

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA –
Faculté des sciences et des sciences appliquées
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Structures.

Thème

**Etude d'un bâtiment en R+8+E/SOL à usage
multiple contreventé par des voiles .**

Réalisé par :

- Djema Zineb
- Ghoul Nadjat

Devant le jury composé de :

- | | |
|---------------------|-----------|
| ▪ | Président |
| ▪ Mr. Reffas Brahim | Encadreur |
| ▪ | Examineur |
| ▪ | Examineur |



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont donné confiance en moi même et surmonté tous les obstacles de ma vie qui a devenue un paradis en leurs présence avec ses tendres paroles.

*A mes chers frères **Samir, Farid.***

*A mes adorables sœurs **Meriem, Rekia et Sara.***

A mes grands mères que je les souhaite une longue vie.

*A toute la famille **Djema** (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils et filles)*

*Et surtout les petites enfants de ma sœur : **Younes, Yasser , Romaysa, Nihal et Ilyes***

A tous mes amies

Et a toutes les personnes qui travaillent pour le savoir et qui défend une cause noble

Djama zineb





Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination.

Ma mère, mon père, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude sans eux, que Dieu puisse m'aider à les honorer.

A mes frères.

A tous mes amis sans exception.

Tous les professeurs et les enseignants qui m'ont aidé tout le long d'étude.

toute sa famille.

A tous les étudiants de l'université de Bouira, en particulier les étudiants de génie civil.

Ghoul nadjet



REMERCIEMENTS

Avant tous, nous rendons nos profondes gratitude à notre dieu
clément et miséricorde dieux pour tous ses bienfaits.

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer nos vifs
remerciements à notre encadreur **Mr. Rafas Brahim**, pour sa disponibilité,
son aide efficace, son orientation et ses conseils précieux. Nos
remerciements s'adressent également à tous les enseignants de l'université
d'Akli Mohand Oulhadj de Bouira, et spécialement ceux du département
de génie civil, pour les efforts qu'ils ont déployés durant notre formation.

Nous tenons aussi à remercier doublement le président et les membres
de jury, premièrement d'avoir accepté de juger avec volonté notre travail
et deuxièmement pour avoir contribué à notre formation.

Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce
modeste
travail.

DJEMA ZINEB

GHOUL NADJET

ملخص

هذا المشروع عبارة دراسة مقارنة حول سلوك هيكل من الخرسانة المسلحة في المناطق الزلزالية المختل (IIa)، التي أجريت على مبنى ذات ثماني طوابق+طابق ارضي + سرداب متعدد الاستخدامات (سكن+ طابق خدماتي وتجاري) الواقعة في ولاية البويرة. وتصنف هذه المنطقة في منطقة زلزالية (IIA) حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري.

قياس و تسليح العناصر الأساسية و الثانوية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21ماي2003 (RPA99/version2003) و مقياس الاسمنت المسلح CBA93 و مقياس ^{و مقياس} BAEL 91). الدراسة الديناميكية للبناءية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج ETABS. كما تهدف هذه الدراسة إلى معرفة الفرق في الاختلاف الحلقي الزلزالي.

RESUME

Ce projet de fin d'étude est une étude comparative sur le comportement d'une structure en béton armé dans les différentes zones sismique (zone IIa), +E/Sol à usage multiple (\ habitation+ _réaliser sur un immeuble en R+8 commerces +services) implanté dans la wilaya de **Bouira**. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le RPA-99 /version 2003. Le prédimensionnement des éléments porteurs et secondaires a été fait conformément au BAEL 91, CBA93 et RPA99/version2003. L'analyse dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul par élément finis ETABS.

ABSTRACT

This final year project is a technical study that deals with the behavior of a reinforced concrete building in different seismic area (IIa). This building is composed of eight floors + basement + technical level located in Bouira which is considered as an average seismic area (IIa).

The preliminary design of the holders and secondary elements was done in accordance with the BAEL 91, CBA93 and RPA99 / version2003. The dynamic analysis of the structure was carried out by the calculation software ETABS by finite eleme

Sommaire

Introduction	1
--------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Introduction:	3
Implantation de l'ouvrage	3
présentations de l'ouvrage	3
caractéristiques géotechniques de sol	5
Les éléments de l'ouvrage.....	6
Caractéristique mécanique des matériaux.....	8
Etats limites	14
La réglementation utilisée	15

Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente des charges.

Introduction	17
Pré- dimensionnement des éléments secondaires	17
Les planchers	17
L'acrotère	18
Les balcons	19
II.2.3. Les escaliers.....	20
: Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux.....	22
Les poutres:	22
Les poteaux	29
II.4.1. Les voiles:.....	36

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires.

Introduction:	40
Etude de la salle des machines	40
Calcul du plancher	52
Les escaliers	69
ETUDE DE L'ACROTÈRE.....	86
ETUDE DE balcons.....	94

Chapitre IV: Etude dynamique.

Introduction	101
Modélisation.....	101

La modélisation de la structure	103
Choix de la disposition des voiles	106
Caractéristiques géométriques de la structure	106
Caractéristique dynamique de la variante.....	107
Calcul de la période fondamentale	108
L'étude sismique.....	110
Dans la zone IIa	110
Présentation des différentes méthodes de calcul	110
Application la méthode dynamique modale spectrale	111
Méthode statique équivalente.....	116
Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	119
Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	121
vérification de l'effort normal réduit.....	122
vérification de l'effet P- Δ	123
Vérification de non renversement	124
Conclusion.....	126

Chapitre V: Calcul des éléments principaux.

Introduction.....	128
Ferrailage des poteaux	128
Ferrailage des poutres	139
Ferrailage des voiles	148

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

Introduction	168
Etude de sol	168
Choix du type de fondation	168
Etude du radier général	169
Pré dimensionnement du radier	169
Ferrailage du radier	174
ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	178
INTRODUCTION.....	178
DIMENSIONNEMENT	178
Ferrailage.....	179
VERIFICATIONS NECESSAIRES	180
Conclusion	182

Bibliographie

ANNEXE I : Rapport de sol

ANNEXE II : Plan d'archite

ANNEXE III : Plan de génie civil.

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Vue de bâtiment en élévation	4
Figure I.2 : vue en plan RDC	5
Figure I.3 : Plancher à corps creux	6
Figure I.4: Eprouvette à écraser	9
Figure I.5: Diagramme parabole rectangle.....	10
Figure I.6 : Diagramme rectangulaire simplifié	10
Figure I.7 : Diagramme déformation- contrainte	12

Chapitre II :

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	18
Figure II.2 : L'acrotère.....	19
Figure II.3 : Les escaliers.....	20
Figure II.4 : coupe d'escaliers	20
Figure II.5 : coupe d'escaliers	21
Figure II.6 : Les dimensions à respecter pour les poutres.....	23
Figure II.7 : Plancher terrasse accessible	24
Figure II.8 : Plancher terrasse inaccessible	25
Figure II.9 : Plancher étage courants (corps creux).....	26
Figure II.10 : Poteau central.....	31
Figure II.11 : Poteau de rive	32
Figure II.12 : Poteau d'angle.....	33
Figure II.13 : Coupe de voile en plan	37
Figure II.14 : Coupe de voile en élévation.....	37

Chapitre III :

Figure III.1 : Schéma d'ascenseur	40
Figure III.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle	40
Figure III.3 : Diagrammes des moments à L'ELU	44

Figure III.4 : Diagrammes des moments à L'ELS	45
Figure III.5 : Ferrailage de la dalle du local machine dans le sens x-x	51
Figure III.6 : Ferrailage de la dalle du local machine dans le sens y-y.	51
Figure III.7 : Schéma d'un plancher en corps creux.	52
Figure III.8: La nervure.....	53
Figure III.9: Diagramme des moments à L 'ELU	59
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à L 'ELU	59
Figure III.11: Diagramme des moments à L'ELS	60
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants à L 'ELS.....	60
Figure III.13 : dimension de la poutrelle.....	61
Figure III.14 : Ferrailage du plancher.....	68
Figure III.15: Schémas statiques d'escalier. à L 'ELU.....	70
Figure III.16: Schémas statiques d'escalier. à L 'ELS	70
Figure III.17 : diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant	71
Figure III.18: Schémas de Ferrailage d'escalier.....	78
Figure III.19: schéma statique de la poutre palière	79
Figure III.20: section de la poutre palière	79
Figure III.21: schéma statique de la poutre palière	80
Figure III.22: Diagramme des moments et des efforts tranchants	81
Figure III.23: Schémas de Ferrailage de la poutre palière	86
Figure III.24 : Schéma statique de l'acrotère	86
Figure III.25: Schémas de ferrailage de l'acrotère	94
Figure III.26: Schémas de ferrailage de balcon	99

Chapitre IV :

Figure IV.1 : la vue en 3D.....	105
Figure IV.2 : vue en plan	105
Figure IV.3 : La disposition des voiles	106
Figure IV.4 : 1 ^{ER} mode de vibration induit par la disposition des voiles	108
Figure IV.5 : 2 ^{ème} mode de vibration induit par la disposition des voiles	109
Figure IV.6 : 3 ^{ème} mode de vibration induit par la disposition des voiles	109

Figure IV.7: Diagramme de spectre de calcul de la zone IIa	114
Figure IV.8 : Facture d'amplification dynamique	118

