.

Un escalier est caractérisé par :

- La hauteur à gravir (montée) H.

- La largeur utile (emmarchement) E.

- Le giron g.

- La hauteur de marche h.

Concernant la hauteur de marche :

La valeur moyenne est comprise entre 13 cm et 17 cm.

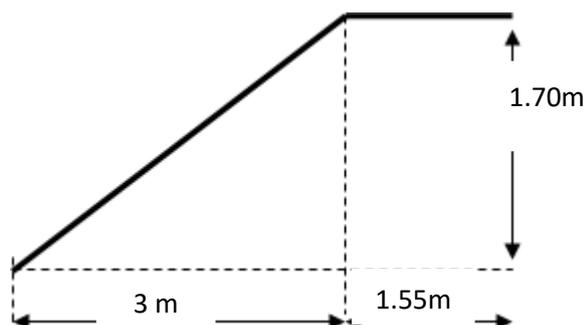
Nous prendrons  $h = 17$  cm.

La relation de Blondel stipule :

Un escalier peut être monté sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$2h + g = 59$  à  $66$  cm.

En pratique, nous prenons  $g + 2h = 0,64$  m.



**FigII.3-** Schéma statique d'escalier

### II-1. Pré dimensionnement de la paillasse et de palier :

Hauteur d'étage :  $H = 3.23$  m.

Hauteur de gravir  $L = 1.70$  m.

Choix de la hauteur de la marche :  $h = 17$  cm

Détermination du nombre de marches  $n = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} \Rightarrow n = 19$  marches (10 + 9)

Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on à :

$$L = g(n - 1) \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1} = \frac{455}{19 - 1} = 25 \text{ cm}$$

$$t_g \alpha = \frac{H}{L1} = 0.7098 \Rightarrow \alpha = 35.36^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L1} \Rightarrow L1 = \frac{H}{\sin \alpha} \Rightarrow L1 = 2.85 \text{ m}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20} ; \Rightarrow 9.5 \text{ cm} \leq e \leq 14.25 \text{ cm} \text{ en prend: } e = 15 \text{ cm}$$

## II-2- Schéma statique:

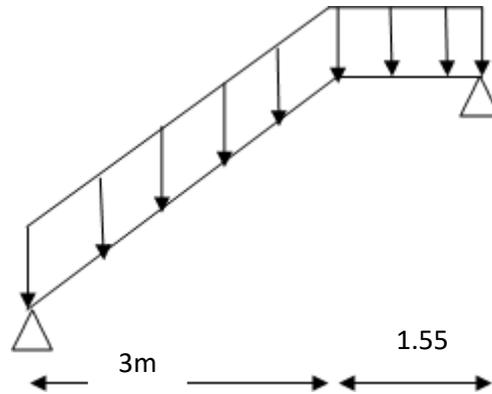


Fig.II.4- Schéma d'escalier sous charges

## II-3.calcul des sollicitations :

### ➤ Combinaison de charge :

#### ✓ Les charges permanentes

$$G_p = 5,31 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_v = 7,54 \text{ KN/m}^2.$$

#### ✓ Les charges d'exploitations

$$Q_p = Q_v = 2,50 \text{ KN/m}^2.$$

### ➤ Volée :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 7.54 + 1.5 \times 2.50 = 13,96 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{ELS : } q_s = G_p + Q = 7.54 + 2.5 = 10,04 \text{ KN/m}^2$$

### ➤ palier de repos :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5 = 10,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G_p + Q = 5.31 + 2.5 = 7,81 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge équivalente est déterminée comme suit:

$$\text{ELU : } q_{u_{ep}} = \frac{\sum Q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{(13.96 \times 3) + (10.91 \times 1.55)}{3 + 1.55} = 12,92 \text{ kn.m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{s_{ep}} = \frac{\sum Q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{(10.04 \times 3) + (7.81 \times 1.55)}{3 + 1.55} = 9,29 \text{ kn.m}^2$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_{\text{eq}} \cdot l^2}{8} = \frac{12.92 (4.55)^2}{8} = 33.40 \text{ kn.m}$$

Pour calculer  $M_0$ , l'escalier est traité comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités. Pour prendre en compte l'encastrement de l'ensemble, nous devons multiplier le moment isostatique maximal par 0,85, et la valeur de la travée sera considérée comme le moment en travée. Les moments sur les appuis sont déterminés en les multipliant par 0,3. Nous utilisons la méthode forfaitaire pour ce faire.

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 33.40 \quad \mathbf{M_t = 28.39 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 33.40 \quad \mathbf{M_a = -10.02 \text{ KN.m}}$$

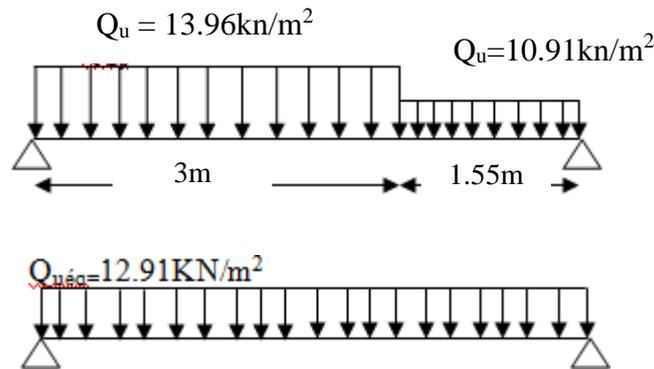
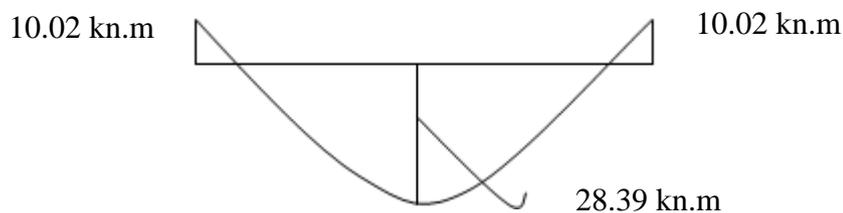


Fig.III.5 Schéma de Combinaison de charge

**II-4-Diagramme de moment fléchissant :**



➤ **L'effort tranchant:**

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{10.91 \times 4.55}{2} = \mathbf{24.82 \text{ kn}}$$

**II-5-Diagramme de l'effort tranchant**

➤ **Ferraillage :**



**E.L.U:**

**En travée :**

$M_u = 28.39 \text{ KN.m}$

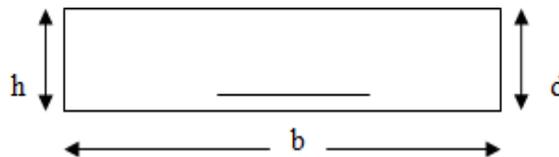
✓ **Les données Matériaux :**

**Béton :**  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

**Acier :** FeE400

**Coffrage :**  $b = 1.55 \text{ m}$  ,  $h = 0.15 \text{ m}$  ,  $d = 0.135 \text{ m}$  ,  $c = c' = 0.02 \text{ m}$

**Sollicitation :**  $M_u = 28.39 \text{ KN.m}$



**Fig.II.6-Coupe transversale de paillasse**

**II-6-Etapes de calcul :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.02839}{1.55 * (0.135)^2 * 14.17} = 0.070$$

$\mu_u \leq 0.186 \dots \dots \dots \text{CV}$

Pivot A section simple armature.

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

$Z = (1 - 0.4\alpha)d$  ,  $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$  ,  $d = 0.135 \text{ m}$

$\alpha_u = 0.090$

$$Z=0.131\text{m}$$

### II-6-1-Armature principale :

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.02839}{348 \times 0.131} = 6\text{cm}^2$$

Donc on adopte : **4HA14 = 6.16 cm<sup>2</sup>**

➤ **Condition non-fragilité :**

$$A_{st_{min}} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1.55 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 2.52\text{cm}^2$$

$$A_{stc} > A_{st_{min}} \quad A_{stf} = A_{stc} = 6.16\text{cm}^2$$

### II-6-2-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54\text{cm}^2$$

On adopte **4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>**

### En appuis :

$$M_{au}=10.02\text{KN.m}$$

### Les données :

#### Matériaux

**Béton :**  $f_{c28}=25\text{MPa}$

**Acier :** FeE400

**Coffrage :**  $b=1.55\text{m}$  ,  $h=0.15\text{m}$  ,  $d=0.135\text{m}$  ,  $c=c'=0.02\text{m}$

**Sollicitation :**  $M_u=10.02\text{KN.m}$

➤ **Etapas de calcul**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.01002}{1.55 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.02$$

$$\mu_u \leq 0.186 \text{ oui}$$

Pivot A section simple armature.

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

$$Z=(1-0.4\alpha)d, \quad \alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} \quad ; \quad d=0.135\text{m}$$

$$\alpha_u=0.025$$

$$Z=0.1331\text{m}$$

### II-6-3-Armature principale :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01002}{348 \times 0.131} = 2.19 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **4HA10=3.14cm<sup>2</sup>**

➤ **Condition non-fragilité :**

$$A_{st_{min}} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1.55 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{stc} > A_{st_{min}} \quad A_{stf} = A_{stc} = 3.14 \text{ cm}^2$$

**II-6-4-Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

**On adopte 4HA8 = 2.01cm**

Designation	Mu	b	D	$\mu_u$	$\alpha_u$	Zu	Ast	Astmin	Ast	Ar	Ar
Unité	(KN.m)	(m)	(m)			(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	adopté	(cm <sup>2</sup> )	adopté
Appui	10.02	1.55	0.135	0.02	0.025	0.133	2.19	2.52	4HA10	0.785	4HA8
travée	28.39	1.55	0.135	0.070	0.090	0.131	6	2.52	4HA14	1.54	4HA8

**Tableau.II.2: Ferrailage de paillasse à ELU**

**L'E.L.S :**

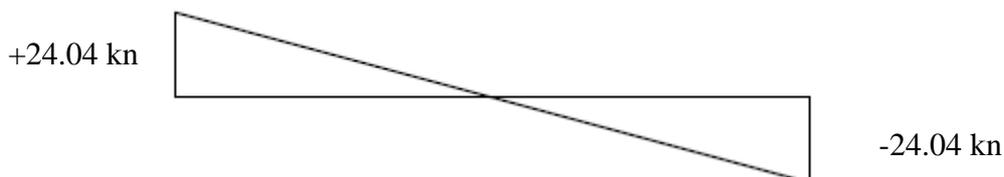
$$M_{s0} = \frac{q \text{éq.} \cdot l^2}{8} = \frac{9.29(4.55)^2}{8} = 24.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_0 = 0.85 \times 24.04 \quad M_{st} = 20.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = -0.3 M_0 = -0.3 \times 24.04 \quad M_{sa} = -7.21 \text{ KN.m}$$

**II-6-5-Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u = 24.04 \text{ KN}$$



$$\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.02404}{1.55 \times 0.135} = 0.11 \text{ MPA}$$

Pour une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_u \leq \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau = 0.11 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### II-6-6- Vérification de la contrainte du béton :

Généralement si la fissuration est considérée peu préjudiciable, on ne vérifie que la contrainte du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(d \cdot As + d' \cdot As') = 0 \quad As' = 0$$

$$by^2 + 30As - 30(d \cdot As) = 0$$

$$155y^2 + 30(6.16)y - 30(13.5 \times 6.16) = 0$$

$$155y^2 + 184.8y - 2494.8 = 0$$

$$\Delta = (184.8)^2 - 4(155)(-2494.8)$$

$$\sqrt{\Delta} = 1257.34$$

$$y = \frac{-184.8 + 1257.34}{2(155)}$$

$$y = 3.45 \text{cm}$$

### II-6-7-Moment d'inertie

$$I_0 = \frac{by^3}{3} + 15(As(d - y)^2) = \frac{155(3.45)^3}{3} + 15(6.16(13 - 3.45)^2)$$

$$I_0 = 10548.73 \text{cm}^4$$

$$\text{m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 2.27 \times 3.45 = 7.83 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Donc c'est vérifiée}$$

### II-6-8-Vérification de la flèche : (d'après C.B.A.93)

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{0.15}{4.55} \geq \frac{1}{16} \quad 0.032 \leq 0.062 \dots\dots\dots \text{C N V}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{0.15}{4.55} \geq \frac{13.14}{10 \times 24.04} \quad 0.054 \leq 0.084 \dots\dots\dots \text{C N V}$$

$$3) \quad \frac{A}{bd} \geq \frac{A}{Fe} \quad \frac{6.16}{155 \times 13} \geq \frac{6.16}{400} \quad 0.003 \leq 0.015 \dots\dots\dots \text{C N V}$$

Les condition (1) et (2) et (3) ne sont pas vérifiées, alors il faut calculer la flèche.

### II-6-9-Calcul de la flèche :

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{\text{admissible}}$$

**Fgv** : la flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanentes.

**Fji** : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

**Fpi** : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées.

**Fgi** : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées.

$$G_{\text{éq}} = \frac{(G_{\text{volée}} \times L_{\text{volée}}) + (G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}})}{L_{\text{volée}} + L_{\text{palier}}}$$

$$AN : G_{\text{éq}} = 0.678 \text{ tf/ml}$$

$$P_{\text{ser}} = G_{\text{éq}} + Q_{\text{éq}} = 0.678 + 0.250$$

AN :

✓ **Calcul du moment due à ou charge permante :**

$$M_{\text{tj}} = \frac{G_{\text{éq}} \cdot L^2}{8} + \frac{0.678 \times 4.55^2}{8} \quad AN: M_{\text{tj}} = 1.75 \text{ tf.m}$$

✓ **Calcul du moment due à ou charge permanente après mise on place des cloisons :**

$$M_{\text{tj}} = M_{\text{tg}} = 1.75 \text{ tf.m}$$

✓ **Calcul du moment due à ou charge permante et charge d'exploitation :**

$$M_{\text{tp}} = \frac{P_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{0.928(4.55)^2}{8} = 2.40 \text{ tf.m}$$

Calcul de  $\ll I_0 \gg$  moment d'inertie de la section comprimé profondeur de l'axe neutre :

**II-6-10-Moment d'inertie :**

$$I_0 = 10548.73 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6.16}{155 \times 13} \quad AN: \rho = 0.0030$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times ft28}{2 + 3 \left( \frac{b_0}{b} \right) \rho} \quad b_0 = b \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0030} \quad AN: \lambda_i = 7$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times ft28}{2 + 3 \left( \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} 7 \quad AN: \lambda_v = 2.8$$

$$E_i = 11000^3 \sqrt{F_{c28}} = 321164.2 \text{ Mpa} \quad \text{ET} \quad E_v = E_i / 3 = 107054.73 \text{ Mpa}$$

**Les contraintes :**

**1<sup>er</sup> cas :**

$$M_g = 1.75 \text{ tf.m} = 17.5 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I_0} \text{ A}$$

$$N: \sigma_s = 237.64 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_s) + ft_{28}} \text{ A}$$

$$N: \mu = 0.17$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$AN: I_{fi} = 5316.53 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$AN: I_{fv} = 7888.34 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de  $f_{gi}$ ,  $f_{gv}$  :**

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{17.5 \times (4.55)^2}{10 \times 32164.20 \times 5316.53 \times 10^3 \times 10^{-7}}$$

$$AN: f_{gi} = 0.00211 \text{ m} = 2.11 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{17.5 \times (4.55)^2}{10 \times 107054.73 \times 7888.34 \times 10^3 \times 10^{-7}}$$

$$AN: f_{gv} = 0.00429 \text{ m} = 4.29 \text{ mm}$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

$$M_p = 2.40 \text{ tf.m} = 24 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I_0}$$

$$AN: \sigma_s = 325.91 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_s) + ft_{28}}$$

$$AN: \mu = 0.30$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$AN: I_{fi} = 3743.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$AN: I_{fv} = 6306.30 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de  $f_{gi}$ ,  $f_{gv}$  :**

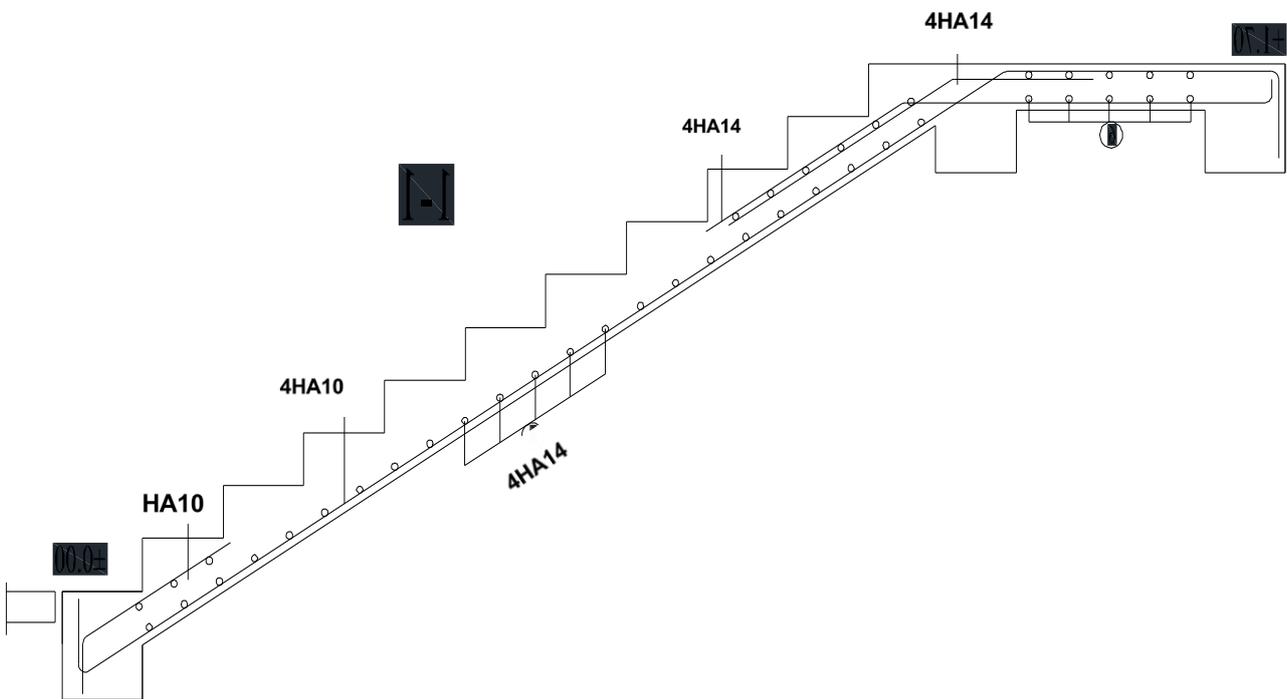
$$f_{gi} = \frac{Mg.L^2}{10.Ei.If_i} = \frac{17.5 \times (4.55)^2}{10 \times 32164.20 \times 3743.09 \times 10^3 \times 10^{-7}} \quad AN: f_{gi} = 0.00300m = 3.00mm$$

$$f_{gv} = \frac{Mg.L^2}{10.Ei.If_v} = \frac{17.5 \times (4.55)^2}{10 \times 10819 \times 6306.30 \times 10^3 \times 10^{-7}} \quad AN: f_{gi} = 0.00178m = 1.78mm$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} = 4.24 - 2.11 + 3$$

$$AN : \Delta ft = 5.13mm \leq f_{admissible} = L/500 = 4550/500 = 9.1mm \text{ (selon CBA) } \dots\dots\dots CV$$

la flèche totale est donc inférieure à la flèche admissible. Donc la flèche est vérifiée.



**Fig.II.7-Ferrailage des escaliers**

**II-7-Etude de la poutre palière :**

Les poutres palières sont encastées aux extrémités.

**1- Prédimensionnement :**

$$L_{max} = 3.50 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad 23.3 \leq h \leq 35$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \quad \rightarrow \quad 10.5 \leq b \leq 28$$

$$\text{On adopte } \left\{ \begin{array}{l} h_t = 35cm \\ b = 30cm \end{array} \right.$$

**D'après (RPA99version 2003):**

$$ht \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad ht = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{ok} \quad \text{On prend : } ht = 35\text{cm}.$$

$$b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow \quad b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{ok} \quad \text{On prend : } b = 30\text{cm}.$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{ok}$$

**On adopte la dimension de la poutre palière ( $b \times h$ ) = (30×35)cm<sup>2</sup>.**

Dans notre cas, la poutre palière la plus défavorable est celle qui support la console.

**2-Méthode de calcul :**

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et torsion , elle est soumise à :

- Sont poids propre g
- la réaction de la volée (P,q).
- Poids du mur extérieur gm.

**3-Evaluation des charges :**

- **poids propre de la poutre :**

$$g = h.b.\gamma = 0.3 \times 0.35 \times 2.5 = 0.265$$

- **la réaction d'escalier :**

$$p = p_{eq} \times \frac{l}{2} = 1.291 \times \frac{3.5}{2} = 22.59 \text{ kn}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{3.5}{2} = 43.75 \text{ kn}$$

- **poids du mur:**

$$G_m = h.\gamma = 2.21 \times 2.5 = 5.52$$

**4-Calcul de la poutre à la flexion :**

- **Combinaisons d'actions :**

$$- \text{ E. L. U : } P_u = 1.35 (g + P + G_m) + 1.5q = 18.13 \text{ kn.m}$$

$$- \text{ E. L. S : } P_{ser} = g + P + G_m + q = 12.90 \text{ kn.m}$$

✓ **Calcul du moment maximum :**

- Moment maximum en travée:

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{24} = \frac{18.13 \times 3.50^2}{24} = 9.25 \text{ kn}$$

- Moment maximum aux appuis:

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{12.90 \times 3.50^2}{12} = 13.16 \text{ kn}$$

- L'effort tranchant:

$$T = V_{max} = p \frac{l}{2} = 12.90 \times (4.55/2) = 29.34 \text{ kn.m}$$

✓ **Vérifications :**

Vérification de l'effort tranchant: \_ On doit vérifie;  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min\{0.18f_c \text{ 28.5MPa}\} = 4.5\text{MPa}$$

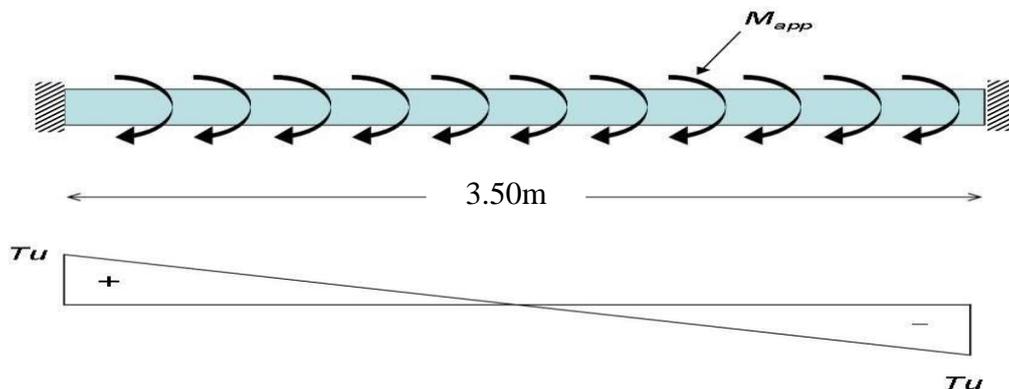
$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{CV}$$

**5-Calcul de la poutre à la torsion :**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 2839 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91

**a- Contraintes tangentes de torsion :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi  $b_t$  est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$t_u = T_u / (2 \cdot \Omega \cdot b_0) \dots \dots (\text{formule de Rausch})$$

$T_u$  : moment de torsion (  $T_u = 2839 \text{ N.m}$  )

$$b_0 = (a/6) = (30/6) = 5 \text{ cm}$$

$$b_t = (b/6) = (35/6) = 5.83 \text{ cm}$$

$\Omega$ : Air du contour a mi-épaisseur.

$$\Omega: (h-b_t) \times (b-b_t) = (35-5.83) \times (30-5.83) = 705.03 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = (2839 \times 1000) / (2 \times 70503 \times 50) = 0.40 \text{ Mpa}$$

**b- Résistance en torsion et flexion :**

$$(\tau_u^2 + \tau_v^2) \leq (\tau_u \text{ limiter})^2 \dots\dots\dots(\text{ section plein } )$$

$$(1.20^2 + 0.80^2) \leq \tau_u^2 = 1.64 \leq 3.25^2 = 1.64 \leq 10.56 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

**c- Les armatures longitudinales :**

$$A_l = U.T_u / (2.\Omega.(F_e / I_s))$$

$\mu$  : périmètre de l'aire  $\Omega$  de la section efficace .

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 2 \times [(35 - 5.83) + (30 - 5.83)] = 106.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{106.68 \times 2839}{2 \times 70503 \times (\frac{400}{1.15})} = 1.86 \text{ cm}^2$$

**d- Les armatures transversales :**

$$A_t = U.S_t / (2. \Omega.(F_e / \lambda_s)) = \frac{15 \times 8581.88}{2 \times 705.03 \times (\frac{400}{1.15})} = 0.26 \text{ cm}^2$$

**Section minimale des armatures : ( BAEL91)**

1)-  $( \sum A_l \times f_e ) / ( b_0 \times U ) \geq 0.4 \text{ Mpa}$

$$( 1.86 \times 400 ) / ( 5 \times 100 ) \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$1.48 \geq 0.4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

2)-  $( \sum A_t \times f_e ) / ( b_t \times S_t ) \geq 0.4 \text{ Mpa}$

$$( 0.26 \times 400 ) / ( 5.83 \times 15 ) \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$1.18 \geq 0.4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

**6- Ferrailage :**

**a- Ferraillage en travée :**

$$M_u = 9.25 \text{ kn. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.0925}{1.55 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.23$$

**On a:**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1.15) = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.18$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 25.056 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2.78 \times 10^5}{25.056 \times 3480} = 3.18 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 < 4.62 \dots \dots \dots \text{CV}$$

**b-Ferraillage en appuis:**

$$M_u = 5.57 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 5.57 \cdot 105 / (25 \times (27)^2 \times 142) = 0.269$$

$$\mu < \mu_r \Rightarrow A_s' = 0$$

$$0.186 < \mu < \mu_r = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.4$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 22.68 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 7.05 \text{ cm}^2$$

**Soit 5HA14=7.70cm<sup>2</sup>****Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 < 7.70 \dots \dots \dots \text{CV}$$

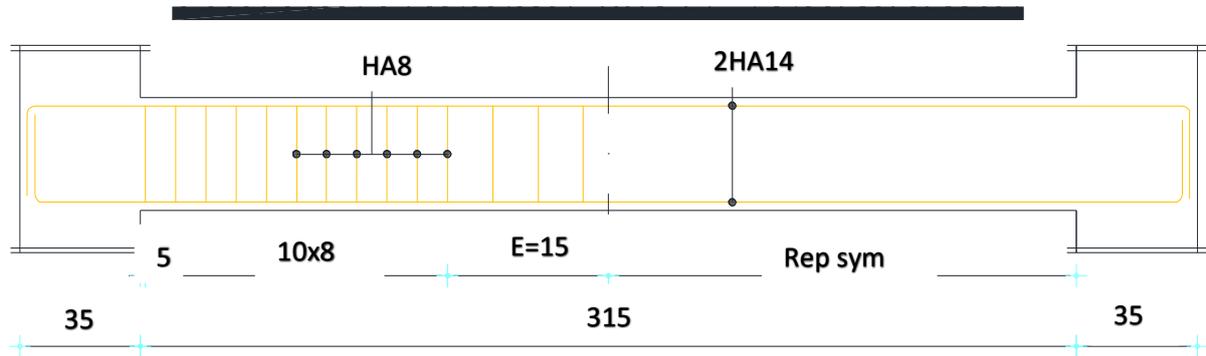


Fig.II.8-Ferraillage de la poutre palière

### III- Etudes de balcons :

#### III-1-. Introduction :

Dans notre situation, les balcons sont construits avec des dalles pleines ayant une épaisseur de 15 cm. En fonction des dimensions et des charges supplémentaires, nos balcons sont partiellement encastés et reposent sur trois supports..

**Balcons encastés Sur Trois Cotes :** Le balcon a été représenté comme une dalle uniformément chargée avec trois côtés encastés pour les calculs. Nous avons effectué les calculs en utilisant des tables de BARES..

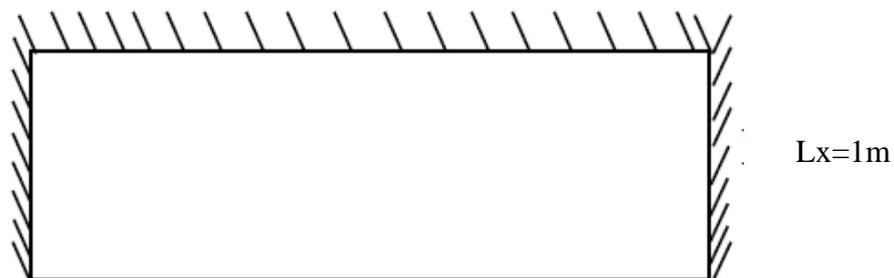


Fig.II.9 - vue en plan des balcons

Ly = 3.65m

#### III-2. Pré dimensionnement :

On a :  $L_y=3.65\text{m}$  ;  $L_x=1\text{m}$

$$\text{Et on a : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$= 0,27 > 0,40$$

### III-3. Evaluation des charges :

$$G = 5.35 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ Kn/m}^2$$

### III-4. Calcul des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$L_x = 1\text{m} \leq \frac{L_y}{2} = 1.82\text{m}$$

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{0y} = \frac{p.lx^3}{6} \\ M_{0y} = \frac{p.lx^2.ly}{2} \end{array} \right.$$

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{0y} = \frac{12.47 \times 1^3}{6} = 2.07 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = \frac{12.47 \times 1^2 \times 3.65}{2} = 22.75 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

#### a-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85(22.75) = 19.33 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85(2.07) = 1.75 \text{ kn.m}$$

#### b-Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5(22.75) = -11.37 \text{ kn.m}$$

### II-4-5. Le Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur **b = 1m** et d'épaisseur

**e = 15 cm.**

#### En travée :

#### Sens x-x :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.18}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.014 \leq \mu_R = 0.392$$

$$A' = 0$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}; \quad d = 0.135m$$

$$\alpha_u = 0.19 \quad Z = 0.124m$$

➤ **Armature principale :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10.18}{348 \times 0.124} = 2.35cm^2$$

**Donc on adopte : 6HA14=9,24 cm<sup>2</sup>**

### Condition de non fragilité

$$A_{st \min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0.23 \times 1 \times 0.135 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31cm^2$$

### Sens y-y :

$$M_{ty} = 3.57 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.18}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.0138 \leq \mu_R = 0.392$$

$$A' = 0$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad d = 0.135m$$

$$\alpha_u = 0.017$$

$$Z = 0.134m$$

➤ **Armature principale :**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10.18}{348 \times 0.134} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6HA14=9,24 cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \frac{ft28}{fe}$$

$$0.23 \times 1 \times 0.135 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA8 = 3,02 cm<sup>2</sup>

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \leq 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

désignation	Sans	M(kn.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	On adopte
Travée	X-X	36.72	8.50	1.63	6HA14
	Y-Y	3.57	1.76	1.63	6HA8
Appuis	X-X	21.6	4.88	1.63	4HA14
	Y-Y				

**Tableau II-3 Ferrailage des balcons**

**IV-Etude des planchers :**

**IV-1. Introduction :**

Les planchers sont des surfaces généralement planes conçues pour séparer les différents niveaux d'un bâtiment, et ils se déclinent en trois types.

**IV-2. Types de planchers :**

Les planchers en béton armé peuvent se présenter de trois manières :

- Des dalles réalisées entièrement sur place, telles que les dalles pleines, les dalles à nervures, les dalles à corps creux, nécessitant la mise en place d'un coffrage.
- Des dalles préfabriquées, où les éléments préfabriqués servent en quelque sorte de coffrage.

- Des dalles entièrement préfabriquées, qui, sorties d'usine, constituent l'élément porteur complet.

**IV-3. Choix de la méthode de calcul :**

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour calculer les planchers (méthode forfaitaire, méthode Caquot, méthode exacte). Un choix judicieux de la méthode de calcul conduit à des résultats précis.

✓ **Méthode forfaitaire :**

**a. Conditions d'application :**

**C1/** La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes ne doit pas dépasser deux fois la charge permanente ou 5 kN/m<sup>2</sup> ( $Q \leq \max \{2G, 5000 \text{ N/m}^2\}$ ). Pour notre structure :

- $Q$  (plancher terrasse) = 1 kN/m<sup>2</sup> = 1000 N/m<sup>2</sup>
- $G$  (plancher terrasse) = 6,11 kN/m<sup>2</sup> = 6110 N/m<sup>2</sup>

Plancher terrasse :  $Q = 1000 \text{ N/m}^2 < 2G = 13060 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

**C2/** Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes

Travées (même poutres et même plancher) ..... **CV**

**C3/** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

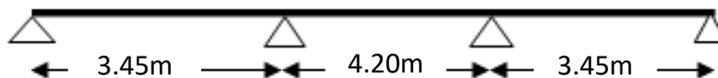
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.45}{4.20} = 0.82 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.20}{3.45} = 1.2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**C4/** La fissuration est considérée en on préjudiciable.....**Condition Vérifiée.**

Donc pour le calcul des planchers on applique la méthode de **forfaitaire**

**IV-4. Le type de poutrelle :**



✓ **L'utilisation de logiciel Robot :**

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après :

**Plancher terrasse :**

**ELU :**



**Figure II-11:diagramme des moments et efforts tranchants à ELU**

**ELS :**

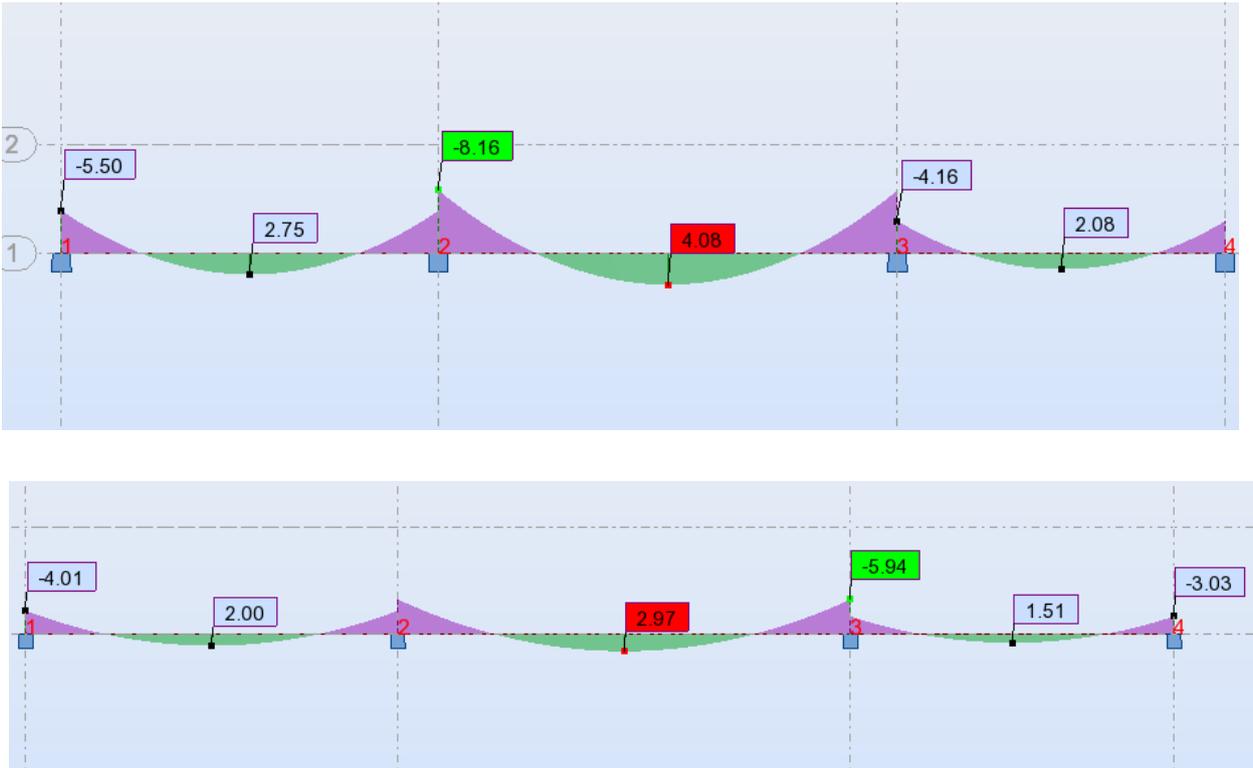
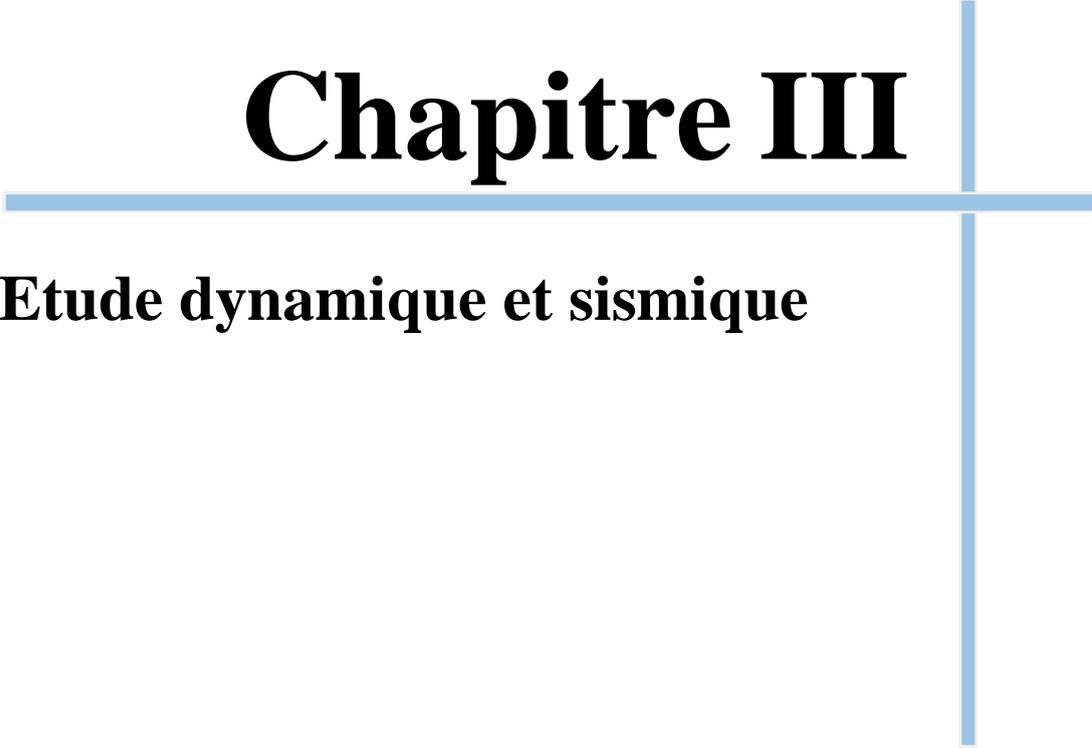


Figure II-12:diagramme des moments et efforts tranchants à ELS

# Chapitre III



**Etude dynamique et sismique**

## **Introduction**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir, au cours de sa durée de vie, des sollicitations dynamiques dues aux séismes. Ainsi, la détermination de la réponse sismique de la structure est indispensable lors de son analyse et de sa conception parasismique. L'objectif est d'évaluer les charges susceptibles d'être générées dans le système structural lors d'un séisme. Dans notre projet, cette détermination a été effectuée à l'aide du logiciel ROBOT.

### **I-Objectifs de l'étude dynamique**

L'étude dynamique initiale d'une structure vise à déterminer ses caractéristiques dynamiques propres en considérant son comportement en vibration libre non amortie. Cela permet de calculer les efforts et les déplacements maximums en cas de séisme. Cependant, l'étude dynamique d'une structure réelle est souvent complexe et nécessite des calculs fastidieux, voire impossibles. Pour simplifier le problème, des modélisations sont souvent utilisées.

### **II-Choix de la méthode de calcul**

En Algérie, la conception parasismique des structures est réglementée par le "RPA99 version 2003". Ce règlement propose trois méthodes de calcul, dont les conditions d'application varient selon le type de structure à étudier :

- 1. La méthode statique équivalente.**
- 2. La méthode d'analyse modale spectrale.**
- 3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme régulière, zone IIa, groupe d'usage 2 et hauteur > 23m). Par conséquent, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, qui reste applicable et peut être simplifiée avec le logiciel ROBOT.

#### **II-1-Classification des zones sismiques**

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité algérienne :

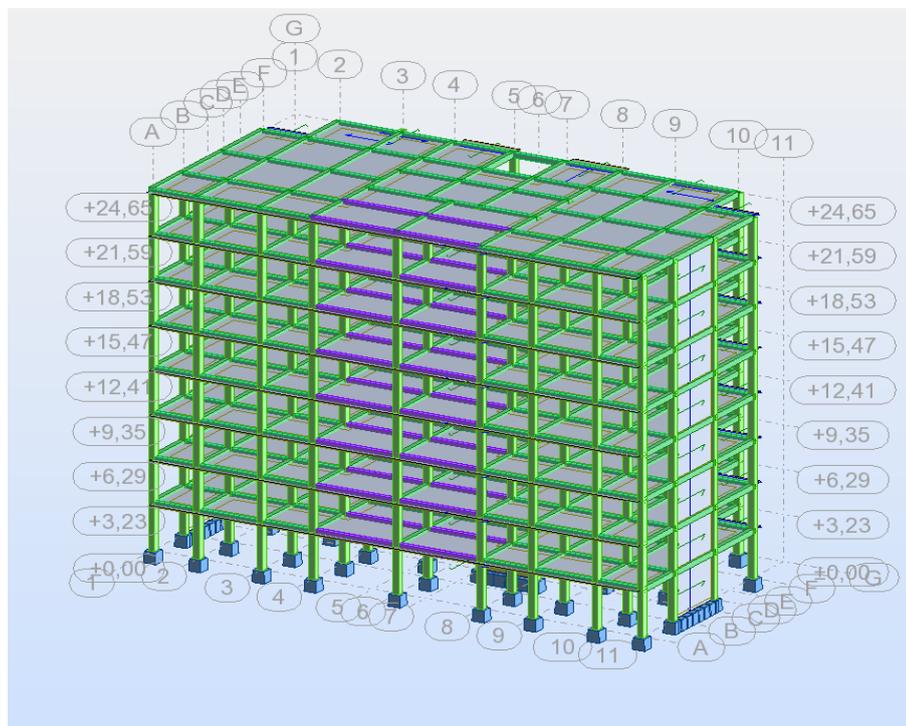
- **ZONE 0** : sismicité négligeable.

- **ZONE I** : sismicité faible.

- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.

- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, la wilaya de Bordj Bou Arreridj se trouve dans une zone de sismicité moyenne, -**ZONE IIa**. La méthode de calcul adoptée dans notre cas est la méthode statique, conforme aux exigences de cette zone.