Chapitre V :

Figure V.1 : Sollicitations des poteaux	128
Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux	138
Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres	147
Figure V.4 : Sollicitations des voiles	148
Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	150
Figure V.6 : Schéma de la disposition et la nomenclature des voiles	157
Figure V.7: Schéma de ferrailage des voiles.....	166
Figure VI.1: Diagramme des contraintes	172
Figure VI.2: Le panneau le plus sollicité	175
Figure VI.3 : Schéma statique du débord.....	176
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier	178
Figure VI.5: Dimensions du voile périphérique	178
Figure VI.6 : Schéma statique du voile périphérique	179
Figure VI.7 : Le panneau le plus sollicité du voile périphérique	179
Figure VI.8 : Ferrailage du voile périphérique.....	181

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I-1 : Coefficient d'application	11
--	----

Chapitre II :

Tableau II.1 : Récapitulatif des sections des poutres.....	23
Tableau II.2 : Vérifications du dimensionnement des poutres.....	24
Tableau II.3 : Plancher terrasse accessible	25
Tableau II.4 : Plancher terrasse inaccessible	26
Tableau II.5 : Plancher étage courants.....	26
Tableau II.6 : mur extérieur	27
Tableau II.7 : palier	27
Tableau II.8 : volée	28
Tableau II.9 : Plancher au niveau des balcons	28
Tableau II.10 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux	32
Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des poteaux de rives	33
Tableau II.12 : Pré-dimensionnement des poteaux d'angles	34
Tableau II.13 : Vérification des poteaux aux exigences du RPA.....	35
Tableau II.14 : Vérification au flambement.....	36

Chapitre III :

Tableau III.1 : Récapitulatif des moments calculés à l'ELU	43
Tableau III.2 : Récapitulatif des moments calculés à l'ELS.....	44
Tableau III.3 : Récapitulatif de ferrailage dans le sens X-X	46
Tableau III.4 : Récapitulatif de ferrailage dans le sens Y-Y	48
Tableau III.5 :des charges du plancher	53
Tableau III.6 Combinaison d'action	55
Tableau III.7 Les efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELU	60
Tableau III.8 Les efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELS.....	61
Tableau III.9 :des charges des escalier	69
Tableau III.10 : Combinaison d'action	69

Tableau III.11 : les efforts internes d'escalier.....	71
Tableau III.12 : les efforts internes d'escalier.....	81
Tableau III.13 :Combinaison accidentelle.....	88

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Excentricité théorique.....	107
Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modale.....	107
Tableau IV.3 : valeurs des pénalités P_q	113
Tableau IV.4 : Comportement de système de contreventement.....	113
Tableau IV.5 L'effort tranchant (Sens longitudinal.....	114
Tableau IV.6 : L'effort tranchant (Sens transversal).....	115
Tableau IV.7 : Combinaisons des réponses modales.....	116
Tableau IV.8 : Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.....	119
Tableau IV.9 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	119
Tableau VI.10 : Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal..	120
Tableau IV.11 Distribution de la résultante des forces sismiques Sens transversal....	121
Tableau IV. 12 Vérification des déplacements inter-étage.....	122
Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit.....	123
Tableau IV.14 vérification de l'effet $P-\Delta$	124
Tableau IV.15 : Valeurs des moments de renversement pour chaque étage.....	125
Tableau IV.16 : Valeurs des moments de stabilité pour chaque étage.....	126
Tableau IV.17 : Vérification d'équilibre d'ensemble.....	126

Chapitre V :

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	128
Tableau V.2 : Ferrailage maximale et minimale	129
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables	132
Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles ($0.8G\pm E$).....	132
Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles ($GQ\pm E$).....	133
Tableau V.6 : choix des armatures	133

Tableau V.7: Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)	135
Tableau V.8 : Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)	135
Tableau V.9 : Vérification des contraintes	136
Tableau V.10 : Vérification de l'effort normal ultime	137
Tableau V.11 : Ferrailage des poutres.....	155
Tableau V.12: Vérification du cisaillement du béton	158
Tableau V.13 Vérification de la section d'armatures inférieures.....	158
Tableau V.14: Vérification de la section d'armatures.....	159
Tableau V.15 Vérification des poutres à l'ELS	160
Tableau V.16: Vérification de l'adhérence	162
Tableau V.17: vérification de la flèche	162
Tableau V.18 : Sollicitations et contraintes du voile A1 A2 A3 A4... ..	157
Tableau V.19 : Sollicitations et contraintes du voile A7... ..	158
Tableau V.20: Sollicitations et contraintes des voiles A6 A8.....	158
Tableau V.21: Sollicitations et contraintes du voile A5 A9 A10 A11... ..	159
Tableau V.22 Ferrailage vertical et horizontal du voile A1 A2 A3 A4.....	160
Tableau V.23 : Ferrailage vertical et horizontal du voile A7... ..	161
Tableau V.24 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles A6 A8... ..	162
Tableau V.25 : Ferrailage vertical et horizontal du voile A5 A9 A10 A11.....	163
Tableau V.26 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles A1 A2 A3 A4.....	164
Tableau V.27 : Vérification des contraintes de cisaillement du voile A7... ..	164
Tableau V.28 : Vérification des contraintes de cisaillement du voile A6 A8.....	165
Tableau V.29 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles A5 A9 A10 A11 ...165	

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Vérification de soulèvement	173
Tableau VI.2: Vérification de renversement.....	174
Tableau VI.3: Les moments à L'ELU... ..	175
Tableau VI.4: Les moments à L'ELS.....	175
Tableau VI.5 Calcul des armatures à L'ELU... ..	176
Tableau VI.6: Ferrailage de débord du radier.....	177

Tableau VI.7: Vérification des contraintes à l'ELS.....	177
Tableau VI.8: Les moments à L'ELS	180
Tableau VI.9: Ferrailage du mur de soutènement	180

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.

- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.

- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.

- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction

La construction parasismique est souvent considérée comme le domaine d'ingénieur. En effet, c'est lui qui applique les règles de calcul parasismique et fait des études sur le comportement des matériaux et des constructions en régime dynamique.

D'une manière générale, les constructions comportent deux catégories d'éléments

- élément porteur : qui reprend les charges verticales.
- élément de contreventement : qui repris les charges horizontal.

En Algérie, le tremblement de terre du 21 mai 2003 de Boumerdès, a apporté un regain d'intérêt pour la construction parasismique, notamment la révision du règlement parasismique algérien 99 et le changement de système de construction par des systèmes plus fiables qui s'adaptent à ce genre de phénomène dans les zones sismiques, comme exemple la construction en voiles.

Dans notre projet d'étude d'un immeuble en R+8+entre-sol+niveau technique contreventé par des voiles, on a cherché à connaître le comportement d'une constructions qu'inflige la même dispositions des voiles dans la zone sismiques IIa à l'aide du logiciel de calcul ETABS V9.7, cette dernière est l'étape cruciale de l'étude dynamique qui sera exposée au chapitre IV, ainsi que les différentes vérifications vis-à-vis des efforts et des déplacement.

Après avoir adopté le meilleur model de disposition des voiles et que toutes les vérifications soient satisfaites, on a procédé au ferrailage des éléments porteurs dans le chapitre V et VI.

chapitre I:

présentation de l'ouvrage

I.1 .Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié version 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I .2. Implantation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un immeuble à usage multiple, implanté à BOUIRA (SOUR EL GHOZLANE), qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

I .3. présentations de l'ouvrage

II L'ouvrage qui nous a été confié est un immeuble (RDC+8+sous-sol+niveau technique)

L'enveloppe en béton armé composée de :

- Un sous-sol destiné au stockage et bureau.
- Un rez-de-chaussée commercial et stockage .
- Les autres étages à usage d'habitation
- Un niveau technique situé au niveau de la terrasse
- La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation d'après la classification des RPA99 version 2003 :
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

a. Dimensions en élévation :

L'ouvrage a des caractéristiques géométriques dont les valeurs suivantes :

- Hauteur totale (y compris l'acrotère) $H=33.11\text{m}$
- Hauteur du sous-sol: 4.55m

- Hauteur du R.D.C : 4,08m
- Hauteur d'étage courant : 3,06m
 - La longueur totale :19.30m
 - La largeur totale :16.75m