**Figure III.1: Structure finie avec définition des étages sur Robot**

## II-2-Système de contreventement:

Notre structure est contreventée par des voiles comme le présente la figure suivante

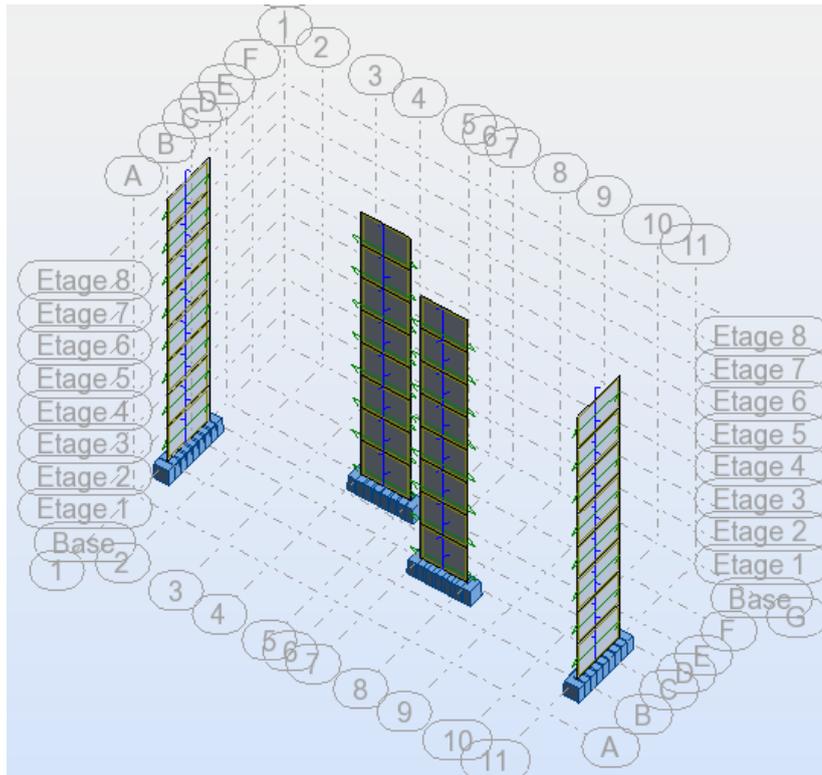


Figure III.2: voiles de la structure.

II-3- Résultat d’analyse modale:

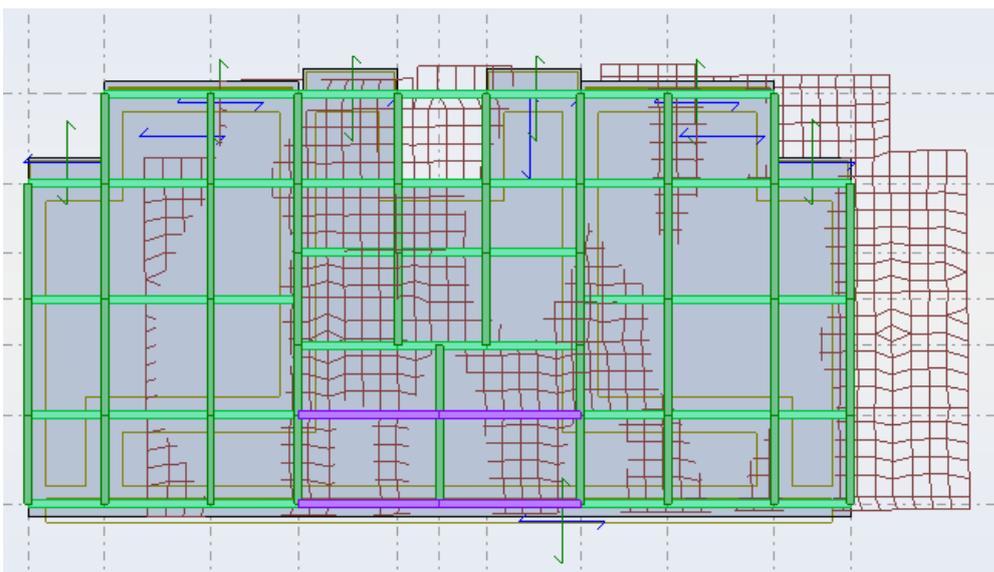
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,39	0,72	71,74	0,08	0,0	71,74	0,08	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0
4/ 2	1,54	0,65	71,82	71,64	0,0	0,08	71,56	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0
4/ 3	1,96	0,51	71,86	71,64	0,0	0,04	0,00	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0
4/ 4	5,18	0,19	88,30	71,69	0,0	16,44	0,05	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0
4/ 5	5,56	0,18	88,34	88,87	0,0	0,04	17,18	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0
4/ 6	7,93	0,13	88,35	88,87	0,0	0,01	0,00	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0
4/ 7	9,21	0,11	88,39	93,67	0,0	0,03	4,81	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0
4/ 8	10,35	0,10	94,42	93,71	0,0	6,03	0,03	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0
4/ 9	11,57	0,09	94,43	95,54	0,0	0,01	1,84	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0
4/ 10	12,85	0,08	94,43	95,56	0,0	0,00	0,02	0,0	4007034,33	4007034,33	0,0

Tableau III.1: Tableau récapitulatifs.

Ce modèle présente une période  $T = 0,72$  s. Le premier mode est un mode de translation tandis que le deuxième est un mode de torsion. La huitième mode est suffisant pour que la masse modale atteigne 90% .a verifier par rapport au tableau III.1.

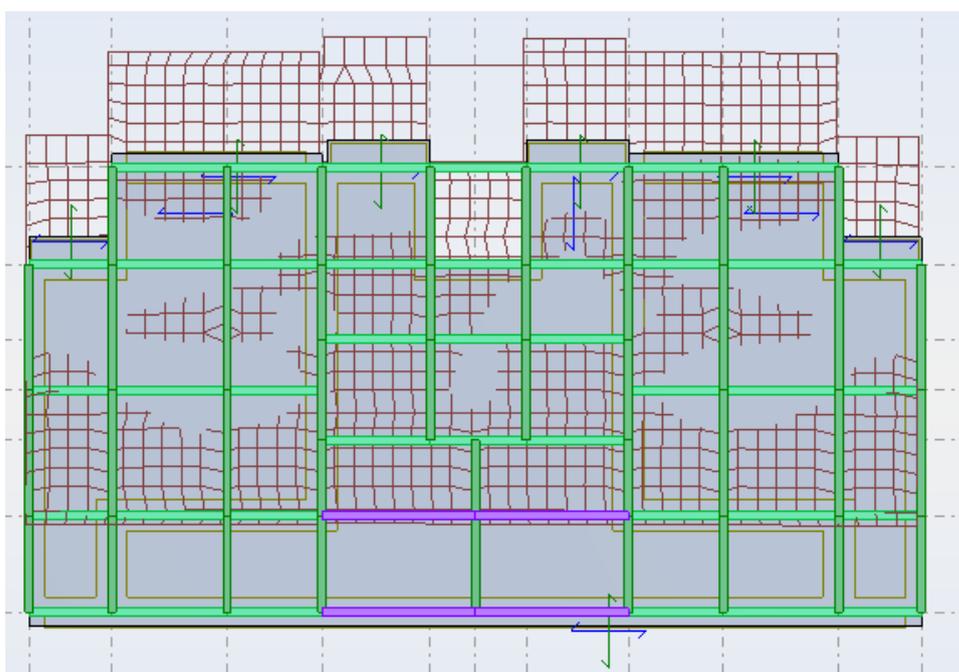
Comportement de la structure : Les trois premiers modes d'après le logiciel Robot 2019.

- ✓ **Le premier mode représente une translation suivant x-x**



FigureIII.4:(mode1) translation suivant l'axe (x-x)

- ✓ **Le deuxième mode représente une translation suivant y-y**



FigureIII.4:(mode2)translation suivant l'axe(y-y).

✓ Le troisième mode représente une rotation suivant z-z

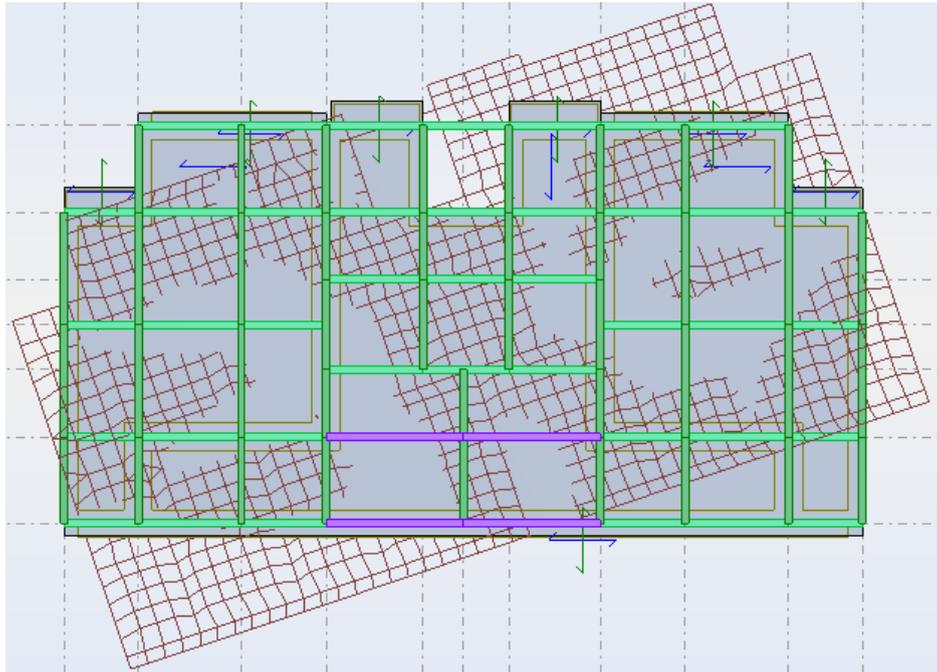


Figure III-5: (mode 3) rotation suivant l'axe (z-z).

**III-Vérification réglementaire:**

**III-1-Présentation de la méthode statique équivalente :**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la

Formule : 
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**W**: Poids total de la structure.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**Q**: Facteur de qualité.

**Coefficients d'accélération de zone « A » RPA (Tableau 4.1)**

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	<b>0.15</b>	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau III.2: Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe d'usage : **groupe2**

Zone sismique:

**Zone IIa  $\Rightarrow A = 0,15$**

➤ **R : Coefficient de comportement :**

sa valeur est donnée par **le tableau IV.3 de l'RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

Cat.	Des creation du système de contreventement voire chapitre III(3.4)	R
A	Béton Arme	5
1a	Portique auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portique / voile save interaction	3.5
4b	Portique contreventes par des voiles	4
5	Console vertical a masse repartie	2
6	Pendule inverse	2

*Tableau III..3:valeurs du coefficient de comportement R.*

Alors: **R= 3.5**

➤ **D facteur d'amplification :**

est un dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta \left( T_2 / T \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3$$

$$D = 2.5\eta \left( T_2 / 3.0 \right)^{2/3} \left( 3.0 / T \right)^{5/3} \quad T \geq 3.0s$$

Avec :

**T2 : période caractéristique** associée à la catégorie du site et donnée par **le tableau4.7**

**De l'RPA99/version 2003:**

- Catégorie S1 (site rocheux).
- **Catégorie S2 (site ferme)**
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble)

Notre structures situé dans un **(site ferme)**

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau III.4 : Valeurs de T1 et T2.

T1(S2) = 0,15 sec

T2(S2) = 0,40 sec

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où ε(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ε Est donnée par le [tableau 4.2 de l'RPA99/ version 2003](#) :

Remplissage	Portique		Voile ou Murre
	Béton arme	Acie	Béton arme
Lé ger	6	4	
Dense	7	5	10

Tableau III.5 : Valeurs de ε (%).

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend □ =10 %.

D'où : η = 0,88 ≥ 0,7.....CV

➤ **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale(T)de la structure peut-être est aimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empire que à utiliser est donnée par le [RPA99/version2003](#) par la formule :

$$T = Ct Hn . 3/4$$

**Hn** : hauteur mesurée en ma partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( hn = 24.65 m ) à partir du RDC.

**CT**: est un coefficient qui est fonction du système de contreventement ,du type de remplissages et est donné par le **tableau IV.6** de l'**RPA99/version2003**.

Cas N°	Système de contreventement	C t
1	Portique auto stables en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stables en acier arme sans remplissage en maçonnerier	0.085
3	Portique auto stables en béton arme ou en acier avec remplissage en maçonnerie	<b>0.050</b>
4	Contreventement assure par telemen ou totalement par des voiles en Béton armé ,des pale est rianglées et des Murs en maçonnerie	0.050

*Tableau III..6:Coefficient d'accélération de zone A.*

D ' où : **CT= 0,05**

Donc :  $T = 0,05 \times (24.65)^{3/4}$  implique que : **T = 0, 55sec**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte , donc on peut également utiliser la formule suivante:  **$T = 0,09 \ln\sqrt{D}$**

**D** : est la dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

**a) -Sens longitudinale :**

$D_x = 32.65m$

$$\text{Min} \begin{cases} T = \frac{Ct Hn . 3}{4} & ; T = 0,05 \times (24.65)^{3/4} ; T = \mathbf{0, 55sec} \\ T = \mathbf{0,09 \ln\sqrt{D_x}} & ; T = \frac{0.09 \times 24.65}{\sqrt{32.65}} = \mathbf{0.38} \end{cases}$$

$D_y = 16,65m$

$$\text{Min} \begin{cases} T = \frac{Ct Hn . 3}{4} & ; T = 0,05 \times (24.65)^{3/4} ; T = \mathbf{0, 55sec} \\ T = \mathbf{0,09 \ln\sqrt{D_y}} & ; T = \frac{0.09 \times 24.65}{\sqrt{16.65}} = \mathbf{0.54} \end{cases}$$

D'après **RPA 99/version 2003**, il faut prendre la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

✓ **Calcul du facteur d'amplification dynamique:**

$$0 \leq T \leq T_2 \rightarrow \text{ Avec : } T_2 (S_2) = 0,4s$$

$$D_x = 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 \quad D_x = 2,5 \times 0,88 = 2,20$$

$$D_y = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3} \quad D_y = 2,5(0,88)(0,40/0,54)^{2/3} = 1,80$$

✓ **Vérification de la période :**

qui doit être  $1,3T_e > T_{dy}$

Avec:  $T_{em}$  : la période empirique =  $T_{RPA} T_{dy}$  :

la période dynamique =  $T_{cal} T_{RPA} = T = C^t H n . 3 / 4 = 0,55S$

$T_{RPA}/em = 1,3 \times 0,55 = 0,71 s$

$T_{cal} / dy = 0,71s$

$T_{RPA}/em > T_{cal}/dy \dots\dots\dots CV$

➤ **Q facteur de qualité :**

le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule

$$Q = 1 + \sum P q$$

**Pq** : est la pénalité à retenir se lon que le critère de qualité que st satis fait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Critère «q»	Observe	Non observe
1-Condition minimale sur les filles des contreventement	Non	0.05
2-Rendrement en plan	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle d'exécution	Oui	0

Tableau III.7: critère du facteur de qualité.

Alors :  $Q_x = Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$

**Poids totaux de la structure (wt)**

**Wt** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids **Wi** calculé sa chaque niveau(i).

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec: } W_i = W_{Gi} + \sum W_{Qi}$$

**WGi** : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

**WQi** : charge d'exploitation.

**B** : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5** de **l'RPA99 version 2003**.

Dans notre cas,

- Pour les bâtiments d'habitation **B= 0,20**.

- Pour les bâtiment commercial **B=0,50**.

A partir du logiciel ROBOT le poids total de la structure est :

$$W = 39697.60 \text{Kn}$$

**Calcul du  $V_{\text{statique}}$  selon les deux directions (X; Y).**

**a)-Dans les sens X :**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.15 \times 39697.60}{3.5} = 4304.35 \text{ KN}$$

**b)- Dans les sens Y :**

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.80 \times 1.15 \times 39697.60}{3.5} = 3521.74 \text{KN}$$

**III-1-2- Vérification du condition RPA version 2003:**

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{st}}$$

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{st}} \equiv \frac{V_{\text{dyn}}}{V_{\text{st}}} \geq 0.8$$

Sens	$V_{\text{sta}}$ (KN)	$V_{\text{dyn}}$ (KN)	$\frac{V_{\text{dyn}}}{V_{\text{st}}}$	$\frac{V_{\text{dyn}}}{V_{\text{st}}} \geq 0.8$
X	4304.35	2788.68	1.54	C.V
Y	3521.74	2957.06	1.19	C.V

**Tableau III.8 : Vérification de la résultante des forces.**

**III-1-3-Vérification de l’effort Normal réduit :**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton. La formule utilisée est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \dots RPA \text{ version } 2003 \text{ (article } 7.1.3.3)$$

**v** : effort normal réduit.

**Bc** : section brute du poteau.

**fc28** : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa)

**Nd** : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par **ROBOT. Résumé des résultats :**

Niv	Poteau	Section	Fc28	Nd	$v \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$	$v \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$
<b>RDC</b>	45×45	2025	25	1360.87	0.268	<b>CV</b>
<b>1.2.3</b>	40×40	1600	25	1190.87	0.29	<b>CV</b>

**TableauIII-9:vérification d’effort normal réduit.**

**III-1-4- Vérification à la stabilité au renversement**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Les moments stabilisants seront calculés en prenant en compte le poids total équivalent de la construction, le poids des fondations, et éventuellement le poids du ramble .

➤ **Calcul des moments de renversement d’étages:**

**Mr** : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$

**F** : Force sismique au niveau **i**.

Etages‘K’	Effort tranchant[KN]		Moment de renversement [KN.m]	
	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	selon(x)	selon(y)
<b>RDC</b>	2788.68	2962.23	49711.12	51816.01

**TableauIII.10:Moment de renversement.**

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

Avec :  $M_s/M_r \geq 1.5$

➤ **Moment stabilisant :**

$$MS = W \times L/2$$

• **Sens longitudinal (selon x) :**

$$MS = 39697.60 \times (21.65 / 2) = 429726.52 \text{ kN.m}$$

$$Mr = 49711.12 \text{ kN.m}$$

$$Ms / Mr = 429726.52 / 49711.12 = 8.64 \geq 1.5 \dots\dots\dots CV$$

• **Sens transversal (selon y) :**

$$MS = 39697.60 \times (21.65 / 2) = 429726.52 \text{ kN.m}$$

$$Mr = 51816.01 \text{ kN.m}$$

$$Ms / Mr = 429726.52 / 51816.01 = 8.29 \geq 1.5 \dots\dots\dots CV$$

**Les conditions sont vérifiées**

**V-1-Vérification des déplacements :**

On choisit les nœuds qui permettent les plus grands déplacements suivants les deux directions x, y (ces nœuds se trouvent dans la même verticale). D'après le **RPA99**, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R. \delta ek$$

**$\delta k$** : Déplacement dû aux forces sismiques **Fi**.

**R**: Coefficient de comportement (**R=3.5**).

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k-1» est égal à:

$$\Delta k = \delta k - \delta k_{-1}$$

Le **RPA99** préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les 1%  $he$ , ( $he$  est la hauteur libre de l'étage considéré).

Il faut vérifier que :  $\Delta k \leq \delta$

**$\delta$** : Déplacement admissible (égale à 0,01 $he$ ) .

Les déplacements maximaux sont calculés sous  $F_i$  et les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x :

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
5/ 1	0,3	0,3
5/ 2	0,9	0,6
5/ 3	1,7	0,8
5/ 4	2,5	0,9
5/ 5	3,4	0,9
5/ 6	4,3	0,8
5/ 7	5,1	0,8
5/ 8	5,8	0,7

Figure III-6-Valeurs des déplacements inter-étages Sens X.

**Le déplacement inter-étage max = 0.09 cm < 1% de la hauteur de l'étage = 3.06cm**

=> **condition vérifiée**

Sens-y-y :

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
6/ 1	0,3	0,3
6/ 2	0,8	0,5
6/ 3	1,5	0,7
6/ 4	2,2	0,7
6/ 5	3,0	0,8
6/ 6	3,7	0,8
6/ 7	4,5	0,7
6/ 8	5,1	0,6

Figure III-7- Valeurs des déplacements inter-étages Sens Y

**Le déplacement inter-étage max = 0.8 cm < 1% de la hauteur de l'étage = 3.06cm**

=> **condition vérifiée**

#### IV-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times Hk} \leq 0.10$$

**PK** : poids total de la structure des charges d’exploitation associées du niveau «K»

**VK** : effort tranchant d’étage au niveau «K»

**ΔK** : déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau«K-1»

**Hk** : hauteur d’étage «K »

Niv	P <sub>kx</sub>	P <sub>ky</sub>	V <sub>kx</sub>	V <sub>ky</sub>	Δ <sub>Kx</sub>	Δ <sub>Ky</sub>	H étage	Θ <sub>x</sub>	Θ <sub>y</sub>	θ<0.1
<b>7</b>	-4849.8	-39698	2778.07	2950.18	0.7	0.6	3.06	0.0147	0.0122	<b>cv</b>
<b>6</b>	-9758.3	-34284	2695.31	2861.5	0.8	0.7	3.06	0.0196	0.0163	<b>cv</b>
<b>5</b>	-14663	-29377	2526.34	2687.2	0.8	0.8	3.06	0.0225	0.0211	<b>cv</b>
<b>4</b>	-19568	-24472	2306.98	2453.76	0.9	0.8	3.06	0.0283	0.0236	<b>cv</b>
<b>3</b>	-24472	-19568	2033.44	2163.19	0.9	0.7	3.06	0.0311	0.0228	<b>cv</b>
<b>2</b>	-29377	-14663	1699.33	1812.59	0.8	0.7	3.06	0.0304	0.0250	<b>cv</b>
<b>1</b>	-34284	-9758.3	1297.15	1367.83	0.6	0.5	3.06	0.0249	0.0195	<b>cv</b>
<b>RDC</b>	-39698	-4849.8	754.51	773.19	0.3	0.3	3.23	0.0132	0.0124	<b>cv</b>

Tableau III.13 : Vérification à L’effet P-Δ.