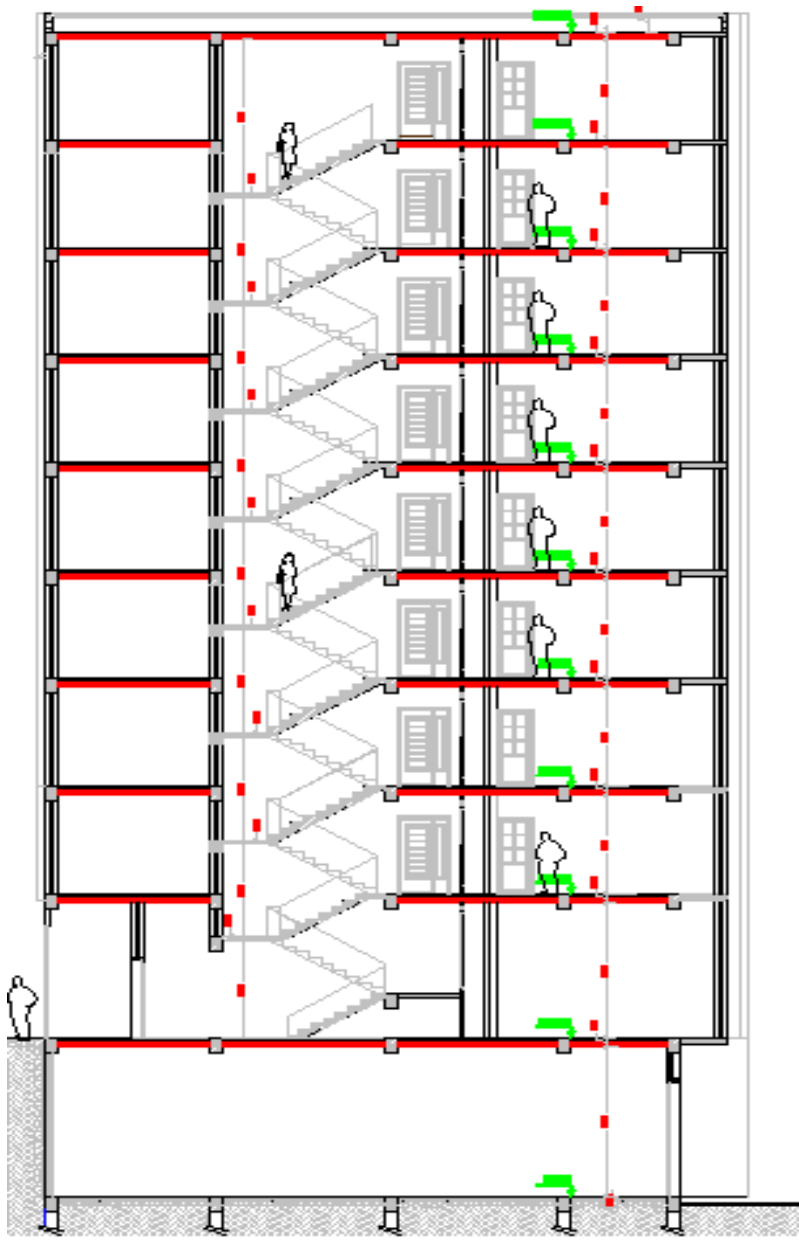


Figure I.1 :Vue du bâtiment en élévation

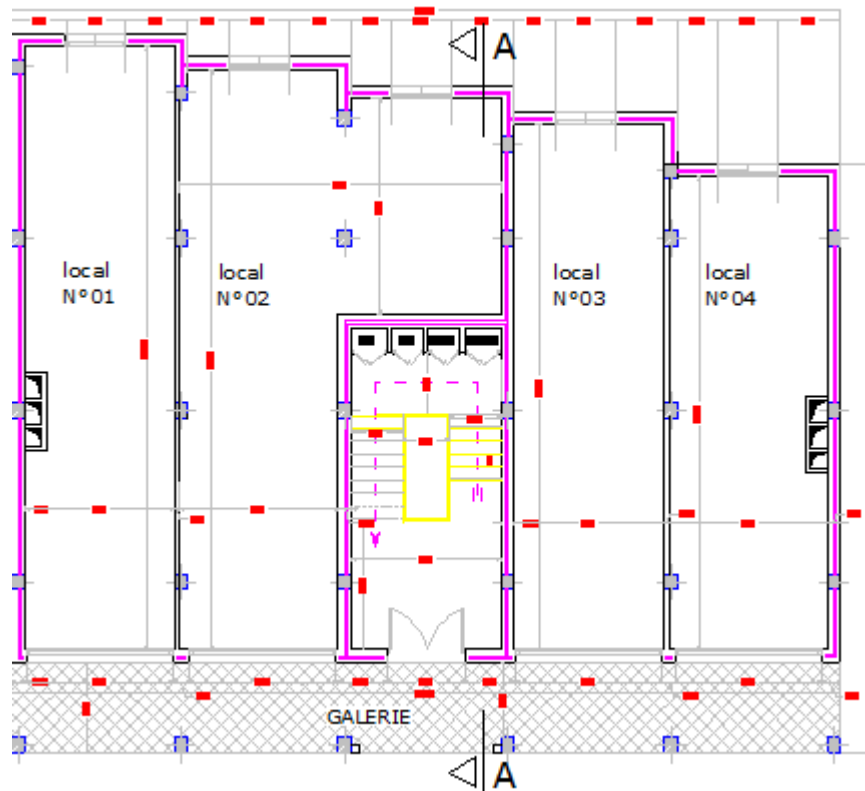


Figure I.2 : Vue en plan RDC.

I.4. caractéristiques géotechniques de sol :

A. Résultats des essais

Les pénétrogrammes obtenus montrent que le terrain étudié présente une bonne résistance à la pénétration. La résistance minimale est de l'ordre de 40 bars à partir de 2.00 mètres de profondeur. L'ensemble des essais présente un refus à faible profondeur.

B. Taux de travail du sol

Selon Sanglérat, la contrainte admissible du sol (q_{adm}), déduire des essais de pénétration dynamique, est égale au vingtième de la valeur moyenne minimale de la résistance dynamique enregistrée par les essais. D'où: $Q_{adm} = \frac{R_{d_{min}}}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ bars.}$

C. Conclusion et recommandation

Compte tenu des reconnaissances effectuées et des résultats obtenus, le terrain étudié est un terrain argileux rocheux

Le rapport de sol préconise :

- Des fondations de type superficielles.
- Le taux de travail sera de 2.0 bars.
- L'ancrage serait à partir de 2.00 m de profondeur, par rapport à la côte du terrain actuelle.

- Le terrain étudié est constitué essentiellement d'une formation ferme en profondeur, il sera classé à la Catégorie S3 (site meuble).

Nous recommandons de prendre toutes les mesures nécessaires pour protéger l'infrastructure de l'écoulement d'eaux pluviales.

- **I.5. Les éléments de l'ouvrage :**

A.Ossature et contreventement

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 /V2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

B.Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

B.1. Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Fig I.3 : Plancher à corps creux

B.2. Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

C. Fondations

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

D. Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

F. Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur: Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses

G. Les revêtements

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

K. La cage d'ascenseur

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

L.L'acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 1m de hauteur.

M.Balcons

Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

N.Terrasses

Notre bâtiment est muni d'une terrasse accessible.

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les constructions sont constituées de différents types de matériaux dont le béton et l'acier fait partie, ces deux étant ensemble nous donnent la liaison, disant la plus prospère dans l'histoire de la bâtisse, et ça le restera pour toujours.

A. Le béton

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés par un liant. Le liant peut être qualifié d'hydrique, lorsque sa prise se fait par hydratation. Ce liant est habituellement du ciment. On obtient dans ce cas un « béton de ciment », l'un des plus fréquemment utilisés. Le béton est le deuxième matériau minéral le plus utilisé mondialement par la société, après l'eau potable : 1 m³ par an et par habitant.

En général le béton peut être classé en trois groupes (norme NF EN 206-1 articles 3.1.7 à 3.1.9).

Selon sa masse volumique ρ

- béton normal : ρ entre 2 000 et 2 600 kg/m³ ;
- béton lourd : $\rho > 2 600$ kg/m³ ;
- béton léger : ρ entre 800 et 2 000 kg/m³.
- La densité du béton armé égale à $\gamma_{ba}=2500$ kg/m³

On propose la composition suivante basée sur une estimation de densité moyenne de gravier et de sable en utilisant un dosage en ciment qui permet d'obtenir une résistance à la compression égale environ les 25 MPA.

- 350 kg de ciment de CPA 325
- 400 L de sable $D_{\text{sable}} < 5$ mm
- 800 L de gravillon $5 \text{ mm} < D_{\text{gravillon}} < 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

A.1. Principe du Béton Armé

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ($11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

A.2. Résistances caractéristique du béton

- **En compression (f_{cj}) : C.B.A 93 [A.2.1.1.1]**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}. \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}. \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$j \geq 60$ jours; $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **En traction (f_{tj}) : C.B.A 93 [A.2.1.1.1].**

La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
Déduite de la formule: $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

A.3. Déformation longitudinales du béton :

Suivant C.B.A 93 [A.2.1.2]

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- Module différé : pour les charges de longue durée.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée) est très influant.

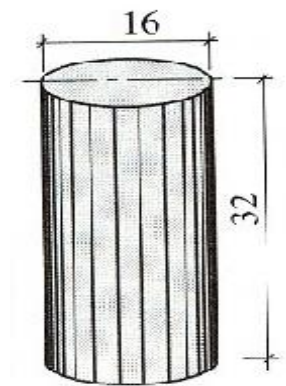


Fig. I.4 : Eprouvette à écraser

A.4. Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v".

Conformément au règlement BAEL 91:

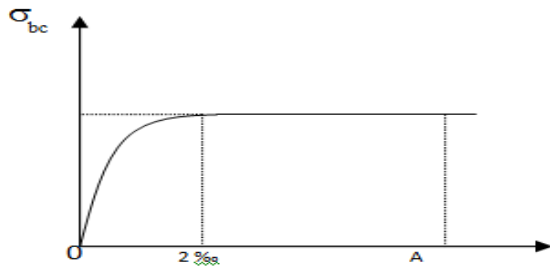
- à l'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- à l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

A.5. Les contraintes limites

• **Etat limite ultime C.B.A 93 [A.3.3.2]**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$



Notation :

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15$ Combinaisons accidentelles.