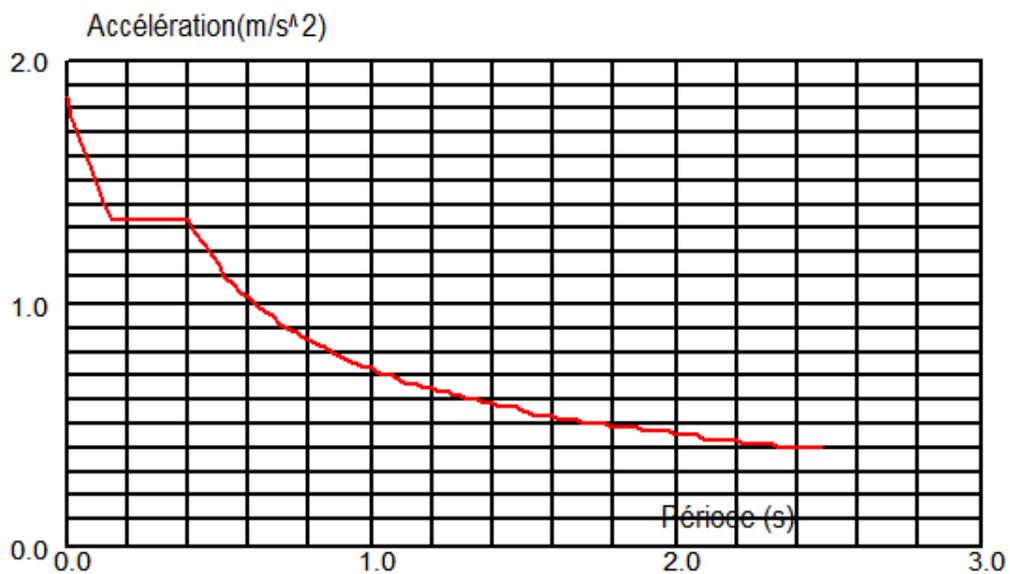


Figure III-8- Specter de réponse

ROBOT 2014

Date: 09/06/24

Propriétés du projet: **r+07 zino**Nom du fichier: **r+07 zino.rtd**

Emplacement: C:STORE+7

Créé: 03/04/24 02:57

Modifié: 02/04/24 14:41

Taille: 31789056

Auteur:

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 16.230 (m)

Y = 8.275 (m)

Z = 12.325 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 16.232 (m)

Y = 7.794 (m)

Z = 13.372 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 180638286.140 (kg\*m<sup>2</sup>)Iy = 349019800.651 (kg\*m<sup>2</sup>)Iz = 289113480.082 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 2367704.588 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

X = 16.231 (m)

Y = 7.806 (m)

Z = 13.674 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

Ix = 314904222.367 (kg\*m<sup>2</sup>)Iy = 597903393.559 (kg\*m<sup>2</sup>)Iz = 502818215.117 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 4048029.065 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 16.231 (m)

Y = 7.806 (m)

Z = 13.674 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 314904222.367 (kg\*m<sup>2</sup>)Iy = 597903393.559 (kg\*m<sup>2</sup>)Iz = 502818215.117 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 4048029.065 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	10386
Nombre de barres:	1072
Éléments finis linéiques:	4311
Éléments finis surfaciques:	9959
Éléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0

Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	71
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	17
Combinaisons:	11

## Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M		
Nbre de degrés de liberté stat.:	61710	
Largeur de la bande		
avant/après optimisation:	0	0
Durée des calculs [s]		
Durée max agrégation + décomp.:	5	
Durée max itér. sur sous-espace:	34	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée totale:	80	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	187513248	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	12835888	
Mémoire:	37687004	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	1.409029e+006	2.487803e+012
Précision:	8	

## Liste de cas de charges/types de calculs

**Cas 1** : **pp****Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 8.62804e+000 (kN\*m)

Précision : 3.58858e-007

**Cas 2** : **G****Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 5.04124e+000 (kN\*m)

Précision : 5.04675e-007

**Cas 3** : **Q****Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 1.06812e+000 (kN\*m)

Précision : 6.39974e-007

**Cas 4** : **Modale****Type d'analyse: Modale****Données:**

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations

Nombre de modes : 10  
Nombre d'itérations : 20  
Tolérance : 1.00000e-004  
Amortissement : 0.070  
Limites : 0.000  
Coefficient des masses participantes : 0.000

**Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) E\_X**  
**Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)**

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

ROBOT 2014

Date: 09/06/24

Propriétés du projet: **r+07 zino**

Nom du fichier: **r+07 zino.rtd**

Emplacement: C:STORE+7

Créé: 03/04/24 02:57

Modifié: 02/04/24 14:41

Taille: 31789056

Auteur:

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 16.230 (m)

Y = 8.275 (m)

Z = 12.325 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 16.232 (m)

Y = 7.794 (m)

Z = 13.372 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 180638286.140 (kg\*m<sup>2</sup>)

Iy = 349019800.651 (kg\*m<sup>2</sup>)

Iz = 289113480.082 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 2367704.588 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$X = 16.231 \text{ (m)}$$

$$Y = 7.806 \text{ (m)}$$

$$Z = 13.674 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$I_x = 314904222.367 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_y = 597903393.559 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_z = 502818215.117 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$\text{Masse} = 4048029.065 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 16.231 \text{ (m)}$$

$$Y = 7.806 \text{ (m)}$$

$$Z = 13.674 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 314904222.367 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_y = 597903393.559 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_z = 502818215.117 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$\text{Masse} = 4048029.065 \text{ (kg)}$$

#### Description de la structure

Nombre de noeuds:	10386
Nombre de barres:	1072
Eléments finis linéiques:	4311
Eléments finis surfaciques:	9959
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	71
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	17
Combinaisons:	11

#### Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	61710
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0
Durée des calculs [s]	
Durée max agrégation + décomp.:	5
Durée max itér. sur sous-espace:	34
Durée max solution prb. nonlin.:	0
Durée totale:	80
Espace disque et mémoire utilisés [o]	
Espace totale du disque utilisé:	187513248
Espace pour fichier TMP solveur:	0

Espace pour itérat. s/sous-esp.:	12835888	
Mémoire:	37687004	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	1.409029e+006	2.487803e+012
Précision:	8	

Liste de cas de charges/types de calculs

**Cas 1** : **pp**  
**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 8.62804e+000 (kN\*m)  
Précision : 3.58858e-007

**Cas 2** : **G**  
**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 5.04124e+000 (kN\*m)  
Précision : 5.04675e-007

**Cas 3** : **Q**  
**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 1.06812e+000 (kN\*m)  
Précision : 6.39974e-007

**Cas 4** : **Modale**  
**Type d'analyse: Modale**

**Données:**

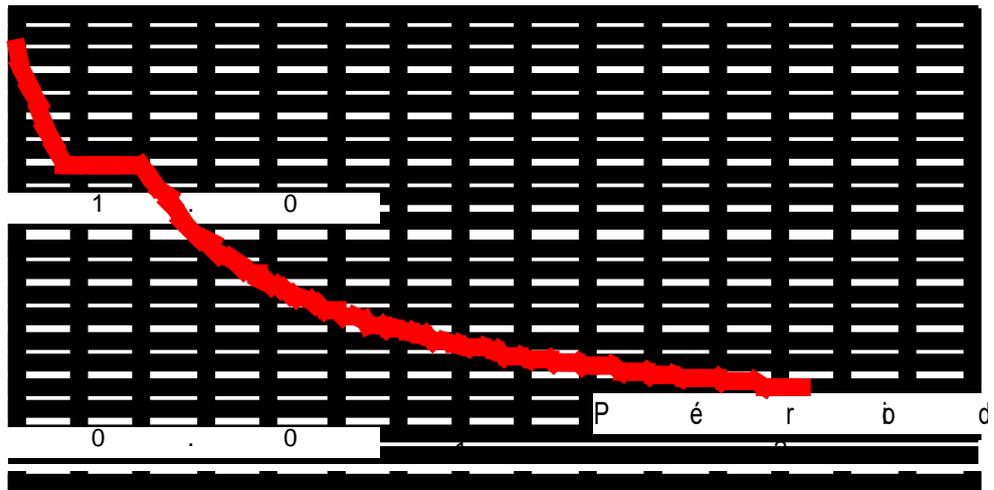
Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations
Nombre de modes	:	10
Nombre d'itérations	:	20
Tolérance	:	1.00000e-004
Amortissement	:	0.070
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

**Cas 5** : **Sismique RPA 99 (2003) E\_X**  
**Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)**

Direction de l'excitation:

X = 1.000  
Y = 0.000  
Z = 0.000

A c c é è r a t b n (



**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S2  
 Coefficient de qualité : 1.150  
 Coefficient de comportement : 3.500  
 Amortissement :  $\gamma = 7.00 \%$

**Paramètres du spectre:**

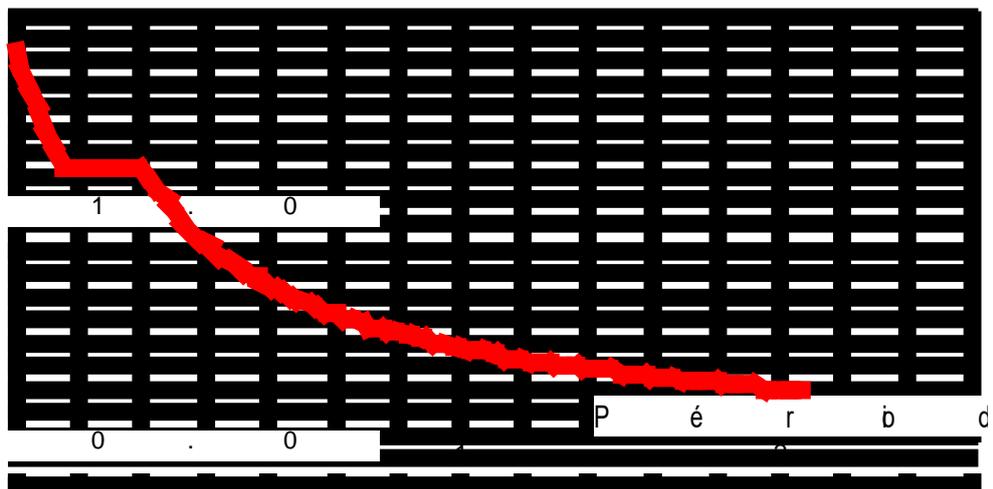
Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$   
 $A = 0.150$   
 $T_1 = 0.150$   $T_2 = 0.400$

**Cas 6** : **Sismique RPA 99 (2003) E\_Y**  
**Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)**

Direction de l'excitation:

X = 0.000  
 Y = 1.000  
 Z = 0.000

A c c é è r a t b n (



**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S2  
 Coefficient de qualité : 1.150  
 Coefficient de comportement : 3.500  
 Amortissement :  $X = 7.00 \%$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.400$

**Cas 7 : 1.35G+1.5Q**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 8 : G+Q**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 9 : G+Q+EX**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 10 : G+Q-EX**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 11 : G+Q+EY**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 12 : G+Q-EY**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 13 : 0.8G+EX**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 14 : 0.8G-EX**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 15 : 0.8G+EY**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 16 : 0.8G-EY**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 17 : G+0.2Q**

**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Figure III-9- Note Calcul Complete**

## **Conclusion**

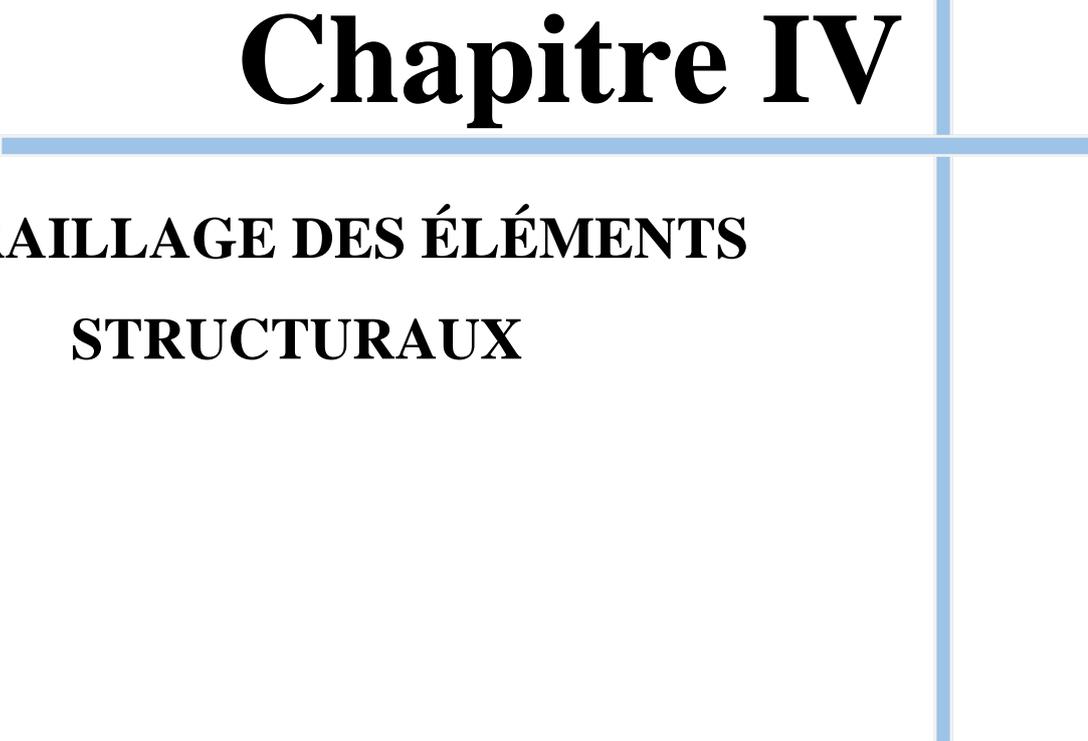
En conclusion, l'étude sismique menée à l'aide du logiciel ROBOT a permis de modéliser efficacement la structure et d'analyser son comportement dynamique en détail.

Par le biais de simulations répétées, la disposition optimale des murs-voiles et le renforcement ciblé des éléments structuraux ont été déterminés, garantissant ainsi la stabilité de la structure tout en respectant les critères de résistance et d'optimisation économique.

Cette démarche rigoureuse a permis de répondre scrupuleusement aux exigences du RPA99/2003, notamment en ce qui concerne la vérification de la période propre, l'analyse du comportement de la structure, le calcul de l'effort normal réduit, l'évaluation de l'effet P- $\Delta$  et la validation des déplacements admissibles.

En conséquence, les calculs des éléments structuraux ont pu être réalisés avec succès, ouvrant la voie à la phase de conception détaillée et à la construction ultérieure de la structure.

# Chapitre IV



## FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

## **Introduction**

Après l'analyse du logiciel, nous procéderons à la détermination des sections d'armatures dans chaque élément. Les éléments structuraux sont les composants porteurs qui forment l'ossature du bâtiment et qui supportent l'ensemble des charges horizontales et verticales, les transmettant par le biais des fondations jusqu'au sol qui agit comme un absorbeur de charges. Les portiques se composent de poteaux et de poutres.

### **I-1- Étude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils servent de points d'appui pour transférer les charges de la superstructure vers la fondation. Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion, selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables, et sont introduits dans le logiciel Robot dans l'ordre suivant :  $N_{\max} \rightarrow M$  correspondant,  $M_{\max} \rightarrow N$  correspondant,  $N_{\min} \rightarrow M$  correspondant.

#### **I-1-2-Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : E.L.U. - Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$ .

Selon le RPA99 version 2003 :  $G + Q + E$  ;  $0,8 G \pm E$ .

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas le plus défavorable).

#### **I-1-3-Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul, issues des combinaisons les plus défavorables, sont extraites directement du logiciel ROBOT 2014. Les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :

Niv	Section du poteau	ELU		ELS		ACC		Effort tranchant V (KN)
		N	M (KN)	N	M (KN.m)	N	M (KN)	V (kn)
RDC	45x45	653.73	90.52	475.91	65.93	493.69	96.37	135.37
1.2.3.4.5.6.7 étage	40x40	166.21	28.95	121.62	28.95	65.66	43.58	88.86

TableauIV-1: Sollicitations dans les Poteau.

Avec :

$N < 0$  : effort de traction.

$N > 0$  : effort de compression.

➤ **Recommandations du RPA99 version 2003 :**

Les armatures longitudinales : RPA99 version 2003 (Art. 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, sans crochets.

**Amin** = 0.8 % de la section de béton en zone IIa,

**Amax** = 4 % de la section de béton en zone courante,

**Amax** = 6 % de la section de béton en zone de recouvrement,

**Φmin** = 12 mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrement doivent être réalisées si possible en dehors des zones nodales (Zone critique).

- La zone nodale est définie par l et h tel que :

$$l' = 2h, \quad h' = \max(6/h, b1, h1, 60 \text{ cm}); \quad h_e : \text{ hauteur d'étage.}$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

Alors pour une section de **45×45** on a :

$$h' = \max(323/6; 45; 45; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 53.83 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc : } h' = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$$l' = 2h \text{ poutre} = 90 \text{ cm.}$$

✓ **Armatures minimales imposés par BAEL :**

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times h}{100}; 4 \text{ cm}^2\right)$$

✓ **Armatures transversales :**

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

$$\frac{Ak}{t} = \frac{\delta A \times Vu}{ht \times x \times Fe}$$

**Vu** : Effort tranchant de calcul

**ht** : Hauteur totale de la section brute

**fe** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

**δa** : coefficient correcteur qui contient compte l'élançement géométrique du poteau dans la direction considérée

**T** : l'élançement des armatures transversales et les valeurs max sont fixées comme suit :

**Zone nodale (pour zone IIa) :**

$$T \leq \min(10 \varnothing L_{\min}; 15 \text{ cm}) = (10 \varnothing 1,2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \text{ soit } t1 = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante (pour zone IIa) :**

$$t' \leq 15 \varnothing L_{\min} \rightarrow t' = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \text{ soit } t' = 15 \text{ cm}$$

**Ø L min** : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du

**RPA99 version 2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niv	Poteau	Amin RPA	Amax RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courant	Zone de recouvrement
RDC	45x45	14.4	81	121,50
1.2.3.4.5.6.7 étage	40x40	12.8	64	96

Tableau IV.2 : les armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives Aux prescriptions du RPA99/2003.

#### I-1-4-Calcul du ferrailage :

- Suivant les règles BAEL91

$$A_{\min} = \max ( (0.2 \times b \times h) \div 100; 4 \text{ cm}^2) = \max (4.05 ; 4\text{cm}^2) = 4.05\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \max ( (0.2 \times b \times h) \div 100; 4 \text{ cm}^2) = \max (3.2 ; 4\text{cm}^2) = 4\text{cm}^2$$

- Suivant RPA99 version 2003

$$A_{2\min}=0,80 \% \times b \times h = 0,80\% \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$$

$$A_{2\min} = 16.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = \max (A_1 ; A_{1\min} ; A_{2\min}) \text{ cm}^2 = \max (4.05 ; 7.2 ; 16.20) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 16.2\text{cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux (**45 × 45**) cm<sup>2</sup> :

$$A=16.2\text{cm}^2$$

**Choix : 4T20+4T16 → A= 20.61cm<sup>2</sup>**

$$A_{2\min}=0,80 \% \times b \times h = 0,80\% \times 40 \times 40 = 1280/100 = 12.8\text{cm}^2$$

$$A_{2\min} = 12.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = \max (A_{1\min} ; A_1 ; A_{2\min}) \text{ cm}^2 = \max (4 ; 6.4 ; 12.8) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 12.8\text{cm}^2$$

Donc la section des armatures a doptée pour les poteaux (**40 × 40**) cm<sup>2</sup> :

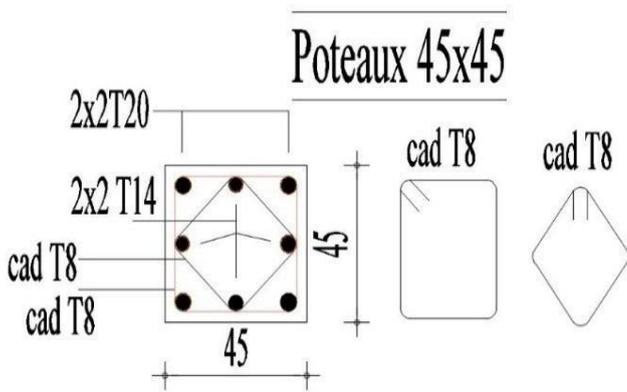
$$A=12.8 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T16+4T14 → A= 14.20 cm<sup>2</sup>

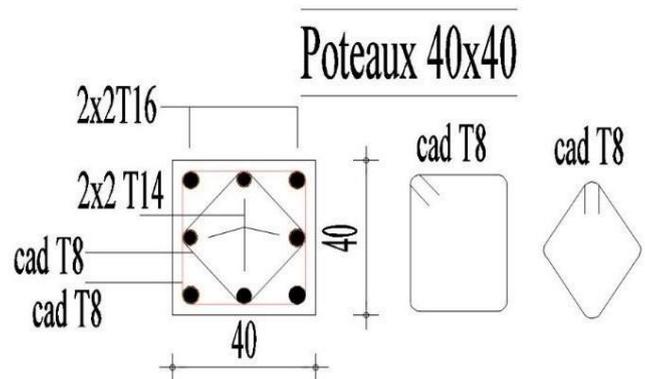
I-1-5-Schéma de ferraillage des poteaux :

Niv	Section du Poteau	Aadop(cm <sup>2</sup> ) RPA	Les barres choisie	Section Correspondant (cm <sup>2</sup> )	Longueur de recouvrement (cm)
RDC	45x45	16.20	4T20+4T16	20.61	80
1.2.3.4.5.6.7 étages	40x40	12.80	4T16+4T14	14.20	70

TableauIV.3 : Tableau récapitulatif ferraillage des poteaux.