Fig I.5: Diagramme de contrainte limite du béton en compression

• **Etat limite de service**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$, dans notre cas c'est $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$

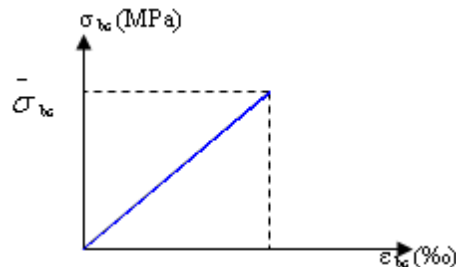


Fig I.6: Diagramme des Contraintes Déformations du béton a ELS.

• **Contrainte limite de cisaillement**

$\bar{\tau}_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5$ [MPa] Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

B. Les aciers

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer, très majoritaire, et le carbone, dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse.

C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés du métal qu'on appelle « acier ». Sa densité varie donc autour de celle du fer (7,32 à 7,86), suivant sa composition chimique et ses traitements thermiques. Il a un module de Young d'environ 210 000 MPa, indépendamment de son composition. Les autres propriétés varient énormément en fonction de leur composition, du traitement thermo-mécanique et des traitements de surface auxquels ils ont été soumis.

Son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Tab I.1 : les différents types d'acier.

Types	Nuances	fe (MPa)	Emplois
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant Epingle de Levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeTE 40	400	Emploi courant
	FeTE 50	500	
Fils tréfilés HA (type 3)	FeTE 40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	FeTE 50	500	
Treillis soudés Lisses et HA	TSL	500	Emploi courant
	TSHA		

B.1. Les Contraintes limites : C.B.A 93 [A.2.2.2]

B.1.a. Etat limite ultime

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Pour les combinaisons courantes} \\ 1 & \text{Pour les combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

B.1.b. Etat limite de service

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$
- Avec : η coefficient de fissuration : $\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour rondes lisses.} \\ \eta = 1.6 & \text{pour acier HA.} \end{cases}$

B.1.c. Diagramme de déformation –contrainte

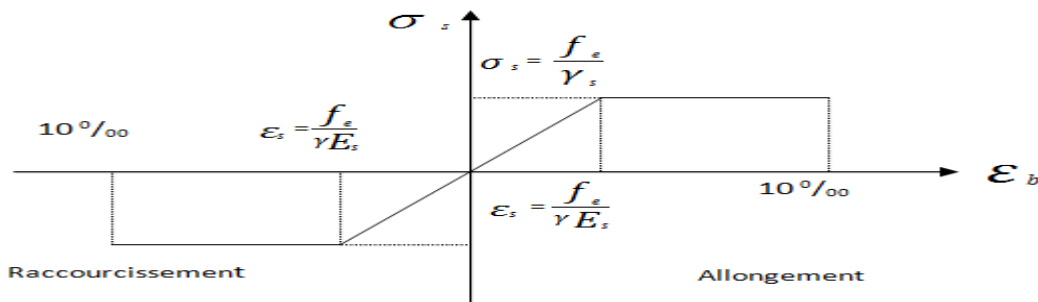


Fig I-7 : Diagramme contraintes déformations.

B.2. HYPOTHESES DE CALCUL : C.B.A 93 (A:4.3.2)

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Au delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour les quelles elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

B.2.1. Etat limite ultime

Dans ce mode de sollicitation, l'ouvrage est à la limite de la rupture, il doit résister aux charges mais il subit des déformations irréversibles et en ressort endommagé. Pour cet état, il est inutile de rester dans le domaine de comportement élastique des matériaux.

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le déplacement entraîne la ruine de la construction.

Les états limite ultime correspondent à la limite:

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

Exemples

- Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier.
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable.

Règlement : C.B.A 93 [A.4.3.2]

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes.
- L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
- Allongement relatif de l'acier = Allongement relatif du béton, Soit : $\epsilon_b = \epsilon_s$

Le raccourcissement relatif du béton est limité à:

$\epsilon_b = 2 \text{ ‰}$ en compression simple (ex. : poteaux).

$\epsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple (ex. : poutres).

B.2.2. limite de service

Il s'agit du mode sollicitation de « tous les jours », l'ouvrage ne doit pas subir de déformation irréversible. Les matériaux sont employés dans leur domaine de comportement élastique. En général pour les ouvrages courants de bâtiment, les éléments ne sont pas calculés en résistance à l'ELS, ils le sont principalement pour des environnements agressifs ou lorsque les conditions de fissuration ou de déformation sont préjudiciables à la durabilité de l'ouvrage dimensionné. Il convient cependant de vérifier la déformation de la structure à l'ELS afin de s'assurer que les limites admissibles ne sont pas dépassées.

Les états limites de services sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation:

- état limite de déformation (flèches).

- état limite de compression du béton ou de traction des aciers.
- état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

Exemples

- Etat limite de service de compression de béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite de service d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de service de déformation : il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

Règlement : C.B.A 93 [A.4.5.1]

- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le béton tendu est négligé.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Le coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ est fixé forfaitairement à : $\eta = 15$

- η : Coefficient d'équivalence
- E_s : module de déformation de l'acier.
- E_b : module de déformation du béton.

B.2.3. Condition de non fragilité

Afin de prévoir un pourcentage minimal d'armature pour éviter les grandes fissures des pièces en béton, il faut que la section A_s de l'acier adopté vérifie la condition suivante :

$$A_s \geq 0.23b_0d \text{ (ft28/fe)}$$

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites**
 - **Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35 G + 1,5 Q$.

- **Etat limite de service**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles

parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G+Q+E$		G : charge permanente
$G+Q\pm 1,2 E$	avec	Q : charge d'exploitation
$0,8 G+E$		E : effort de séisme

La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).
- CBA 93 Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

chapitre II:

Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du RPA99 version 2003, C BA 93, BAEL 91, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement

II .1.1. LES CHARGES REGLEMENTAIRES

- Les charges permanentes.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

a. Les charges permanentes

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

b. Les charges d'exploitation

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer. Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II .2. Pré dimensionnement des éléments

II .2.1. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers, quelque soit leur nature, Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux

a. Plancher en dalle pleine

a.1. Résistance au feu

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

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

$e = 17,5$ cm.....pour un coupe feu de quatre heures.

On admet: $e = 16$ cm.

a.2. Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux appuis : $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$.

Lx : est la petite portée de panneau le plus sollicité, dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale a :

$Lx = 3.80$ m.....donc on a : 10.85 cm $\leq e \leq 12.66$ cmOn prend : $e = 15$ cm

a. Plancher à corps creux

• Formule Empirique

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par : $e \geq \frac{l}{22,5}$

$L : \min (L_{x\max} ; L_{y\max}) = (3.80; 4.00)$ $e \geq \frac{4.0}{22.5} = 0.1777$ m = 17.77 cm $\Rightarrow e = 20$ cm

On adopte..... $e = (16 + 4)$ cm $\Rightarrow e = 20$ cm talque :

16 cm est corps creux

4 cm de dalle de compression

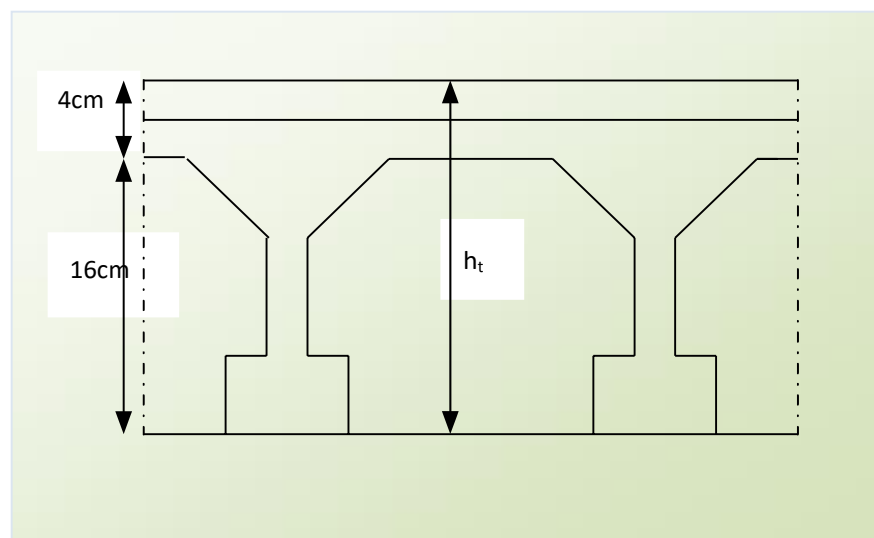


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II .2.2. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

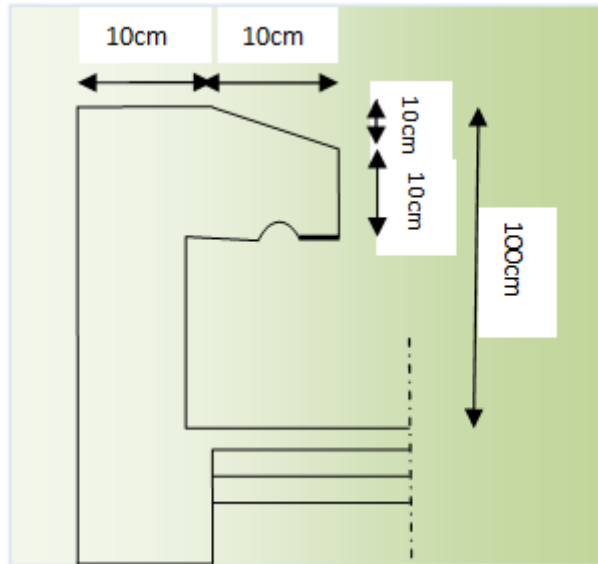


Fig II.2 : Un schéma présent les dimensions de l'acrotère

- **Charges permanentes**

- La surface de l'acrotère:

$$S = (0,1 \times 1) + (0,1 \times 0,1) / (2) + (0,1 \times 0,1) = 0,115 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 0,115 \times 25 = 2,87 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharges d'exploitation**

$$Q = 1 \text{ (KN/ml)}$$

II.2.3. Balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante : $e \geq \frac{L}{10}$

Avec L: largeur de balcon

On a $L = 1.2 \text{ m}$ $e \geq \frac{1.20}{10} \Rightarrow e \geq 0.12 \text{ m}$

On prend comme épaisseur de balcon : $e = 15 \text{ cm}$

II.2.4. Escaliers

Un escalier dans une construction est une suite régulière de plans horizontaux et sont des éléments permettant le passage d'un niveau à un autre dans un bâtiment .

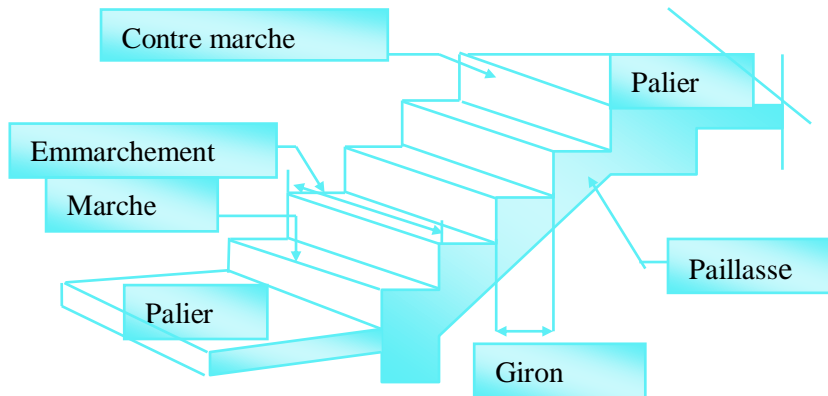


Fig II.3: Un schéma présente les caractéristiques d'escalier

Notre ouvrage comporte 2 types d'escaliers :

Type 01 : escalier droit à une seule volée permettant l'accès au RDC.

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

h : est la hauteur de la contre marche.

$$16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}.$$

g : Le giron qui est la longueur de la marche.

$$g \geq 25 \text{ cm}.$$

✓ **Hauteur de la contre marche :**

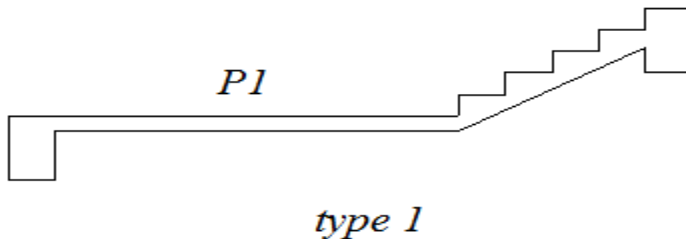


Fig II.4: coupe d'escaliers

Hauteur de la contre marche :

$$h = H/n = 1,19 / 7 = 0,17\text{m}.$$

n : Nombre de contre marches. H : hauteur de volée.

On prend $h=17\text{cm}$

- ✓ **Le giron :**
- ✓ On prend $g=30\text{cm}$
- ✓ **Vérification de la condition de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

• **Inclinaison de la paillasse**

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 7 \times 17 \Rightarrow H' = 1.19 \text{ m}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g \Rightarrow L' = (7 - 1) \times 30 \Rightarrow L' = 1.8 \text{ m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.19 / 1.8 \Rightarrow \alpha = 33.46^\circ.$$

La longueur de la volée est : $L = 1.19 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.15 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 7.16 < e < 10.75 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}.$

L'épaisseur du palier est le même que celle du paillasse

- ✓ **Type 02 :** escalier droit à deux volées avec un palier de repos permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.
- ✓ **Hauteur de la contre marche :**

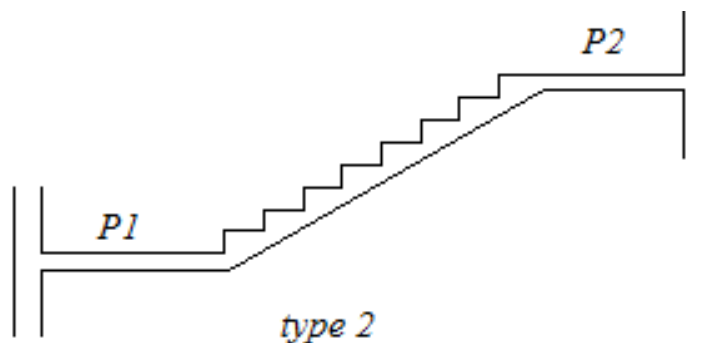


Fig II.5: coupe d' escaliers

$$h = H/n = 1,53 / 9 = 0,17\text{m}.$$

n : Nombre de contre marches

H : demi-hauteur de l'étage

On prend $h=17\text{cm}$

- ✓ **Le giron :**
- On prend $g=30\text{cm}$
- ✓ **Vérification de la condition de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

- **Inclinaison de la paille**

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 17 \Rightarrow H' = 1.53 \text{ m}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g \Rightarrow L' = (9 - 1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.53 / 2.4 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

La longueur de la volée est : $L = 1.53 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.85 \text{ m}$

L'épaisseur de la paille est : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 9.5 < e < 14.25 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}.$

L'épaisseur du palier est le même que celle du paille

II.3. Prédimensionnement des éléments porteurs

II.3.1. Les poutres

- **Selon les règles de BAEL91**

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \dots\dots\dots(1)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section.

e : largeur de la section.

- **Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 suivant**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} = 1,5.h_1 + b_1 \end{array} \right.$$

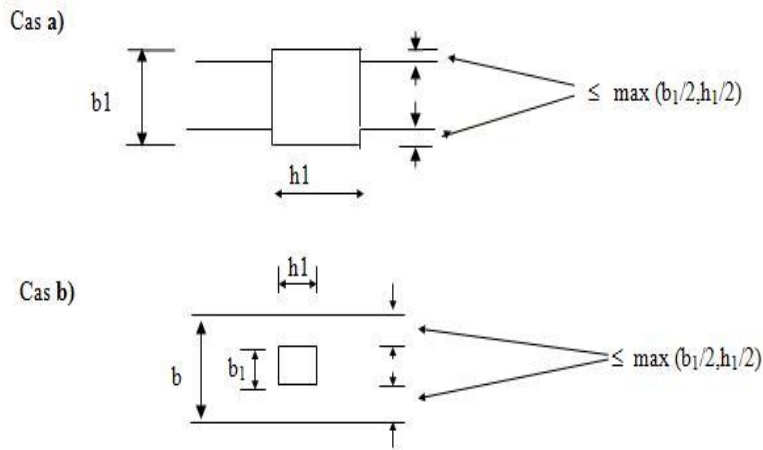


Fig II.6 : Les dimensions à respecter pour les poutres

a. Les poutres principales

$$L_{\max} = 400 \text{ cm} \longrightarrow 26.66 \leq h \leq 40$$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$.

$$12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \quad (\text{Condition du RPA99 est vérifiée})$$

b. Les poutres secondaires

$$L_{\max} = 380 \text{ cm} \longrightarrow 25.33 \leq h \leq 38$$

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

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 < 4 \quad (\text{Condition du RPA99 est vérifiée})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.1. : Récapitulatif des sections des poutres.

Les poutres	L	h	b	bxh
Poutre principale	4.00	$26.66\text{cm} \leq h \leq 40.00\text{cm}$	$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$	30x40
Poutre secondaire	3.80	$25.33\text{cm} \leq h \leq 38.0 \text{ cm}$	$10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$	30x35

- Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA99 version 2003 qui se présente comme suit:

Tableau II.2 : Vérifications du dimensionnement des poutres.

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ Cm}$	30	30	CV
$h \geq 30 \text{ Cm}$	40	35	CV
$h/b < 4$	1, 33	1.16	CV

Evaluation des charges et surcharges :

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

a. Plancher terrasse :

- Plancher terrasse accessible

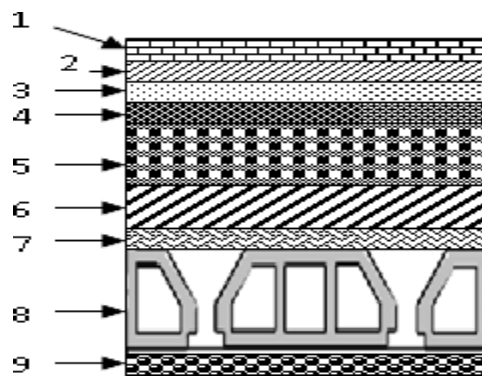
**Figure II.7 :** Plancher terrasse accessible.