FigureIV-2 : Ferraillage Poteau 45x45.



FigureIV-3 : Ferraillage Poteau 40x40.

## II- Etude des poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettent les charges aux poteaux, leur calcul de sollicitation est à la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Pour notre étude on a 2 types de poutres à ferrailer :

- ✓ **Poutre principale 30x45**
- ✓ **Poutre principale 30x40**
- ✓ **Poutre secondaire 30x35**

Pour le ferrailage des poutres ,on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le

### **RPA99 en zone IIa.**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de:

- ✓ **4 %** en zone courante
- ✓ **6 %** en zone de recouvrement

La longueur de recouvrement minimale est de : **40  $\phi$  en zone IIa**

### **II-1-1-Calcul du ferrailage :**

Détermination des efforts :

Les combinaisons prises en compte:

$$\text{ELU : } 1,35G+1,5Q \quad \text{ELS : } G + Q$$

$$\text{ACC : } (0,8G \pm E \text{ et } G+Q \pm E)$$

A l'aide de logiciel **ROBOT2014** on obtient les résultats des moments  **$M_y$**  et les efforts tranchants  **$V$**  dans le tableau suivant :

Type	Section des poutres	ELU		ELS		Accidentelle		Effort tranchant V (KN)
		M(KN.m)		M(KN.m)		MACC		
		travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	
P-P	30 x 45	43.24	-79.77	31.38	-57.90	76.43	-47.03	80.08
P-P	30 x 40	37.49	-119.94	27.36	-87.49	26.07	-103.68	111.78
P-S	30x35	65.15	36.64	14.01	-25.08	13.72	-56.23	44.49

Tableau IV.4 : Sollicitations des poutres.

Ferrailage des poutre		Poutre principale		Poutre secondaire	
		Travée	Appui	Travée	Appui
ELU	$\mu$	0.07	0.10	0.09	0.21
	$\alpha$	0.1	0.137	0.125	0.3
	B	0.96	0.94	0.95	0.88
	A st(cm <sup>2</sup> )	4.09	6.35	4.27	7.66
ELS	$\gamma$		1.36		1.37
	A1min		1.63		1.30
	A2min		6.75		5.40
	Adopte		6.75		5.40
Acc	$\mu$		0.19		0.15
	$\alpha$		0.27		0.21
	B		0.89		0.91
	A acc		11,83		7,63
Longueur de recouvrements			60		60
Le choix			3T16 + 3T16 A=12,06cm <sup>2</sup>		3T14+3T12 A = 8,01 cm <sup>2</sup>

Tableau IV.5 : ferrailage des poutres.

<b>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</b>		
$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u$ adm(Mpa)	Vérification
0,659	3,333	<b>OK</b>

<b>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</b>		
$V_u$ (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	Vérification
80080,000	801000,000	<b>OK</b>

<b>Vérification des armatures inférieures d'appuis</b>		
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm <sup>2</sup> ]	Vérification
4,620	2,302	<b>OK</b>

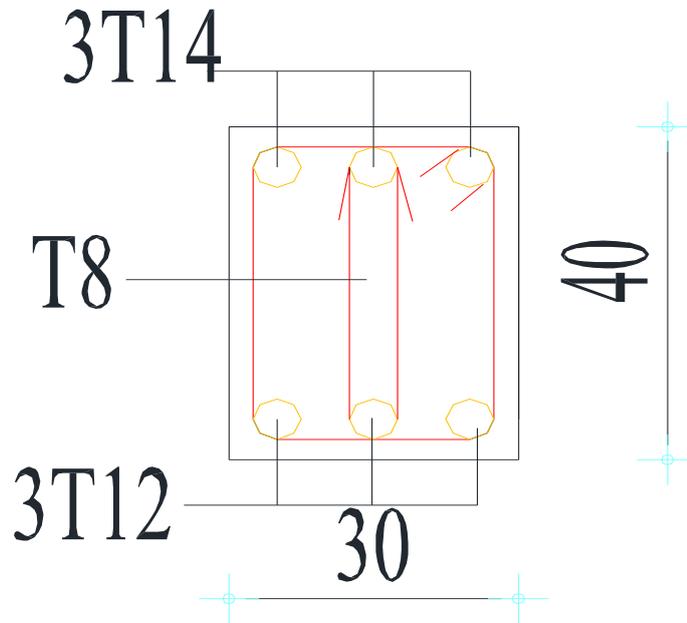
<b>Vérification de la contrainte moyenne de compression</b>			
$R_u$ (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
160160,000	1,335	21,667	<b>OK</b>

<b>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</b>		
$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u$ adm(Mpa)	Vérification
0,471	3,333	<b>OK</b>

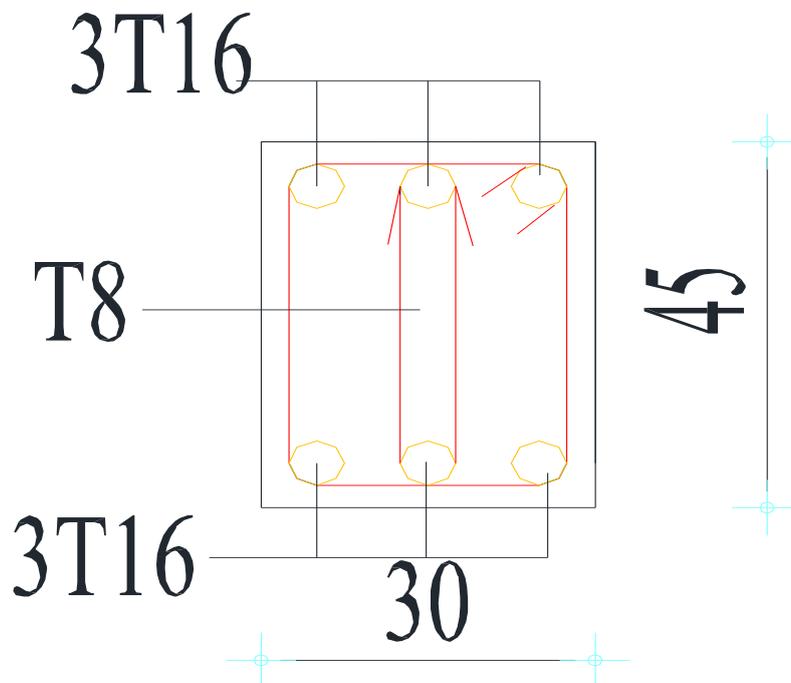
<b>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</b>		
$V_u$ (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	Vérification
44490,000	801000,000	<b>OK</b>

<b>Vérification des armatures inférieures d'appuis</b>		
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm <sup>2</sup> ]	Vérification
4,620	1,279	<b>OK</b>

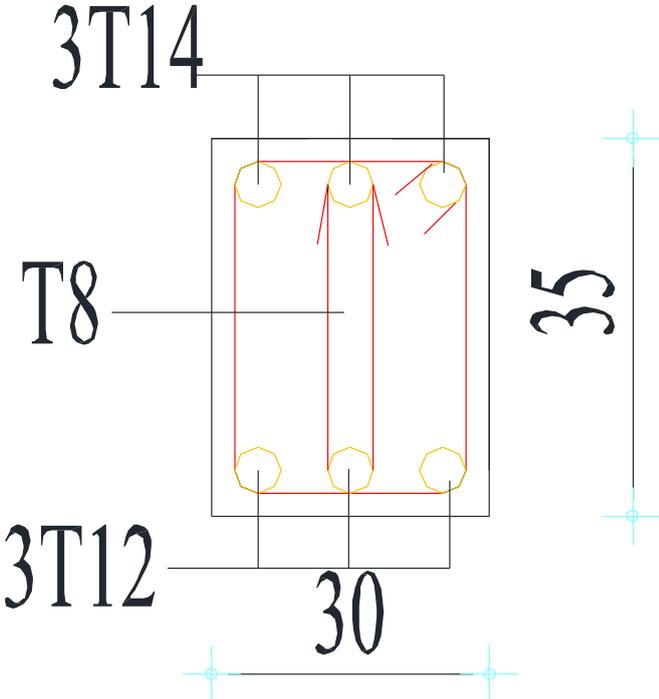
<b>Vérification de la contrainte moyenne de compression</b>			
<b><math>R_u</math> (N)</b>	<b><math>\sigma_{mb}</math> (MPa)</b>	<b><math>1,3 F_{c28} / \gamma_b</math></b>	<b>Vérification</b>
88980,000	0,742	21,667	<b>OK</b>



FigureIV-4:Ferraillage PP 30/40



FigureIV-5 : Ferraillage PP 30/45



FigureIV-6: Ferraillage PS 30/35

### III- Etude des Voiles :

#### Introduction :

Exigences parasismiques pour les voiles en béton armé selon RPA 99 v2003. Le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA 99 v2003) impose la mise en place de voiles de contreventement dans toutes les structures en béton armé qui dépassent quatre niveaux ou 14 mètres de hauteur dans les zones de sismicité moyenne (zone IIa). Ces voiles ont pour fonction de rigidifier la structure et de lui permettre de résister aux forces horizontales dues aux tremblements de terre.

#### III-1-1-Transmission des efforts horizontaux

Dans une structure avec des voiles de contreventement, les efforts horizontaux générés par un tremblement de terre sont transmis aux voiles par les planchers, qui agissent comme des diaphragmes. La répartition des efforts entre les voiles se fait proportionnellement à leur rigidité dans la direction de la sollicitation. Les voiles, à leur tour, transmettent ces efforts à la base de la structure et finalement au sol.

#### III-1-2-Comportement des voiles

On distingue deux types de voiles en fonction de leur élancement (rapport hauteur/longueur) :

- **Voiles élancés:** avec un élancement ( $h/l$ ) supérieur ou égal à 1,5
- **Voiles courts:** avec un élancement ( $h/l$ ) inférieur ou égal à 1,5

Les voiles, en particulier les voiles élancés, sont soumis à une flexion composée, c'est-à-dire une combinaison de flexion et d'effort tranchant. Cette sollicitation peut entraîner des ruptures dans les voiles, selon les modes de rupture suivants :

- **Flexion simple**
- **Flexion par effort tranchant**
- **Écrasement**

#### Recommandations du **RPA 99 v2003** pour le ferrailage des voiles

Le **RPA 99 v2003** fournit des recommandations précises pour le ferrailage des voiles en béton armé, en particulier pour les armatures verticales qui assurent la résistance à la flexion :

➤ **Armatures verticales:**

Section minimale des armatures verticales:  $A_{min} = 0,2\% \times e \times L_t$

- e: épaisseur du voile
- $L_t$ : longueur de la zone tendue

Disposition des armatures verticales:

- Les armatures doivent être disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être entêtées et ligaturées avec des cadres horizontaux ( $St < e$ ).

Espacement des armatures:

- À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de 1/2 sur une longueur de 1/10 de la longueur du voile.

Ancrage des armatures:

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure

### III-1-3-Sollicitations dans les voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel **ROBOT2014**, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous

#### III-1-4-Vérification de la Contrainte de compression :

$$\sigma_{Max} = 9.34 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### III-1-5-Vérification de la Contrainte de cisaillement à L'ELA :

$$\tau_{Max} = 1.08 \text{ MPa} ; \text{Majoration de } 1,4 \text{ (RPA)} \Rightarrow \tau_{Max} = 1,32\text{MPa} \tau_{Max} = 1,32\text{MPa} < 0,2f_{c28} = 5\text{MPa} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### III-2-Ferrailage des voiles:

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous **M** et **N** pour une section. ( $b \times h$ ).

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous Avec :

$A_v^{min} = 0,15\% \times b \times L$  : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$A_v^{cal}$  : Section d'armature calculée dans l'élément.

$A_v^{adop}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

**St** : Espacement.

$A_h^{\min} = 0,15 \times b \times h$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile .

$A_h^{\text{cal}} = A_v^{\text{adop}} / 4$  : section d'armature calculée

$A_h^{\text{adop}}$  = Section d'armature horizontale adoptée

$N^{\text{ber}}$  = nombre de barre adoptée

➤ **Exemple de calcul :**

On prend comme exemple :

voiles	e	N(kn)	M(kn.m)	N(kn)	M(kn.m)	V(kn)
<b>V1</b>	20	-1624.17	3743.18	1802.82	3729.62	619.61
<b>V2</b>	<b>20</b>	1679.28	-4774.64	-1688.47	4895.61	-698.41

*TableauIV.7 : Sollicitations des voiles*

**V1=3.5m**

L= 3,45 m  
ep= 0,20 m  
Inertie= 0,68 m<sup>4</sup>

Moment= 372,90 t.m

Normal= 180,2 t Compression positive

$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{ep \times L^2} = 1201,05 \text{ t/m}^2$

$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{ep \times L^2} = -678,73 \text{ t/m}^2$

longueur de la zone tendue LT= 1,25 m  
Effort de traction F= 84,55 t

**Section d'acier dans la zone tendue :**s = 21.14cm<sup>2</sup> sur long de 1.25 mètre

Long(m)	$\sigma_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (t/m <sup>2</sup> )	F(tonne)	S(cm <sup>2</sup> )
1,00	678,73	133,87	81,26	<b>20,31</b>

**V2=4.20**

L= 4,20 m  
 ep= 0,20 m  
 Inertie= 1,23 m<sup>4</sup>

Moment= 489,65 t.m

Normal= 168,84 t

Compression positive

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{ep \times L^2} = 1033,74 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{ep \times L^2} = -631,74 \text{ t/m}^2$$

longueur de la zone tendue LT= 1,59 m  
 Effort de traction F= 100,64 T

**Section d'acier dans la zone tendue :**S = 25.16cm<sup>2</sup> sur long de 1.59 mètre

Long(m)	$\sigma_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (t/m <sup>2</sup> )	F(tonne)	S(cm <sup>2</sup> )
1,00	631,74	235,20	86,69	<b>21,67</b>

✓ **Calcul des armatures verticales :**

On choisit :  $2 \times 29T12 = 32.80 \text{ cm}^2 \dots\dots V2$

$2 \times 23T12 = 26.01 \text{ cm}^2 \dots\dots V1$

$A_{\min}^c = 0.1\% \times e \times L_c = 0.1\% \times 20 \times 1.59 = 3.18 \text{ cm}^2$

On choisit :  $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul des armatures horizontales :**

On choisit :  $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

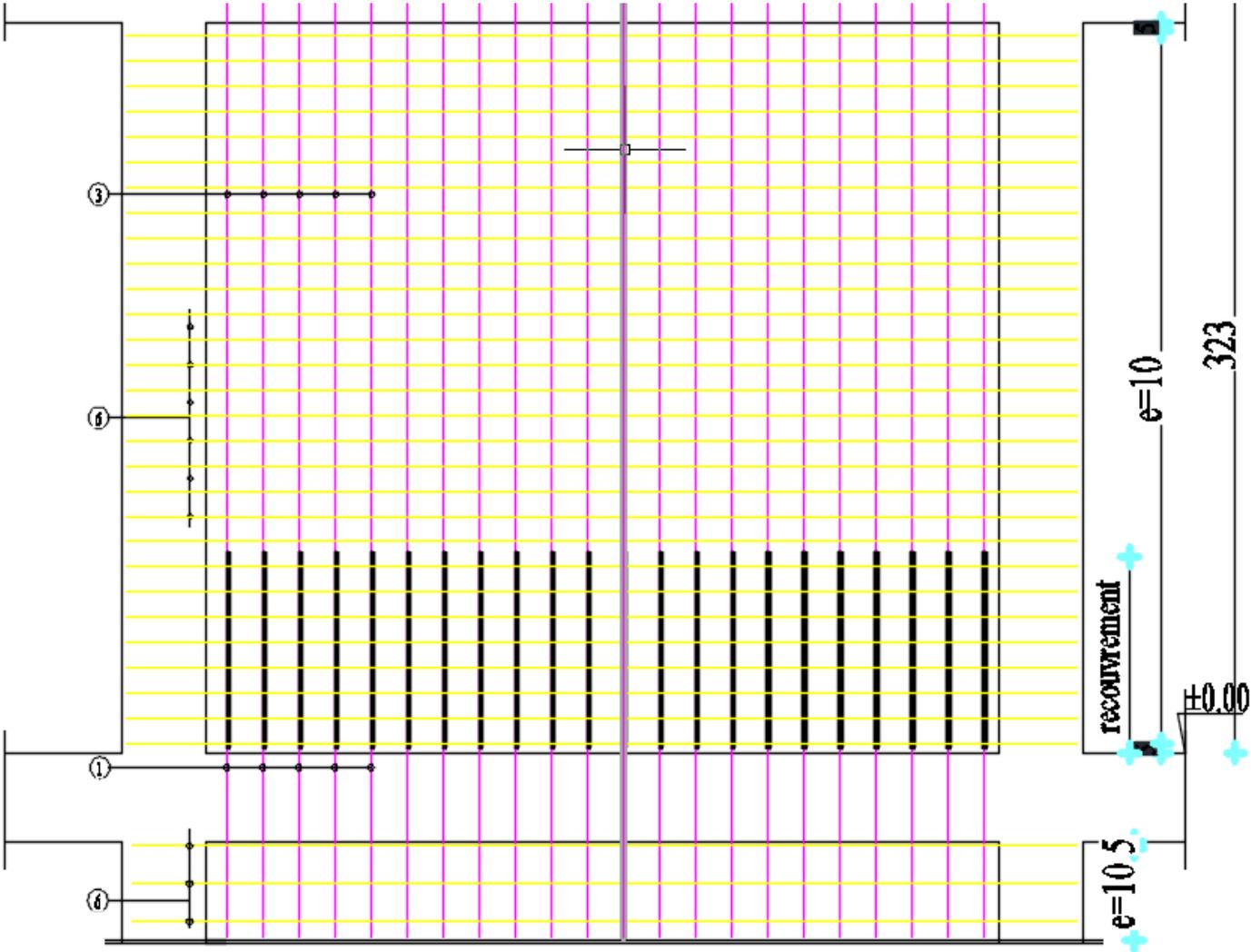
Les résultats de calcul du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile	M (kN.m)	N (kN)	$E_G = M/N_{MAX}$	L/2 (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cmin</sup> (cm <sup>2</sup> )
V1	3743.18	1802.82	2.07	1.725	21.67	12.6	3.18

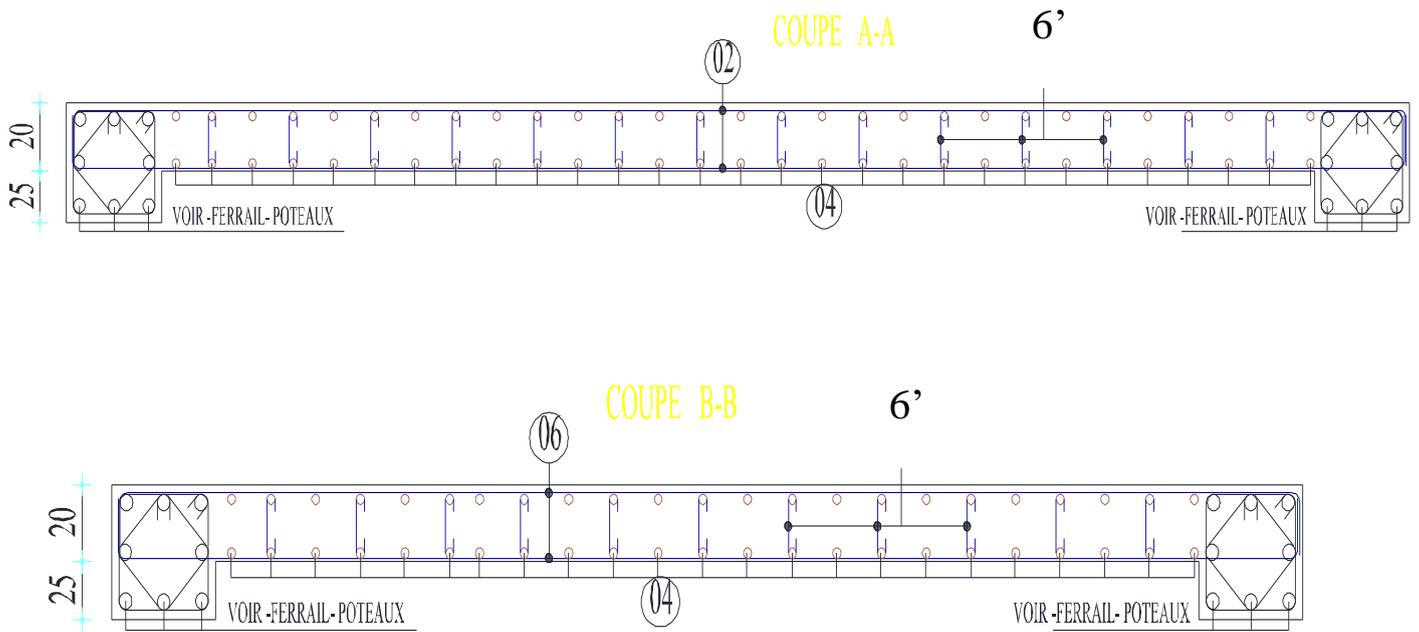
*TableauIV-8 : Résumé de calcul des voiles*