Tableau II.3 : Plancher terrasse accessible.

N°	Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanente
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de ciment	2	20	0,4
3	Lit de sable fin	2	18	0,36
4	Etanchéité multicouche	5	2,4	0,12
5	Forme de pente	10	20	2
6	Papier kraft (2feuilles)	/	/	0,5
7	Isolation thermique	4	4	0,16
8	Dalle en corps creux	16+4	14,25	2,85
9	Enduit de plâtre	2	10	0,2
Total		$G = 6,99\text{KN/m}^2$		

Charge d'exploitation du plancher terrasse accessible : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^3$

b. Plancher terrasse inaccessible

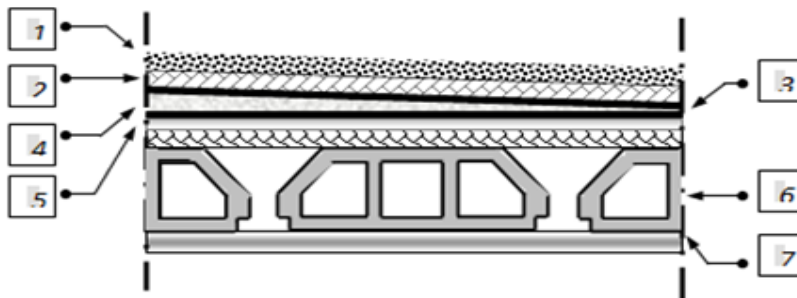
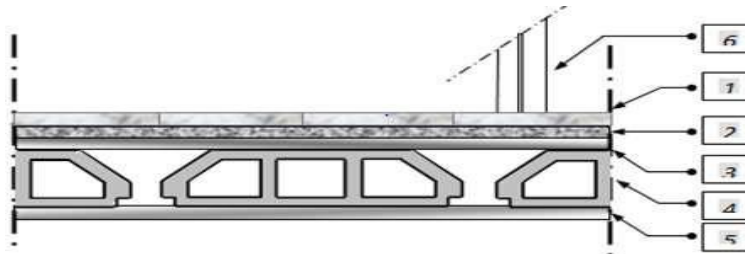
**Figure II.8** : Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.4: Plancher terrasse inaccessible

N°	Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanente
1	Protection de gravillon	5	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	5	2,4	0,12
3	Forme de pente	10	20	2
4	Papier kraft (2feuilles)	/	/	0,5
5	Isolation thermique	4	4	0,16
6	Dalle en corps creux	16+4	14,25	2,85
7	Enduit de plâtre	2	10	0,2
Total		$G = 6,68\text{KN/m}^2$		

- Charge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ KN/m}^3$

c.Planchers des étages courants :

**Figure II.9 :** Plancher étage courants (corps creux).**Tableau II.5 :** Plancher étage courants.

N°	Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse	Charge
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle en corps	16+4	14,25	2,85
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
6	Cloison	10	9	0,9
Total		$G = 5,11\text{KN/m}^2$		

Charge d'exploitation du plancher étage courant : $Q = 1.50$
 KN/m^3

Pour le RDC : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^3$

d. Cloison extérieure :

Tableau II.6 : mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanente
Brique creuse extérieure	10	9	0,9
Brique creuse intérieure	10	9	0,9
L'âme de l'air	5	/	/
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Enduit en ciment	2	20	0,4
Total	$G = 2,2 \text{ KN/m}^2$		

e. Les escaliers :

e.1. Palier :

Tableau II.7 : palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	Charge permanente (KN/m^2)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en B.A	15	25	3,75
Enduit en ciment	2	20	0,4
Total	$G = 5,31 \text{ KN/m}^2$		
	$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$		

e.2.Paillasse :

Tableau II.8: paillasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Marche	h=17	25	$(2500 \times 17) / 2 = 2.125$
Paillasse	15	25	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,5 = 4,45$
Enduit en ciment	2	20	0,2
Garde de corps	1	10	1
Total	G = 8,94KN/m ²		
	Q = 2,50KN/m ²		

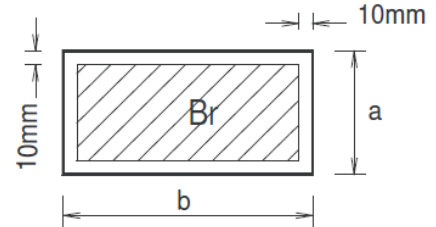
f.Le balcon :

Tableau II.9 : Plancher au niveau des balcons.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanente
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de ciment	2	20	0,4
Lit de sable fin	2	18	0,36
Dalle en corps creux	16+4	14,25	2,85
Enduit en ciment	2	20	0,4
Total	G = 4,41KN/m ²		
	Q = 3,50KN/m ²		

II.3.2. Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite. En enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.



a.Principe

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges.

Les étapes de calcul

- On considère les 3 différents types des poteaux les plus sollicités.
- On calcule les surfaces reprises par chaque poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent à chaque poteau.
- Le calcul sera fait à L'ELU (Pratique du BAEL 91) et la vérification sera faite selon le (RPA99/V2003).
- **La formule générale**

$$B_r \geq \frac{K\beta N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A}{B_r} F_{ed}}$$

ou

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Br : la section réduite de poteau et $Br = (a - 2cm) \times (b - 2cm)$

Nu : l'effort normal ultime $N_u = 1,35G + 1,5Q$

Avec : $\frac{A}{Br} = 0.8 \%$ dans la zone (IIa) selon le RPA99/V2003 article 7.4.2.1 Tel que :

$$\begin{cases} k = 1.10 & \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 & \text{Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours} \\ k = 1 & \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

f_{c28} Est remplacé par f_{cj}

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$;

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & : T > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & : 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & : T < 1\text{h} \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.8 \times 0.85}{100}} \cdot 10^4 = 0.66 Nu \quad (cm^2)$$

On adopte un poteau carré

$$Br = (a - 2cm) \times (b - 2cm) \longrightarrow Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

b. Loi de dégression : d'après le DTRBC 2.2 5

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de 10 % par étage jusqu'à 0.5×Q sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

- Sous toitureQ₀
- Sous dernier étageQ₀+Q₁
- Sous étage immédiatement
 - Etage (2) Q₀+ 0.9Q₁+0.8Q₁
 - Etage (3) .Q₀+0.9Q₁+0.8Q₁ +0.7Q₁
 - Etage (4) .Q₀+0.9Q₁+0.8Q₁ +0.7Q₁ + 0.6Q₁
 - Etage(n).Q₀+0.9Q₁+0.8Q₁+0.7Q₁+0.6Q₁+0.5Q₁+...+0.5Q₁

c. Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau

pour tenir compte du problème de continuité on doit majorée la surface offerte aux poteaux intérieurs de 10 % pour tenir compte du poid des poteaux et des poutres en doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10 %

Le calcul des surfaces revenant à chaque poteau sera comme suit :

c .1. Poteau centrale

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante

• **Charge Permanente**

$N_G = G \times S$

G: charge Permanente.

S: surface offerte majorée.

• **Charge d'exploitation**

$N_Q = Q \times S$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S : surface offerte majorée

$$S = \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

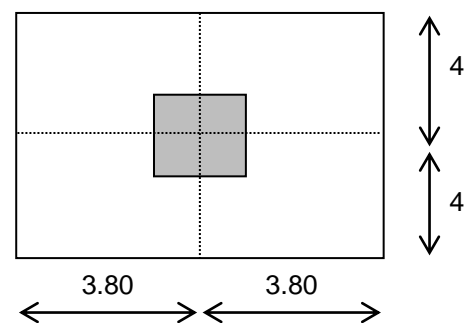


Figure II.10 : Poteau centrale.

$$S = ((380+380)/2) \times ((400+400)/2)$$

$$S = 15.20 \text{ m}^2$$

Remarque

On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à 15%.

$$S_{\text{majoré}} = 15.20 \times 1,15 = 17.48 \text{ m}^2$$

Tableau II.10 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux.

Niveau	G	Gmajo ré	Q	N _U	N _U	N _U	B _r	a=b	axb
Terrasse	6.99	7.69	1.5	12.63	/	/	/	/	/
N8	5,11	5,62	1.5	9.84	12.63	220.77	145.71	14.07	35X35
N7	5,11	5,62	1.5	9.84	22.47	392.77	259.23	18.10	35X35
N6	5,11	5,62	1.5	9.84	32.31	564.77	372.75	21.31	40X40
N5	5,11	5,62	1.5	9.84	42.15	736.78	486.27	24.05	40X40
N4	5,11	5,62	1.5	9.84	51.99	908.78	599.80	26.50	40X40
N3	5,11	5,62	1.5	9.84	61.83	1080.78	713.31	28.70	45X45
N2	5.11	5.62	1.5	9.84	71.67	1252.79	826.84	30.75	45X45
N1	5.11	5.62	1.5	9.84	81.51	1424.79	940.36	32.66	45X45
RDC	5.11	5.62	2.5	11.34	91.35	1596.79	1053.88	34.46	50x50
SS	/	/	/	/	102.70	1795.19	1184.82	36.42	50x50

c .2. Poteau de rive

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

$$S = ((4.10+3)/2) \times (3.8/2)$$

$$S = 7.6 \text{ m}^2$$

Remarque

On majore la surface de poteau de rive 10%.

$$S = 7.6 \times 1.1 = 8.36 \text{ m}^2$$

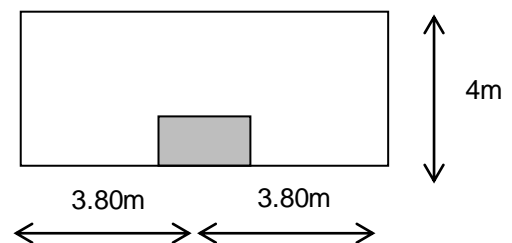


Figure II.11 : Poteau de rive.

Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des poteaux de rives.

Niveau	G	Gmajoré	Q	N _U	N _U	N _U	1.2B _r	a=b	axb
acc	2.87	3.15	1	5.75	/	/	/	/	/
Terrina	6.68	7.34	1	9.9	5.75	48.07	38.07	/	/
Terraacc	6.99	7.69	1.5	12.63	15.65	130.83	103.62	10.18	30x30
N8	5,11	5,62	1,5	9.84	28.28	236.42	187.24	13.68	30x30
N7	5,11	5,62	1,5	9.84	38.12	318.68	252.40	15.88	30x30
N6	5,11	5,62	1,5	9.84	47.96	400.94	317.54	17.81	35x35
N5	5,11	5,62	1,5	9.84	57.8	483.21	382.70	19.56	35x35
N4	5,11	5,62	1,5	9.84	67.64	565.47	447.85	21.16	35x35
N3	5,11	5,62	1,5	9.84	77.48	647.73	513	22.65	35x35
N2	5,11	5,62	1,5	9.84	87.32	729.99	578.15	24.04	40x40
N1	5,11	5,62	1,5	9.84	97.16	812.25	643.30	25.36	40x40
RDC	5,11	5,62	2,5	11,34	107	894,52	708,45	26,61	40x40
SS	/	/	/	/	118,34	989,32	783,54	27,99	40x40

c .3. Poteau d'angle

Pour déterminer les dimensions des poteaux d'angle, on présente la méthode de calcul suivante :

$$S = (4/2) \times (3.8/2)$$

$$S = 3.8 \text{ m}^2$$

Remarque

Les surfaces des poteaux de rive ne sont pas majorées.

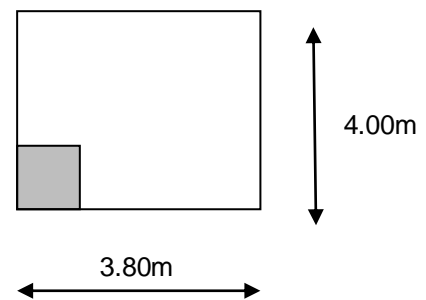


Figure II.12 : Poteau d'angle

Tableau II.12 : Pré-dimensionnement des poteaux d'angles.

Niveau	G	Gmajoré	Q	N _U	N _U cumulée	N _U cumulé	1.2B _r	a=b	axb
acc	2.87	3.15	1	5.75	/	/	/	/	/
Terraacc	6.99	7.69	1.5	12.63	5.75	21.85	17.30	4.16	30x30
N8	5,11	5,62	1,5	9.84	18.38	69.84	55.31	7.43	30x30
N7	5,11	5,62	1,5	9.84	28.22	107.24	84.93	9.21	30x30
N6	5,11	5,62	1,5	9.84	38.06	144.62	114.54	10.70	30x30
N5	5,11	5,62	1,5	9.84	47.9	182.02	144.15	12	30x30
N4	5,11	5,62	1,5	9.84	57.74	219.41	173.77	13.18	30x30
N3	5,11	5,62	1,5	9.84	67.58	256.80	203.38	14.26	30x30
N2	5.11	5.62	1.5	9.84	77.42	294.19	233	15.26	30x30
N1	5.11	5.62	1.5	9.84	87.26	331.58	262.61	16.20	30x30
RDC	5.11	5.62	2.5	11.34	97.1	368.98	292.23	17.09	30x30
SS	/	/	/	/	108.44	412.07	326.36	18.06	30x30

Remarque :

Il est évident que les calculs relatifs aux poteaux de rive et d'angle ont conduit à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau central (le plus sollicité), mais pour des raisons pratiques et afin de créer une homogénéité architecturale et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On opte les mêmes sections pour tous les poteaux (sections de poteau central).

- Vérification des poteaux aux exigences de l'RPA 2003

L'article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \text{Min}(b_1, h_1) &\geq 25 \\ \text{Min}(b_1, h_1) &\geq h_e/20 \\ 1/4 < b_1/h_1 < 4 \end{aligned} \right\}$$

Tableau II.13: Vérification des poteaux aux exigences du RPA.

Poteaux	Conditions exigées	Valeurs calculées	Observation
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 30$	C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 35$	C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 40$	C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 45$	C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V
50x50	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 50$	C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 18.15$	C.V
		$(h_e/20) = 13.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V

• **Vérification du poteau au flambement**

On doit vérifier que

$$\lambda \leq 50$$

On a :

- $L_f = l_0$ (la hauteur de poteau)
- $= L_f / i$ (l'élancement)
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale)

Tableau II.14 : Vérification au flambement.

La section	L_f	I	λ	$\lambda \leq 50$
30x30	3.06	0.086	35.581	C.V
35x35	3.06	0.101	30.297	C.V
40x40	3.06	0.115	26.608	C.V
45x45	3.06	0.129	23.720	C.V
50x50	4.08	0.144	28.33	C.V
	3.06	0.144	21.25	C.V

II.3. Les voiles

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99V2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont

considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. L'article 7.7.1 RPA99V2003