Voile	A <sup>v</sup> <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>v</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres	St (cm)	A <sup>h</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix des barres	St (cm)
V1	21.67	12.6	32.80	29T12	15	9.69	4.71	6T10	15

*TableauIV-10 : Résumé de calcul du ferraillage*



FigureIV-7:-ferraillage de voile



FigureIV-8:-ferrailage des voiles

NOMENCLATURE DES ACIERS

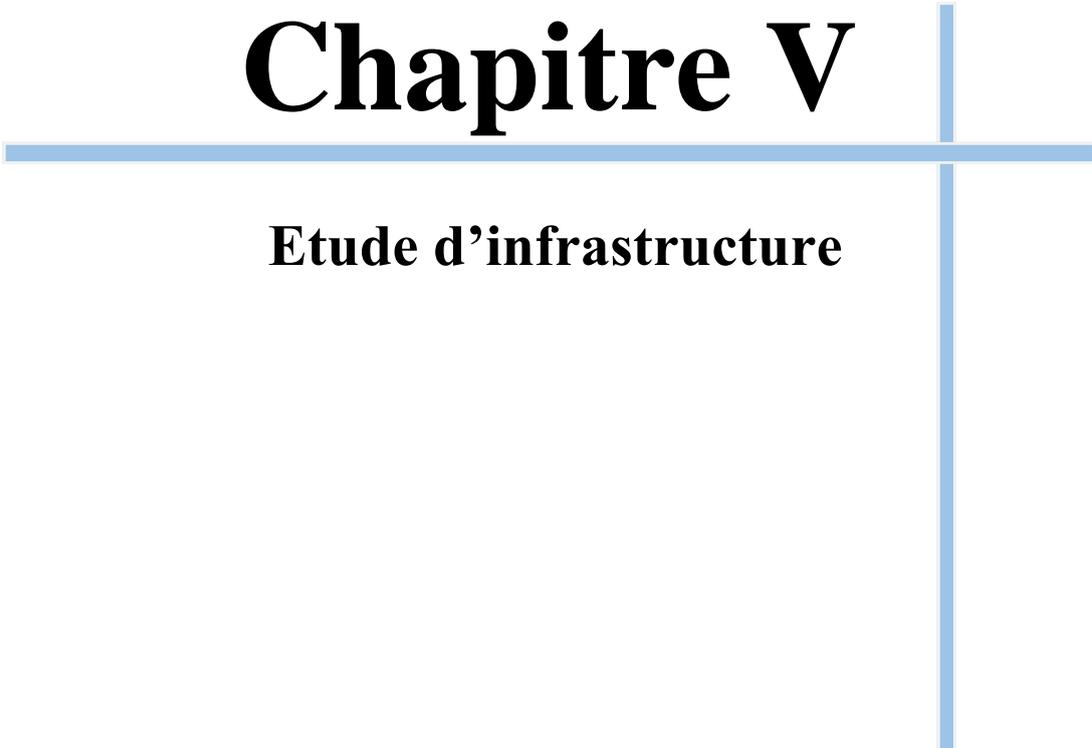
REP.	Ø	ESP	LONG.	SCHEMAS.
01	T12	15	VAR	70   VAR
02	T10	/	520	15   490   15
03	T12	15	400	400
04	T12	15	390	390
05	T12	15	333	318   15
06	T10	/	445	15   415   15
6'	T8	/	031	8   15   8
07	T8	/	136	30   8   30
08	T8	/	100	21   8   21

FigureIV-9:-tableau de ferrailage

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons présenté le ferrailage des voiles qu'il ont un rôle principal dans la rigidité de la structure et la transmission des sollicitations en tenant compte des règlements (**RPA version 2003** et le **BAEL/99**), outre la résistance et l'économie sont des facteurs très importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# Chapitre V



**Etude d'infrastructure**

## Étude de l'infrastructure :

### I- Fondations

L'infrastructure d'une structure désigne l'ensemble des éléments qui supportent les charges de la superstructure et les transmettent au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes). Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, tels que la nature du sol, les charges transmises et les contraintes admissibles du sol.

#### I-1-1-Détermination du type de fondation

Pour déterminer le type de fondation le plus adapté à la structure, au sol et aux charges transmises, il est nécessaire de connaître la résultante des efforts normaux agissant sur les différentes semelles. En se basant sur le pourcentage de cette résultante par rapport à la surface totale du projet, on peut distinguer trois cas :

- **Si la résultante est inférieure ou égale à 50% :** Des semelles isolées peuvent être utilisées.
- **Si la résultante est supérieure à 50% :** Un radier général est nécessaire.
- **Si la surface totale du projet est égale à :**

$$\frac{\sum N_{ser}}{\delta} = \frac{45091.45}{250} = 180.36\text{m}^2$$

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale}} \times 100 = \frac{180.36}{529.09} \times 100 = 34\% \leq 50\%.$$

#### I-1-2-Étude des fondations :

##### ➤ Calcul des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons l'utilisation de semelles isolées. Pour dimensionner ces semelles, nous allons procéder à une vérification préliminaire en comparant la contrainte admissible du sol à la contrainte de compression générée dans la semelle.

##### ➤ Vérification préliminaire des semelles isolées

La vérification préliminaire consiste à comparer la contrainte de compression maximale dans la semelle ( $\sigma_{sol}$ ) à la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol\_admissible}$ ). Cette contrainte est calculée en divisant l'effort normal transmis à la semelle (N) par la surface d'appui de la semelle (S).

$$\sigma_{sol} = N / S$$

$$S = A \times B$$

où :

- N : L'effort normal transmis à la base, obtenu par le logiciel ROBOT2014
- S : Surface d'appuis de la semelle
- A : Dimension du poteau à la base
- B : Dimension du poteau à la base

➤ **Condition à respecter :**

$$\sigma_{sol} \leq \sigma_{sol\_admissible}$$

### Exemple de calcul

Pour illustrer le calcul des semelles isolées, nous allons considérer les semelles de rive et les semelles intermédiaires les plus sollicitées.

Semelles	Intermédiaire	
combinaison	N (KN)	M(KN.m)
<b>1.35G+1.5Q</b>	1634.22	4.93
<b>G+Q</b>	1189.38	3.56
<b>G+Q+E</b>	1360.87	29.14
<b>0.8G+E</b>	2353.08	31.10

*TableauV-1 : les sollicitations pour les poteaux*

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance de sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur sous face de la semelle, est linéaire

$$h \geq \text{Max} \{h_1, h_2\}$$

$$h_1 = \{ (A-a) / 4 \} + 5 \rightarrow h_1 = \{ (230-45) / 4 \} + 5 \rightarrow h_1 = 51.25$$

$$h_2 = \{ (B-b) / 4 \} + 5 \rightarrow h_2 = \{ (230-45) / 4 \} + 5 \rightarrow h_2 = 51.25$$

on adopte **h = 60cm** ;  $h_p \geq h / 2 = 30\text{cm}$  donc  $h_p = 30\text{cm}$

$$\text{Méthode de calcul : } A_s = \frac{N_u (A-\alpha)}{8d \sigma_s}$$

La charge **N<sub>u</sub>** est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entres-elles par les armatures inférieure :  $N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$

**σ<sub>M</sub>** : Contrainte maximale sous la semelle ;

$\sigma_m$  : Contrainte minimale sous la semelle.

**Domaine d'application de la méthode des bielles :**

- Semelle rigide :  $(A - a)/4 \leq d \leq (A - a)$
- Sol entièrement comprimé :  $e_s \leq A/6$
- Poteau entièrement :  $e_p \leq a/6$

**I-1-3-Ferraillage :**

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes de les semelles intermédiaire :

$$\begin{aligned}
 A &= 2,30m & a &= 0,45m & d = h - d' &= 0,60 - 0,05 = 0,55m \\
 \frac{A-a}{4} &= \frac{2,30-0,45}{4} = 0,462 \text{ m} \leq d \leq (A-a) = 1,85m \dots\dots\dots \text{cv} \\
 e_s &= 0 \leq \frac{A}{6} = 0,383 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv} \\
 e_p &= \frac{Mu}{Nu} = \frac{31,10}{2353,08} = 0,013m \leq \frac{a}{6} = 0,075m \dots\dots\dots \text{cv}
 \end{aligned}$$

Vu que tous les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal :

Donc, on calcul  $\sigma_M$  et  $\sigma_m$  comme suit:

$$\begin{aligned}
 Nu &= 2.35308MN, \quad e_p = 0.003, \quad A = 2,30m, \quad B = 2,30m \\
 \sigma_M &= \frac{N}{AB} \left( 1 + \frac{6ep}{A} \right) = \frac{2.3530}{5.29} \left( 1 + \frac{6 \times 0.003}{2.30} \right) = 0.44 \text{Mpa} \geq 0 \\
 \sigma_m &= \frac{N}{AB} \left( 1 - \frac{6ep}{A} \right) = \frac{2.3530}{5.29} \left( 1 - \frac{6 \times 0.003}{2.30} \right) = 0.44 \text{Mpa} \geq 0
 \end{aligned}$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit:

$$Nu = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4} = \frac{(3 \times 0.44 + 0.44) \times 5.29}{4} = \frac{(0.75 + 0.25) \times 5.29}{4} = 1.32 \text{cm}^2$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est

$$\text{calculé comme suit : } A_s = \frac{Nu(A-a)}{8d\sigma_s} = \frac{2.35308(2.30-0.45)}{8 \times 0.55 \times 347.8} = 22.2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferraillage suivant :

$$\mathbf{17T14 \text{ Avec : } A_s = 26.18 \text{cm}^2}$$

L'espace des barres sera de **15cm**.

## 1.1 II-1 -1- Vérifications de conception structurelle :

### II-1-2- Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques :

$$e \leq A/6 \rightarrow \frac{N}{AB} \left( 1 + \frac{3ep}{A} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$e/A \leq e \leq A/4 \rightarrow \frac{2N}{3b\left(\frac{A}{2}-e\right)} \leq 2\sigma_{sol}$$

Sous la combinaison **G + Q + E** on a les sollicitations suivantes :

$$e_p = M/N = 29.1/1360.87 = 0.021 \text{ m} \leq A/6 = 2.55/6 = 0.425 \text{ m}$$

donc :

$$\frac{N}{AB} \left( 1 + \frac{3ep}{A} \right) = \frac{1.36087}{6.50} \left( 1 + \frac{0.063}{2.55} \right) = 0.20 \text{ Mpa} \leq 2\sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$$

### II-1-3-Vérification de la stabilité au renversement:

$$e = M/N \leq A/4$$

Avec:

**A** : est la petite dimension de la semelle,

**N,M** : sont les sollicitations maximales , obtenues sous la combinaison  $0.8G \mp E$ .

Donc :

$$e = 31.10/2353.08 = 0.013 \leq A/4 = 1.6/4 = 0.62 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

### II-1-4-Vérification du poinçonnement

✓ **Formule :**

$$1.2\sigma_b \geq (P - P1) / Pc$$

Où :

- $\sigma_b$  : Contrainte de compression admissible du béton (MPa)
- P : Charge totale appliquée (MN)
- P1 : Réaction du sol à l'intérieur du périmètre critique (MN)
- Pc : Périmètre de la section critique de poinçonnement (m)

✓ **Calcul :**

- $\sigma_b$  : Contrainte de compression admissible du béton (MPa) = 1.8MPa
- P : Charge totale appliquée (MN) = 0,235308 MN

- P1 : Réaction du sol à l'intérieur du périmètre critique (MN) =  
 $(0.235308 / 6.50) \times 1.10 = 0,03 \text{ MN}$
- Pc : Périmètre de la section critique de poinçonnement (m) = 4 (ht + a)  
 $= 4(0,60 + 0,45) = 4.41 \text{ m}$

$$1.2\sigma_b \geq (P - P1) / Pc$$

$1.2\sigma_b = 1,2 * 1.8 = 2.16 \text{ MPa} \geq (0.235308 - 0.03) / 4.41 \text{ m} = 0.04 \text{ Mpa} \dots$  **Condition satisfaite.**

**II-1-5- Vérification de la longueur d'ancrage des armatures**

✓ **Formule :**

$I_s = 35.3 \phi = 42.36 \text{ cm} \rightarrow I_s / A = 42.36 / 255 = 0.166$

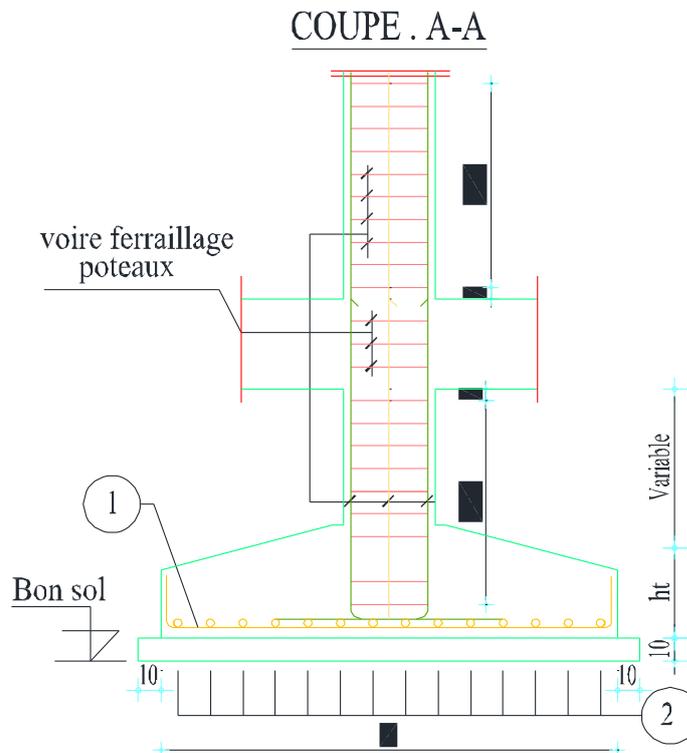
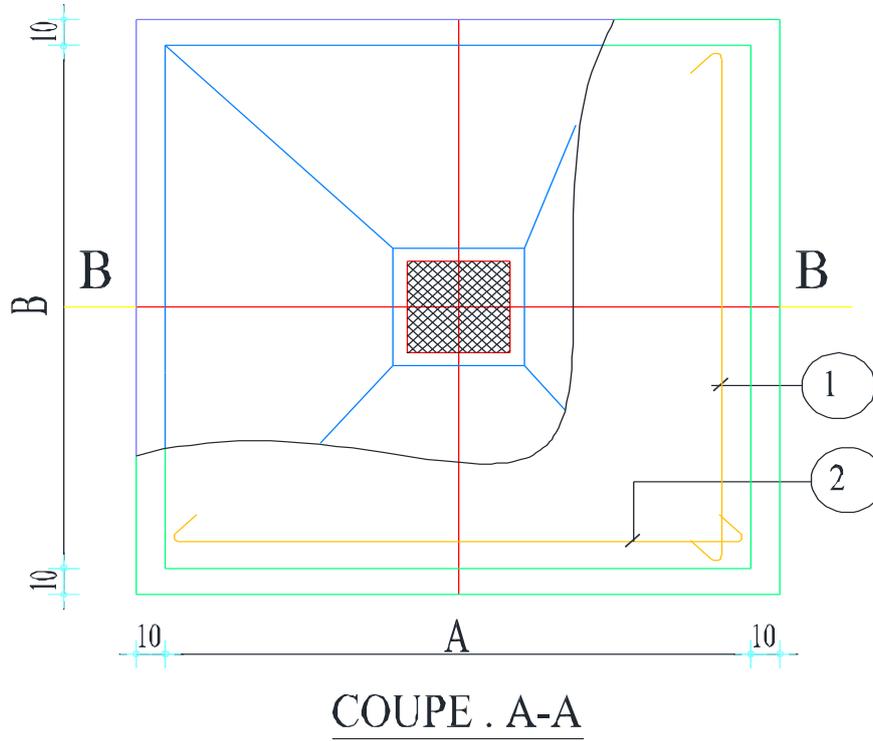
Donc :

$0.166 \leq 1/4 \dots$  un ancrage droit des barres est suffisant.

Semelle	A	B	a	b	Nu	As	description
Intermédiaire	2.55	2.55	0.45	0.45	1189.38	26.18	17T14

**Tableau V-2 : récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées**

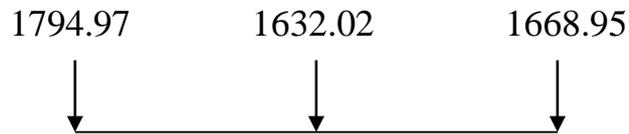
# Semelle Sous. Un Poteau



FigureIV-10 : schéma de ferrailage semel

## TABLEAU DES SEMELLES

Rep.	A	B	e	He	ht	Acier -1- T14. e=10	Acier -2- T14. e=10
S.1	2.10	2.10	30	20	50	20   2.05   20	20   2.05   20
S.2	2.30	2.30	30	25	55	20   2.25   20	20   2.25   20
SFJ1	2.50	15.10	30			20   2.45   20	20   15.05   20
SFJ2	2.00	15.10	30			30   1.95   30	30   15.05   30

**IV-Calcul des semelles filantes sous voile****IV-1-1-Exemple de dimensionnement :**Voile (V1)

$$N = (N_1 + N_2 + N_3) / L = (1794.94 + 1632.02 + 1668.95) / 15.10 = 337.47 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_d = 0.4\gamma B N\gamma + C N_c + \gamma D \cdot N_q = 0.4 \times 18.6 \times B \times 3.69 + 55 \times 13.1 + 18.6 \times 1.5 \times 5.25$$

$$Q_d = 34.32B + 866.97.$$

$$Q_{adm} = \gamma D + (q_d - \gamma D) / 3 = 11.44B + 307.59.$$

$$\sigma = N / B \leq q_{adm} \rightarrow 11.44B^3 + 307.59B - 265.44 \geq 0$$

$$\text{Donc : } B \geq 0.85 \text{ m.}$$

On prend : **B = 2.00 m et L = 15.10 m et D = 1.5 m.**

**IV-1-2-Calcul de la contrainte du sol :**

$$q_d = 0.5\gamma B N\gamma + C N_c + \gamma D N_q$$

$$q_d = 0.5 \times 18.6 \times 2 \times 3.69 + 55 \times 13.1 + 18.6 \times 1.5 \times 5.25 = 915.01 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_d = 935.6 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{adm} = \gamma D + (q_d - \gamma D) / 3 = 311.86 \text{ kN/m}^2.$$

**IV-1-3-Condition de raideur :**

D'après la condition de raideur, on a :  $ht \geq (B - b) / 4 + d'$  .....avec  $d' = 5 \text{ cm}$ .

$$ht \geq (2 - 0.2) / 4 + 0.05 = 0.44 \text{ m.}$$

On prend :  $ht = 0.50\text{m}$ .

$$h = (1/3 \div 1/2) \times ht = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } h = 35 \text{ cm.}$$

**IV-1-4-Vérification de la contrainte :**

$$q_{adm} = \gamma D + (q_d - \gamma D) / 3 = 311.86 \text{ kN/ml}$$

Pour que la semelle soit stable, il faut que :  $\sigma = NT / A.B \leq q_{adm}$ .

**Calcul de NT sous la combinaison : G + Q + E.**

$$NT = N + N_{sol} + N_{semelle}.$$

$$N_{sol} = (1.5 - 0.4) \times 1 \times 18.6 (2 - 0.2) - 2 \times 0.2 \times 0.75 \times 18.6 / 2 = 15.62 \text{ kN/m}^2.$$

$$N_{semelle} = 28.12 \text{ kN/ml}.$$

$$N = 265.44 \text{ kN/ml}.$$

Donc :

$$NT = 304.16 \text{ kN/ml}.$$

$$\sigma = 304.16 / (1.4 \times 1) = 217.25 \text{ kN/ml} < q_{adm} = 311.86 \text{ kN/ml} \dots \dots \dots \text{ CV}.$$

**Sous la combinaison : G + Q + E.**

$$NT = 304.16 \times 15.10 = 4592.816 \text{ kN.} \quad M = 210 \text{ kN.m}$$

$$e = M/N_t = 0.045 \text{ m;} \quad L/6 = 15.10 / 6 = 2.51 \text{ m}$$

Donc :  $e < L / 6 \rightarrow NT$  à l'intérieur du N.C.

$$\sigma_M = NT.(1 + 6e / L) = 462.50 \text{ kN/m}^2$$

$$B.L = 30.20 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma_{min} = NT.(1 - 6e / L)$$

$$B.L = 455.175 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = (3\sigma_M + \sigma_{min}) / 4 = 222.15 \text{ kN/m}^2.$$

Donc :  $\sigma_{moy} = 222.15 \text{ kN/m}^2 < q_{adm} = 311.86 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ cv}$

**IV-1-5- Calcul des armatures :**

$$NT = 304.16 \text{ kN/ml}.$$

**D'après B.A.E.L.91.mod.99 on a :**

$$e = 0.045 \text{ m} < B / 24 = 2 / 24 = 0.083 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

La section des armatures principales, par unité de longueur, vaut:

$$A_s = NT \times (1 + 3e / B)(B - b)$$

$$A_s = 304.16 \times (1 + 3 \times 0.045 / 2)(2 - 0.2)$$

$$A_s = 3.10 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Pour déterminer  $\Phi$  des barres principales, on a :

$$L_s = 35.3\Phi \leq B / 4 \rightarrow \Phi \leq 2 / 4 \times 35.3 = 17.65 \text{ cm}.$$

Donc on prend :  $\Phi = 16 \text{ mm}$ .

**L'espacement :**

$$100 \text{ cm} \cdot 1\text{HA}16 / A_s = 100 \text{ cm} \times 2.01 / 3.10 = 64.83 \text{ cm}. \text{ On adopte } 2*5 \Phi 16 \text{ espacées } 10 \text{ cm}$$

**IV-1-6-Vérification du besoin des crochets :**

D'après B.A.E.L.91.mod.99 on a :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ et } f_{eE400} \rightarrow L_s / \Phi = 35.3 \leq B / 4.$$

$$L_s = 35.3 \times 1.2 = 42.36 \text{ cm} \leq B / 4 = 200 / 4 = 50 \text{ cm}.$$

Toutes les barres doivent être prolongées aux extrémités de la semelle.

**IV-1-7- Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après R.P.A.99.V.03, il faut vérifier que :

$$e = M / N < B / 4. \text{ (art.10.1.5).}$$

$$e = M / N = 0.045 \text{ m} < B / 4 = 2 / 4 = 0.50 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

## IV-2- Étude des longrines :

### Introduction :

Les longrines, éléments en béton armé, sont essentiels dans les systèmes de fondations. Leur rôle principal est d'assurer une liaison solide entre les différents points d'appui d'un même bloc, formant ainsi un réseau bidirectionnel cohérent qui prévient toute déformation relative, horizontale ou verticale, entre ces points d'appui.

### Dimensions du coffrage :

Nous adopterons les dimensions de la section transversale des longrines conformément aux valeurs minimales prescrites par les règles RPA99v2003, telles que définies dans l'article [10.1.1]

$\langle 30 \times 40 \rangle$  cm  $\rightarrow$  pour les sites de catégorie S4

Pour notre cas, étant donné un sol ferme, la section transversale de la longrine aura les dimensions

$\langle 30 \times 40 \rangle$  cm.

### Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F=N \geq 20 \text{ KN} \times \alpha$$

$$F=N \geq 20 \text{ KN} \times \alpha$$

Où :

N : égal à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés,

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, sa valeur est obtenue à partir du tableau 10.1 des règles RPA. Pour la zone IIa et le site de catégorie S2, il prend la valeur de 15

Semelles	Intermédiaire		
	Nmax(KN)	a	M (KN)
combinaison 1.35G+1.5Q	1634.22	15	4.93
G+Q	1189.38	15	3.56

Tableau V-3 : les sollicitation

• **Ferraillage longitudinal :**

Puisque la longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centrée, la totalité de l'effort de traction est reprise par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie. Donc, condition de résistance à l'ELU :

$$A_s \geq N_u / f_{su} = 0.1634 / 347.8 = 4.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq N_u = 0.11196 = 3.21 \times 10^{-4}$$

• **Condition de résistance à l'ELS :**

$$A_s \geq N_{ser} / \sigma^{-st}$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible de l'acier vaut :

$$\sigma^{-st} = \min\{2f_e/3, \max\{0.5f_c, 110\sqrt{nf}\}\} = \min\{266.67, \max\{200, 201, 63\}\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_s \geq N_{ser} / \sigma^{-st} = 0.1634 / 201.63 = 8.10 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non-fragilité :**

La quantité minimale d'acier recommandée par le règlement **BAEL91V99**, pour une section de béton donnée B, doit être telle que :

$$A_s \geq (B \times ft_j) / f_e$$

$$A_s \geq (30 \times 40 \times 2.1) / 400 = 6.3 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage minimal de l'RPA99v2003 :**

Le ferraillage minimum doit être de 0,6% de la section du béton, soit :

$$A_s \geq 0,006 \times 30 \times 40 = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0,006 \times 30 \times 40 = 7,20 \text{ cm}^2$$

Finalement, l'acier adopté doit vérifier les quatre conditions simultanément, c'est-à-dire :

$$A_s \geq \{A_u, A_{ser}, A_{RPA}, A_{BAEL}\} = \max\{4.69 ; 6.3 ; 7,20 ; 6,30\} = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \{A_u, A_{ser}, A_{RPA}, A_{BAEL}\} = \max\{4.69 ; 6.3 ; 7,20 ; 6,30\} = 7,20 \text{ cm}^2$$

**On adopte 3T14 + 3T14 avec :  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$**

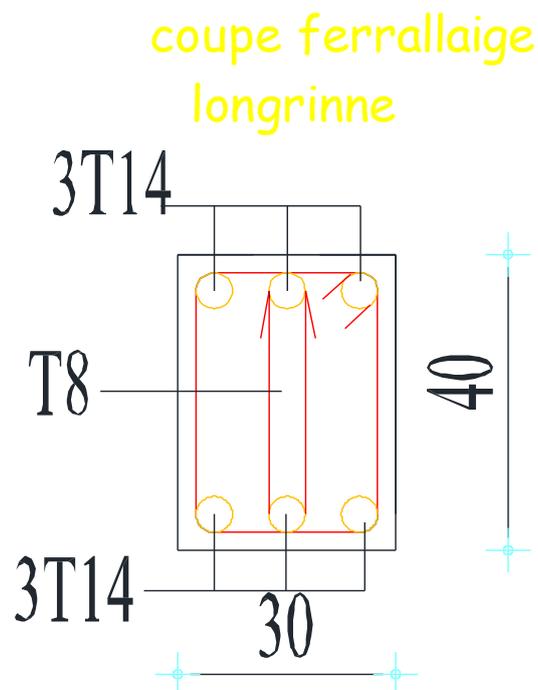
**• Ferrailage transversal :**

Pour l'acier transversal, on va adopter des cadres de 8 mm, avec un espacement de :

$$St \leq \min \{ 15 \text{ cm}, 15\phi l \} = \min \{ 15, 18 \} = 15 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{ 15 \text{ cm}, 15\phi l \} = \min \{ 15, 18 \} = 15 \text{ cm donc : } St = 15 \text{ cm}$$

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



**Conclusion :**

L'étude des infrastructures de bâtiment met en évidence l'importance vitale de la maintenance, de l'innovation technologique et de normes de construction solides. Investir dans la modernisation et la durabilité peut améliorer la qualité de vie tout en réduisant notre empreinte environnementale. La collaboration entre les parties prenantes est essentielle pour relever les défis et créer des environnements bâtis plus sûrs et résilients.

# Chapitre VI

**Etude de Prix**

**Introduction :**

Ce chapitre se penche sur les déterminants des prix des bâtiments, mettant en lumière l'impact de l'offre et de la demande, des coûts de construction, des facteurs économiques et des politiques gouvernementales sur les fluctuations des prix. En comprenant ces influences, nous pouvons mieux anticiper les tendances du marché immobilier et formuler des stratégies appropriées pour répondre aux besoins des acteurs du secteur.

**I-Quantité des matériaux constructive (Poteau et voile avec corps creux) :****I-1 Volume du béton armé pour les voiles :**

Le volume du béton armé correspond au volume des voiles pour un seul voile

$$V_{\text{Béton,voile}} = L_{\text{voile}} \times E_{\text{voile}} \times H'_{\text{étage}}$$

Avec :

***L<sub>voile</sub>*** : Longueur des voiles dans l'étage on considère que cette quantité est la même pour tous les étages.

***E<sub>voile</sub>*** : Epaisseur du voile (20cm).

***H'<sub>étage</sub>*** : Hauteur de l'étage en soustrayant l'épaisseur de la table de compression (5cm)

**I-2-Volume du béton armé pour les poteaux :**

Dans chaque niveau il ya 50 poteaux, Le volume du béton armé correspond au volume des poteaux dans le 1<sup>er</sup> étage :

$$V_{\text{Béton,poteaux}} = 50 \times a \times a \times H''_{\text{étage}}$$

Avec :

***a*** : Dimension de la section du poteau

***H''<sub>étage</sub>*** : Hauteur de l'étage en soustrayant la hauteur de la poutre

**I-3-Volume du béton armé pour les poutres :**

Le volume du béton armé est obtenu à partir du volume des poutres longitudinales et transversales :

$$V_{\text{Béton,poutre}} = L_{\text{poutre}} \times b \times h$$

Avec :

***L*<sub>poutre</sub>** : Longueur des poutres dans tout l'étage, on la considère constante pour tous les niveaux.

b et h sont les dimensions de la section de la poutre.

Poutres longitudinales

$$VB_{\text{Béton,poutre,L}} = L \times h \times B$$

Poutres transversales

$$VB_{\text{Béton,poutre,T}} = L \times h \times B$$

#### **I-4- Surface du plancher à corps creux :**

La surface du plancher en corps creux est :  $S_{\text{plancher,cc}} = 101.4 \text{ m}^2$

#### **I-5- Volume des balcons :**

Le volume totale des deux balcons par niveau en dalle pleine de 15cm est :

$$VBalcon = S \times ep \text{ m}^2$$

#### **I-6-Surface des cloisons de separations et Murs extérieurs :**

On distingue deux types :

- Murs à une seule paroi de brique :

$$S_{1,paroi} = L_{\text{mur,1paroi}} \times H'_{\text{étage}}$$

- Murs à deux parois de brique :

$$S_{2,paroi} = L_{\text{mur,2paroi}} \times H'_{\text{étage}}$$

**Calcul :**

**béton armé pour fondation dosé a 350 kg/m3**

**volume Semele isolé**

Volume= $\frac{he}{6} \cdot [B \cdot (2A+a) + b \cdot (2a+A)]$

S2	Dim A	<b>2,30</b>	S2			
	Dim B	<b>2,30</b>	Dim A	<b>2,30</b>		
	Dim a	<b>0,40</b>	Dim B	<b>2,30</b>		
	Dim b	<b>0,40</b>	Dim a	<b>0,40</b>		
	He	<b>0,30</b>	Dim b	<b>0,40</b>		
	e	<b>0,25</b>	He	<b>0,30</b>		
			e	<b>0,25</b>		
			V1 glas	<b>0,637</b>		
			V2	<b>1,323</b>	nbr	v (m3)
			<b>TOTAL</b>	<b><u>1,960</u></b>	32	<b><u>62,704</u></b>

.....01

**Volume**

= $\frac{he}{6} \cdot [B \cdot (2A+a) + b \cdot (2a+A)]$

S1	Dim A	<b>2,10</b>	S1			
	Dim B	<b>2,10</b>	Dim A	<b>2,10</b>		
	Dim a	<b>0,40</b>	Dim B	<b>2,10</b>		
	Dim b	<b>0,40</b>	Dim a	<b>0,40</b>		
	He	<b>0,30</b>	Dim b	<b>0,40</b>		
	e	<b>0,20</b>	He	<b>0,30</b>		
			e	<b>0,20</b>		
			V1 glas	<b>0,541</b>		
			V2	<b>0,882</b>	nbr	v (m3)
			<b>TOTAL</b>	<b><u>1,423</u></b>	2	<b><u>2,846</u></b>

.....02

**volume Semele filante**

largeur	Longueur	h	nbr	v(m3)
2,00	15,10	0,3	2	18,12
2,00	14,30	0,3	2	17,16
				<b><u>35,28</u></b>

.....03

**volume libage**

a	Longueur	h	nbr	v(m3)
0,45	15,10	0,9	2	12,231
0,45	14,30	0,9	2	11,583
				<b><u>23,814</u></b>

.....04

volume totale 01+02+03+04 **124,644** m3

**béton armé pour amorce poteaux dosé a 350 kg/m3**

a	b	h	nbr	v(m3)
0,4	0,4	1,2	50	<b><u>9,6</u></b>

**béton amé pour amorce voile dosé a 350 kg/m3**

a	longueur	h	nbr	v(m3)
0,2	3,25	1,2	1	0,78
0,2	3,45	1,2	1	0,828
0,2	4,1	1,2	2	1,968
				<b><u>3,576</u></b>

**béton armé pour longrine dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>**

	a	b	long	nbr	v(m <sup>3</sup> )
axe A	0,3	0,4	20,4	1	2,448
axe B	0,3	0,4	25,6	1	3,072
axe C	0,3	0,4	9,8	1	1,176
axe D	0,3	0,4	19,1	1	2,292
axe E	0,3	0,4	9,8	1	1,176
axe F	0,3	0,4	29,1	1	3,492
	0,3	0,4	30	1	3,600
axe G	0,3	0,4	29,1	1	3,492
	0,3	0,4	7,15	2	1,716
					<b><u>22,464</u></b>

	a	b	long	nbr	v(m <sup>3</sup> )
axe 01 - 09	0,3	0,4	11,55	2	2,772
axe 02-03-04-06-07-08	0,3	0,4	14,7	6	10,584
axe 05' 5"	0,3	0,4	8,8	2	2,112
axe 05	0,3	0,4	5,6	1	0,672
					<b><u>16,14</u></b>

volume total = 01+02  
=

**38,604**

m<sup>3</sup>

**béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>**

	a	b	long	nbr	v(m <sup>3</sup> )
RDC	0,40	0,40	3,23	50	25,84
1 <sup>ère</sup> étage	0,35	0,35	3,06	48	17,99
2 <sup>ème</sup> étage	0,35	0,35	3,06	48	17,99

3ème étage	0,35	0,35	3,06	48	17,99
4ème étage	0,35	0,35	3,06	48	17,99
5ème étage	0,35	0,35	3,06	48	17,99
6ème étage	0,35	0,35	3,06	48	17,99
7ème étage	0,35	0,35	3,06	48	17,99
					<b>151,790</b>

m3

### béton armé pour voile dosé a 350 kg/m3

	ep	L	H	nbr	nbr étage	v(m3)
RDC	0,2	4,2	2,83	2	1	4,7544
	0,2	3,45	2,83	1	1	1,9527
	0,2	3,25	2,83	1	1	1,8395
1ère étage	0,2	4,2	2,66	2	7	31,282
	0,2	3,45	2,66	1	7	12,848
	0,2	3,25	2,66	1	7	12,103
						<b>64,779</b>

m3

### béton armé pour poutre et chainage dosé a 350 kg/m3

<b>RDC</b>	a	b	L	NBR	nbr étage	v(m3)
axe A	0,30	0,35	20,40	1	1	2,142
axe B	0,30	0,35	28,70	2	1	6,027
axe C,E	0,30	0,35	9,80	2	1	2,058
axe F,G	0,30	0,35	18,90	2	1	3,969
	0,30	0,45	10,20	2	1	2,754
axe 01,09	0,30	0,35	11,55	2	1	2,4255

axe 02,03,07,08	0,30	0,35	14,70	4	1	6,174	
axe 04,06	0,3	0,35	14,30	2	1	3,003	
axe 05	0,3	0,35	5,60	1	1	0,588	
axe 05',05"	0,3	0,35	8,80	2	1	1,848	
BN	0,3	0,21	2,70	6	1	1,0206	
escalier	0,3	0,4	5,10	1	1	0,612	
						<b><u>32,621</u></b>	m3

<u>1 ere</u>	a	b	L	NBR	nbr étage	v(m3)	
axe A	0,30	0,35	20,40	1	7	14,994	
axe B	0,30	0,35	28,70	2	7	42,189	
axe C,E	0,30	0,35	9,80	2	7	14,406	
axe F	0,30	0,35	18,90	1	7	13,8915	
axe F,G	0,30	0,45	10,20	2	7	19,278	
axe G	0,30	0,35	13,70	1	7	10,0695	
axe 01,09	0,30	0,35	8,40	2	7	12,348	
axe 02,03,07,08	0,30	0,35	14,70	4	7	43,218	
axe 04,06	0,3	0,35	14,30	2	7	21,021	
axe 05	0,3	0,35	5,60	1	7	4,116	
axe 05',05"	0,3	0,35	8,80	2	7	12,936	
BN	0,3	0,21	2,70	4	7	4,7628	
escalier	0,3	0,4	5,10	1	7	4,284	
						<b><u>217,514</u></b>	m3

volume total = 01+02  
= **250,135** m3

**béton amé pour dalle Plaine dosé a 350 kg/m3**

<b><u>RDC</u></b>	L	B	EP	NBR	nbr étage	v(m3)
	3,00	1	0,15	2	1	0,9
	3,65	1	0,15	2	1	1,095
	7,95	0,3	0,15	2	1	0,7155
	32,70	0,3	0,15	1	1	1,4715
						<b><u>4,182</u></b>

<b><u>ETG 1----7</u></b>	L	B	EP	NBR	nbr étage	v(m3)
	3,00	1	0,15	4	7	12,60
	3,65	1	0,15	2	7	7,665
						<b><u>20,265</u></b>

volume total = 01+02  
= **24,447** m3

**Plancher en corps creux**

RDC+7	Long	Larg	nbr	nbr étage	surf(m2)
entre A et B	3,90	3,25	1	8	101,4
	3,25	3,25	1	8	84,5
	3,55	3,25	1	8	92,3
	3,35	3,25	1	8	87,1
	3,25	3,25	1	8	84,5
	3,90	3,25	1	8	101,4
entre B et C	3,35	2,45	1	8	65,66
	3,10	2,45	1	8	60,76
	3,55	2,45	1	8	69,58
entre C et E	3,35	3,4	1	8	91,12

	3,10	3,4	1	8	84,32
	3,55	3,4	1	8	96,56
entre D et F	2,7	4,4	1	8	95,04
	3,9	4,4	1	8	137,28
	3,25	4,4	1	8	114,4
	3,25	4,4	1	8	114,4
	3,9	4,4	1	8	137,28
	2,7	4,4	1	8	95,04
entre E et F	5,1	2,55	1	8	104,04
	5,2	2,55	1	8	106,08
entre F et G	2,7	3,25	1	1	8,775
	3,90	3,25	1	8	101,4
	3,25	3,25	1	8	84,5
	3,55	3,25	1	8	92,3
	3,35	3,25	1	8	87,1
	3,25	3,25	1	8	84,5
	3,90	3,25	1	8	101,4
	2,70	3,25	1	1	8,775
					<b><u>2491,51</u></b>

**béton amé pour acrotère dosé a 350 kg/m3**

a	b	long	VOLUME
0,1	0,5	531,5	26,575
0,1	0,2	531,5	10,63
			<b><u>37,21</u></b>

**béton armé pour escalier dosé a 350 kg/m<sup>3</sup>**

**Marche et contre**

**Marche**

$1/2 \times (0,17 \times 0,30) \times 10 \text{ March} \times 1,45 = 0,369 \text{ m}^3$

$1/2 \times (0,17 \times 0,30) \times 9 \text{ March} \times 1,45 = 1,333 \text{ m}^3$

**volée**

$0,15 \times (3,45+3,10) \times 1,45 = 1,425 \text{ m}^3$

**poutre palier**

$0,30 \times 0,35 \times 3,10 = 0,324$

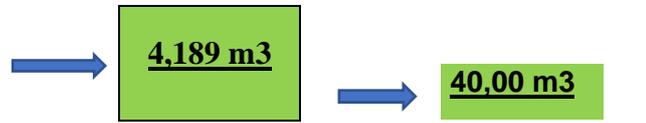
**chainage**

$0,30 \times 0,35 \times 3,10 = 0,325 \text{ m}^3$

**palier de repos**

$0,15 \times 0,70 \times 3,10 = 0,325 \text{ m}^3$

$0,15 \times (0,25+0,15) \times 1,45 = 0,087 \text{ m}^3$



**maçonnerie en brique**

brique double murette  
10+15

**1 ere +2 ème +----- 7 ème étage**

	long	h	nbr	surface (m <sup>2</sup> )
axe A	23,8	2,71	1	64,498
axe C	3,45	2,71	1	9,3495
axe D	19,1	2,71	1	51,761

axe E	3,45	2,71	1	9,3495
séchoir cuisine	5,75	2,86	1	16,445
axe G	29,05	2,71	1	78,7255
somme .....01				<b>230,13</b>

	long	h	nbr	surface (m2)
axe 01,09	4,2	2,66	2	22,344
axe 02,08	3,15	2,66	4	33,516
axe entre 4-5/5-6	5,5	2,66	2	29,26
axe 05	3,95	2,66	1	10,507
somme .....01				<b>95,63</b>

total = **325,76** m2

a déduire	a	b	nbr	s(m2)
F01	1,2	1,5	12	21,6
P03	1,2	2,6	4	12,48
P05	0,84	2,6	4	8,736
imp 01	0,6	0,6	8	2,88
imp 02	0,6	1,2	2	1,44
				<b>47,14</b>

surface net 01-02 =	<b>278,62</b>
nbr étage 7	<b>7</b>
total final =	<b>1950,34</b>

RDC

	long	h	nbr	surface (m2)
axe 1- 9	4,2	2,83	2	23,772

axe 2- 08	3,15	2,83	2	17,829
axe 5'- 5"	3,15	2,83	2	17,829
façade escalier	5,10	2,83	1	14,433
axe A	3,45	2,88	1	9,936
somme .....01				<b>83,80</b>

### **tonnage armature tout la structure**

#### **Poteau**

Poteau 45*45		
T20	800,00 ml x 2,466kg/m =	1972,8
T16	800,00 ml x 1,578 kg/m =	1262,4
T08	3952,00 ml x 0,395 kg/m =	1561,04
Poteau 40*40		
T16	800,00 ml x 7 niv = 5600,00 ml x 1,578 kg/m=	8836,8
T12	800,00 ml x 7 niv = 5600,00 ml x 0,888 kg/m =	4972,8
T8	3000,00 ml x 7 niv = 21000,00 ml x 0,395 kg/m =	8295

### **POUTRE ET CHAINAGE**

P05 -P06		
T16	132,00 ml x 8 niv x 1,578 kg/m =	1666,368
T08	223,04 ml x 8 niv x 0,395 kg/m =	704,8

P08		
T08	273,00 ml x 6 x 8 niv x 0,395 kg/m =	5176,08
T14	18,50 ml x 3x6 x 8 niv x 1,208 kg/m =	402,26
T12	18,50 ml x 3x6 x 8 niv x 0,888 kg/m =	2365,63

P07		
T08	222,00 ml x 2 x 8 niv x 0,395 kg/m =	1403,04
T14	15,00 ml x 3x2 x 8 niv x 1,208 kg/m =	869,76
T12	15,00 ml x 3x2 x 8 niv x 0,888 kg/m =	639,39

P10		
T08	186,48 ml x 2 x 8 niv x 0,395 kg/m =	1178,55
T14	14,00 ml x 3x2 x 8 niv x 1,208 kg/m =	811,77
T12	14,00 ml x 3x2 x 8 niv x 0,888 kg/m =	596,73

P04		
T08	177,60 ml x 8 x 8 niv x 0,395 kg/m =	4489,72
T14	13,00 ml x 3x8 x 8 niv x 1,208 kg/m =	3015,16
T12	13,00 ml x 3x8x 8 niv x 0,888 kg/m =	2216,44

P01		
T08	190,92 ml x 2 x 8 niv x 0,395 kg/m =	1206,61
T14	14,00 ml x 3x2 x 8 niv x 1,208 kg/m =	811,77
T12	14,00 ml x 3x2x 8 niv x 0,888 kg/m =	596,73

**nervure**

T10	10,70 ml x 4 x 24 x 8 niv x 0,617 kg/m =	5281,52
	7,70 ml x 4 x 10 x 8 niv x 0,617 kg/m =	1520,28
	16,30 ml x 4 x 15 x 8 niv x 0,617 kg/m =	4827,4
	3,50 ml x 4 x 22 x 8 niv x 0,617 kg/m =	1520,28

T12	12,00 ml x 24 x 8 niv x 0,888 kg/m =	2045,95
	4,00 ml x 10 x 8 niv x 0,888 kg/m =	284,16
	4,00 ml x 10 x 8 niv x 0,888 kg/m =	284,16
	10,00 ml x 15 x 8 niv x 0,888 kg/m =	1065,6
	2,00 ml x 22 x 8 niv x 0,888 kg/m =	312,57

T06	2805,00 ml x 8 niv x 0,222 kg/m =	4981,68
-----	-----------------------------------	---------

**Poids Totale = 77175.248 kg = 77.2 tn**

**II-Devis quantitatif et estimatif :**

Nous avons contacté l'entreprise Hannachi.Z. pour établir ce devis.

N°	Désignation	Unités	Quantités	Prix unitaires [DA]	Montant [DA]
1	béton armé pour les voiles dosé a 350kg/m <sup>3</sup>	M <sup>3</sup>	64.779	45000.00	2 915 055.00
2	béton armé pour les poteaux dosé a 350kg/m <sup>3</sup>	M <sup>3</sup>	151.790	45000.00	6 830 550.00
3	béton armé pour les poutres dosé a 350kg/m <sup>3</sup>	M <sup>3</sup>	250.135	42000.00	10 505 670.00
4	Surface du plancher à corps creux (16+5cm)	M <sup>2</sup>	2491.51	3400.00	8 471 134.00
5	Béton Armé pour escalier dosé a 350kg/m <sup>3</sup>	M <sup>3</sup>	40	45000.00	1 800 000.00
7	Murs à deux parois de brique	M <sup>2</sup>	1950.70	2200.00	4 291 540.00
9	Béton Armé dosé a 350kg/m <sup>3</sup> ( semelle isolee)	M <sup>3</sup>	65.55	40000.00	2 622 000.00
11	Béton Armé dosé a 350kg/m <sup>3</sup> ( semelle filante)	M <sup>3</sup>	35.28	40000.00	1 411 200.00
12	Béton Armé dosé a 350kg/m <sup>3</sup> Longrine	M <sup>3</sup>	38.604	40000.00	1 544 160.00
13	Béton Armé dosé a 350kg/m <sup>3</sup> Libage	M <sup>3</sup>	23.814	42000.00	1 000 188.00
14	Amorce poteaux dosé a 350kg/m <sup>3</sup>	M <sup>3</sup>	9.6	42000.00	403 200.00
16	Amorce voile a 350kg/m <sup>3</sup>	M <sup>3</sup>	3.576	42000.00	150 192.00
17	Béton Armé dosé a 350kg/m <sup>3</sup> dalle pleine	M <sup>3</sup>	24.447	42000.00	1 026 774.00
<b>Montant en HT</b>					<b>42 971 663.00</b>
<b>T.V.A (19%)</b>					<b>8 164 615.97</b>
<b>Montant en TTC</b>					<b>51 136 278.97</b>

**Tableau : Devis quantitative et estimative**

## **Conclusion**

L'élaboration d'un devis quantitatif et estimatif pour un bâtiment R+7 nécessite une approche méthodique et précise. À travers ce chapitre, nous avons exploré les différentes étapes indispensables à la réalisation d'un devis complet et fiable, permettant ainsi une estimation précise des coûts de construction.

Nous avons débuté par une analyse approfondie des plans et des spécifications techniques, afin de déterminer avec précision les quantités de matériaux et de main-d'œuvre nécessaires pour chaque phase de la construction. Ensuite, en utilisant des méthodes de quantification avancées, telles que le bordereau de prix unitaire et les bases de données spécialisées, nous avons pu attribuer des coûts à chaque élément constitutif du projet

Par la suite, nous avons abordé l'importance de considérer les différents facteurs influençant les prix, tels que les fluctuations du marché, les variations saisonnières et les exigences régionales. Cette prise en compte des facteurs externes est cruciale pour garantir l'exactitude de l'estimation finale.

Enfin, nous avons souligné l'importance de la révision et de la mise à jour régulières du devis tout au long du projet, afin de tenir compte des éventuels changements et ajustements nécessaires.

En somme, la réalisation d'un devis quantitatif et estimatif pour un bâtiment R+7 requiert à la fois compétence technique et expérience pratique. Cependant, en suivant une méthodologie rigoureuse et en restant attentif aux évolutions du marché, il est possible d'obtenir une estimation précise et fiable des coûts, offrant ainsi une base solide pour la gestion efficace du projet.

# CONCLUSION GENERALE

## **CONCLUSION GENERALE**

En conclusion, l'étude approfondie d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation à Bordj Bou Arréridj, présentée dans ce projet de fin d'études, a permis de valider sa conception et de garantir sa résistance aux sollicitations sismiques attendues dans cette zone de sismicité modérée.

L'analyse rigoureuse des caractéristiques architecturales et structurelles du bâtiment, couplée à une étude dynamique et sismique approfondie, a permis de dimensionner et de ferraller les éléments structuraux et les infrastructures de manière adéquate, en tenant compte des exigences spécifiques de la réglementation parasismique algérienne

Le respect des normes de construction en vigueur, même dans une région comme Bordj Bou Arréridj, a été une priorité tout au long de l'étude, garantissant ainsi la sécurité des occupants et la pérennité de l'ouvrage.

Ce projet a mis en lumière l'importance d'une conception minutieuse et d'une analyse approfondie des structures, même en zone de sismicité modérée, afin de garantir leur résistance aux tremblements de terre et de protéger la vie des occupants .

# References Bibliographiques

### **Règlement :**

- ✓ **RPA99 Version 2003** : Règlement parasismique algérienne,2003.
- ✓ **BAEL91**: Béton armé aux états limites 1999.
- ✓ **Le DTR.B.C.2.2**: Charge permanente et charge d'exploitation.
- ✓ **CBA93** : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

### **COURS :**

- ✓ Béton armé.....Mr .N.LOGZIT " Université de BBA"
- ✓ Projet de Structure En béton Armé.....Mr. Djoudi. Larbi "Université de BBA"

### **Mémoire :**

- ✓ Maadadi Et Bisset 2021....."Université de BBA"
- ✓ Bentaki Lakhder ..... "Université de Telemcen"
- ✓ Allaadine Athmani ..... "Université de Annaba "

### **LOGICIELS :**

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014
- ✓ Expert Ba 2010
- ✓ Auto Cad 2021
- ✓ Word 2016.
- ✓ Excel 2016.
- ✓ PDF Phantom .
- ✓ Outil capture.

### **Livre :**

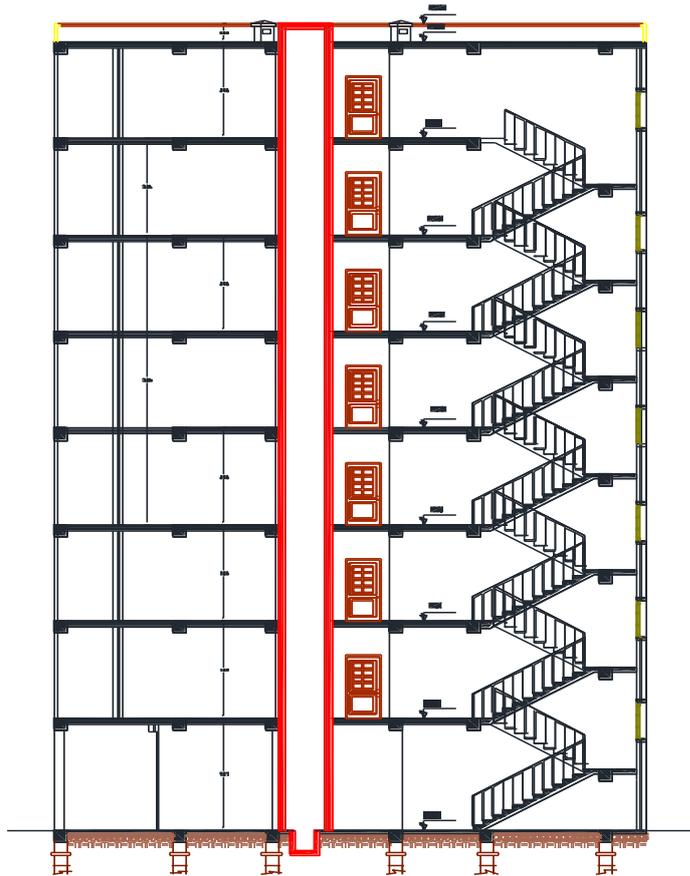
- ✓ Henry Thonier 'Conception et calcul des structures de bâtiment' Tome 3
- ✓ Victor Davidovici 'Formulaire du béton armé' Volume 2

### **L.M.S.G :**

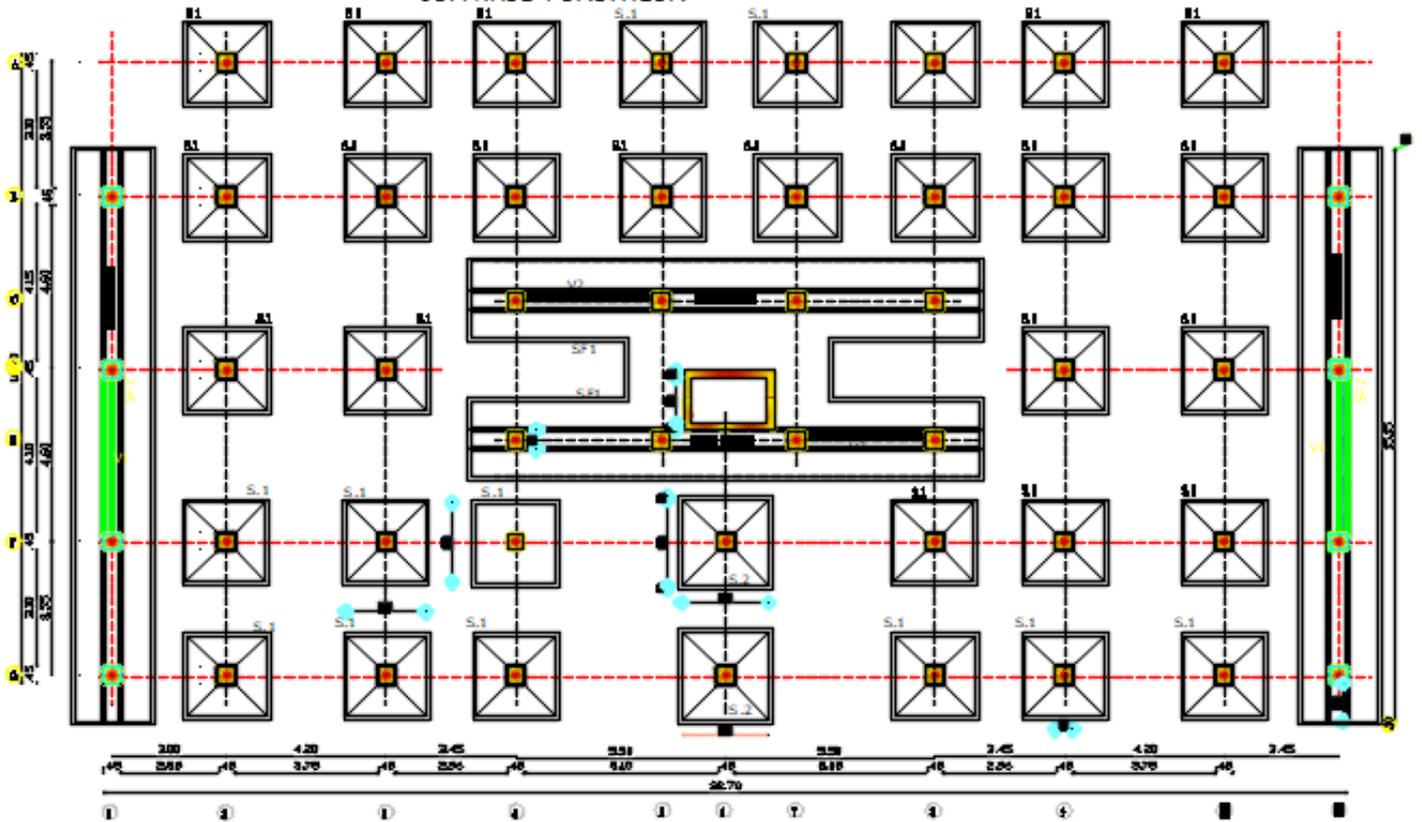
Laboratoire mecanique de sol Geotechnique Bouziane

[contact@lmsgbouziane.com](mailto:contact@lmsgbouziane.com) – 035 72 80 17 -BBA

# Les plans

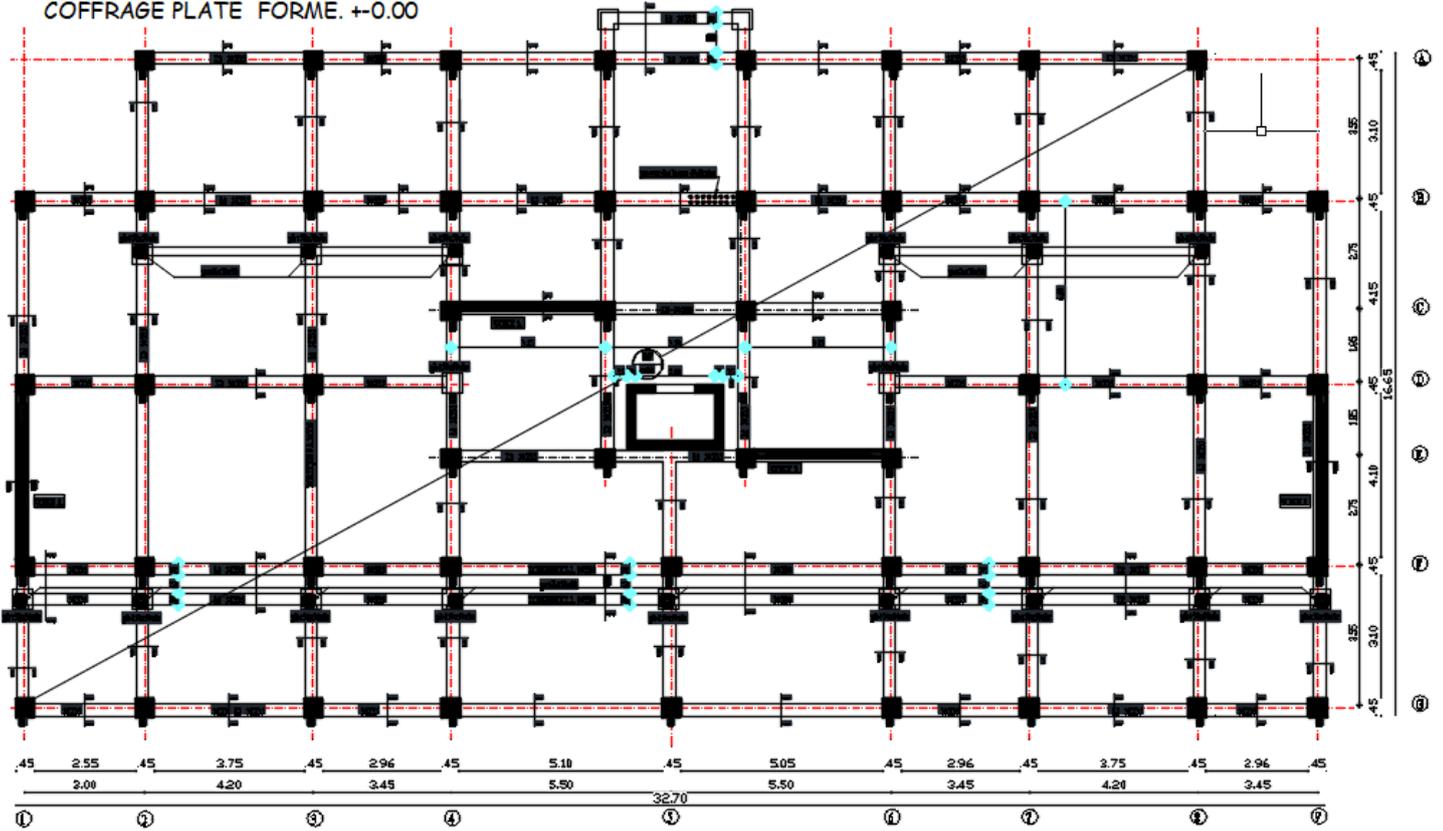


COFFRAGE FONDATION

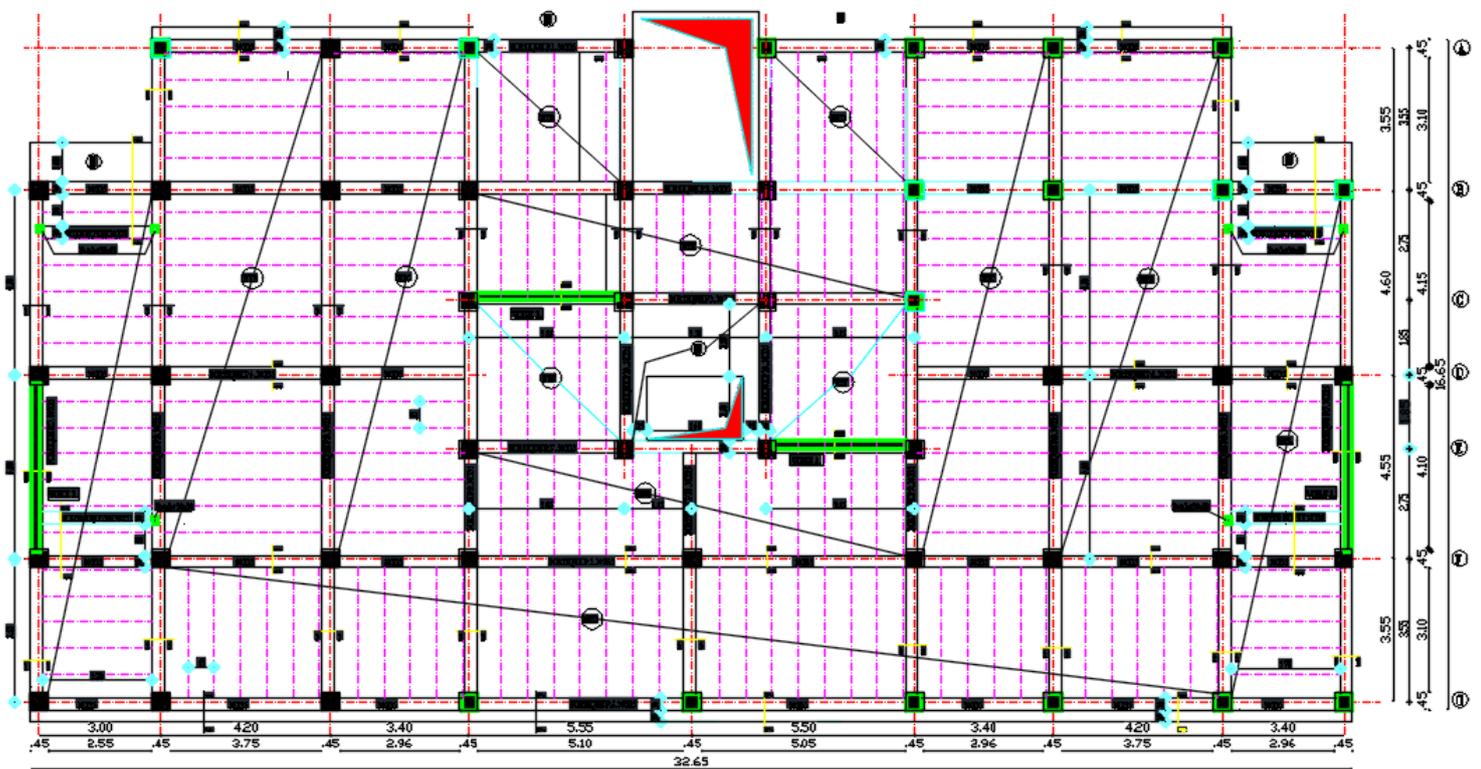


coufrage Foundation

COFFRAGE PLATE FORME. +0.00



coufrage Plat Form



coufrage Plancher R.D.C