« l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

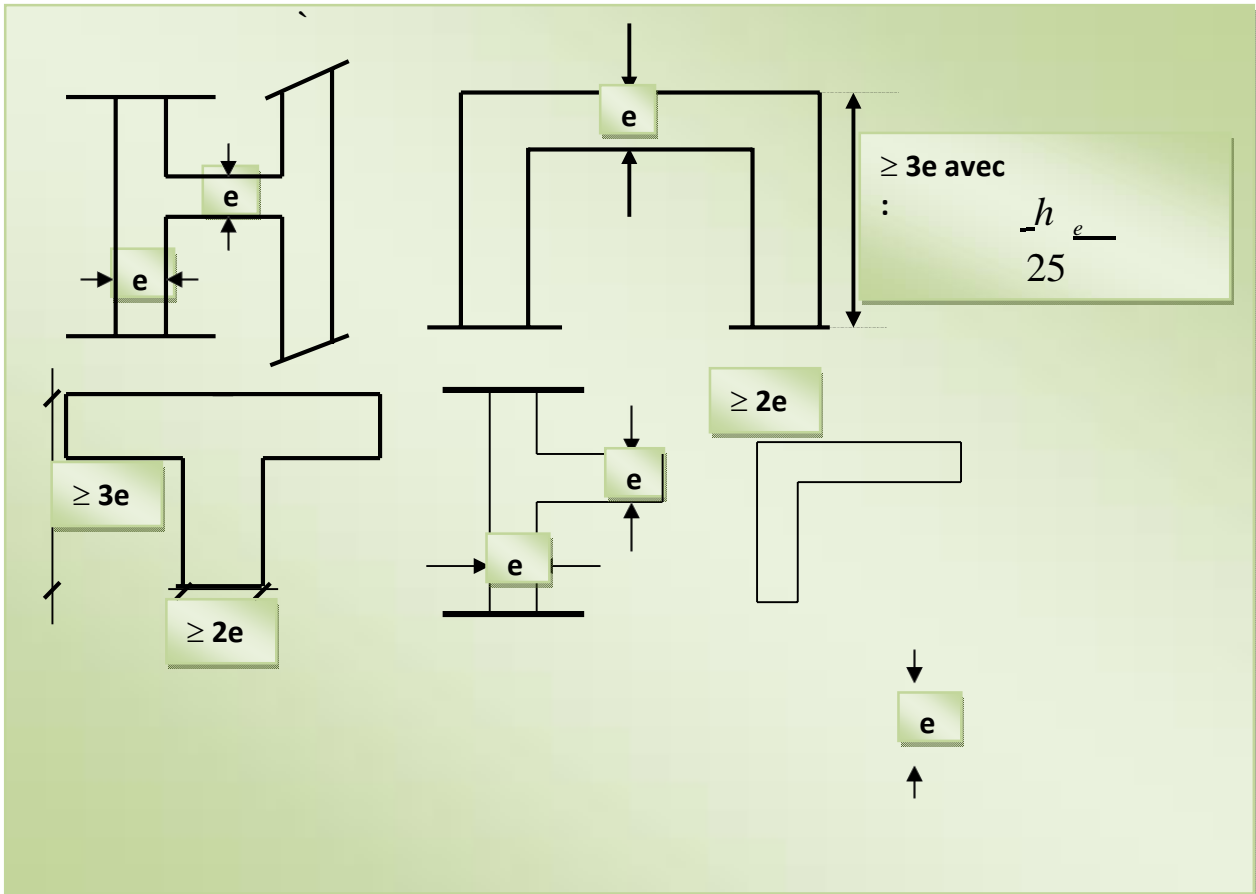


Figure II.13 : Coupe de voile en plan

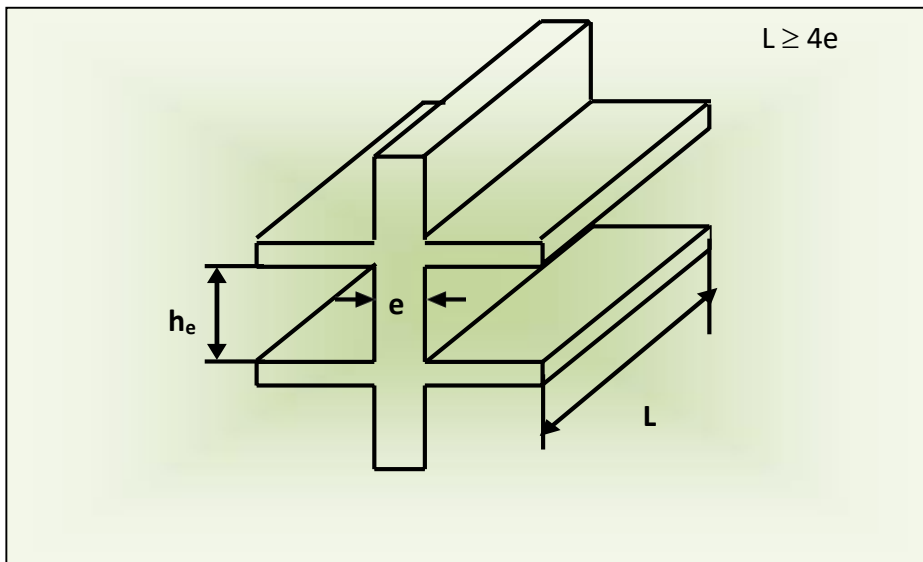


Figure II.14 : Coupe de voile en élévation

$$e \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

Pour R.D.C (h_e = 3,68 m)

$$\begin{cases} e \geq h_e / 25 = (368 / 25) = 14.72 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 22 = (368 / 22) = 16.72 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 20 = (368 / 20) = 18.4 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend comme épaisseur : e = 20 cm

Pour les étages courants (h_e = 2.66 m)

$$\begin{cases} e \geq h_e / 25 = (266 / 25) = 10.64 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 22 = (266 / 22) = 13 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 20 = (266 / 20) = 13.3 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend comme épaisseur : e = 20 cm

chapitre III:

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2. Etude de la salle des machines :

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(1.10 \times 2.52)\text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 12,22 tonnes.

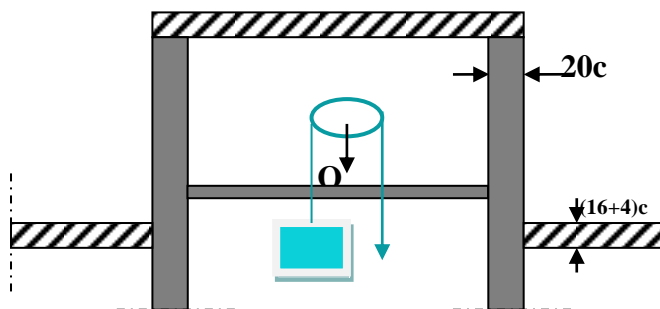


Figure III.1 : Schéma d'ascenseur.

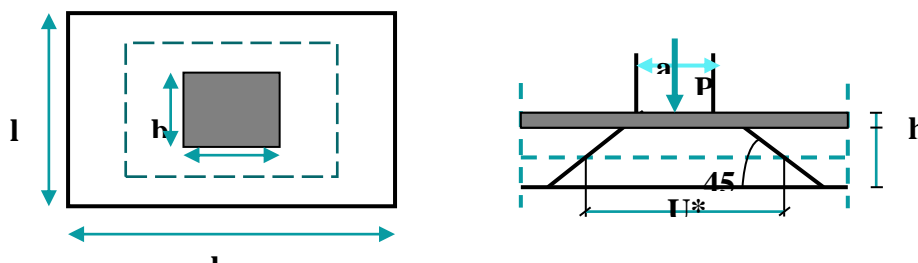


Figure III.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.

III.2.1. Dimensionnement de la dalle :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.10}{2.52} = 0.43 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Pour un panneau isolé :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{110}{30} = 3.67 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

- h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 20$ cm)
- e : Epaisseur du revêtement ($e=5$ cm)
- p : la charge concentrée
- $k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.
- $a = b=80$ cm
- v : coefficient de poisson

On aura:
$$\begin{cases} U = a+2k.e+h_0 = 80+2 \times 5+15 = 105 \text{cm} \\ V = b+2k.e+h_0 = 80+2 \times 5+15 = 105 \text{cm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad U = V = 105 \text{cm}$$

III.2.3. Calcul des sollicitations :

- À L'ELU : ($v = 0$)
 - système de levage : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 G$
 $= 1,35 \times 122,2$
 $q_u = 164.97 \text{ KN}$
 - Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m.}$
 $Q = 1 \text{ KN.}$
 $q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.05 \text{ KN/m.}$
- À L'ELS : ($v = 0.2$)
 - Système de levage : $q_{ser} = G + Q = G$
 $q_{ser} = 122.2 \text{ KN.}$
 - Dalle en béton armé : $q_{ser} = (4.85 + 1) = 5.85 \text{ KN.}$

III.2.4. Principe de calcul :

- Calcul des moments dus au système de levage :
 M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{y1} = q_u \cdot M_2 \end{cases}$$

- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec: coefficient de poisson $\begin{cases} v = 0,2 \Rightarrow \text{à L'ELS} \\ v = 0 \Rightarrow \text{à L'ELU} \end{cases}$

- À L'ELU : ($v=0$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{110}{252} = 0.43 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{110} = 0.95 \Rightarrow \text{D'où : } M_1 = 0.081 ; M_2 = 0.027 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{U}{l_y} = \frac{105}{252} = 0.42 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q (M_2 + v M_1) \end{cases} \Rightarrow \text{Avec: } v=0$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 164.97 \times 0.081 = 13.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 164.97 \times 0.027 = 4.45 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases} \Rightarrow \text{Avec: } v=0$$

Pour: $\alpha = 0.53 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.11 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$

$$M_{x2} = 0.11 \times 8.05 \times (1.10)^2 = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.25 \times 1.07 = 0.27 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.36 + 1.07 = 14.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.45 + 0.27 = 4.72 \text{ KN.m}$$

• Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x \text{ app}} = -0,30M_x \implies M_{y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{x \text{ tra}} = 0,85M_x \implies M_{y \text{ tra}} = 0,30M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.1: Récapitulatif des moments calculés à l'ELU.

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	4.33
		En travée	12.26
	Y-Y	sur appuis	1.41
		En travée	4.01

• À L'ELS : ($v = 0.2$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{115}{215} = 0.43 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{115} = 0.95 \implies \text{D'où : } M_1 = 0.081 ; M_2 = 0.027 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{U}{l_y} = \frac{105}{215} = 0.42 \end{array} \right.$$

Donc :

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + v M_2) = 122.2 \times (0.081 + 0.2 \times 0.027) = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M_2 + v M_1) = 122.2 \times (0.027 + 0.2 \times 0.081) = 5.28 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M \end{array} \right. \implies \text{Avec: } v = 0.2$$

Pour: $\alpha = 0.43 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.098 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$

$M_{x2} = 0.098 \times 5.85 \times (1.10)^2 = 0.70 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = 0.25 \times 0.70 = 0.17 \text{ KN.m}$

c) Superposition des moments :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.56 + 0.70 = 11.26 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.28 + 0.17 = 5.45 \text{ KN.m}$

• Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

$$\begin{cases} M_{x \text{ app}} = -0,30M_x & \Rightarrow & M_{y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{x \text{ tra}} = 0,85M_x & \Rightarrow & M_{y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{cases}$$

• Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.2: Récapitulatif des moments calculés à l'ELS.

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	3,38
		En travée	9,57
	Y-Y	sur appuis	1,64
		En travée	4,63

• Diagrammes des moments :

• À L'ELU :

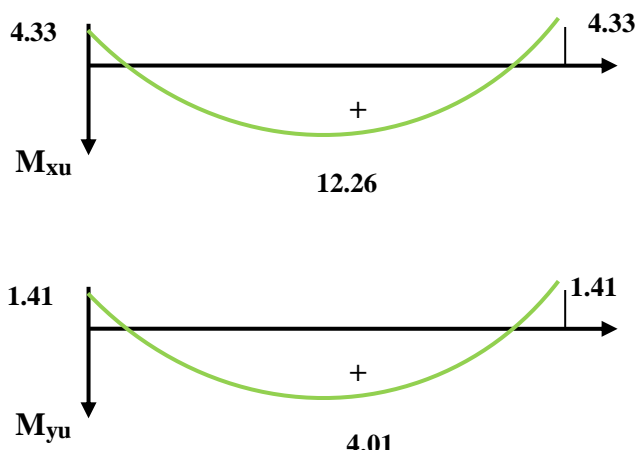


Figure III.3 : Diagrammes des moments à L'ELU

- À L'ELS :

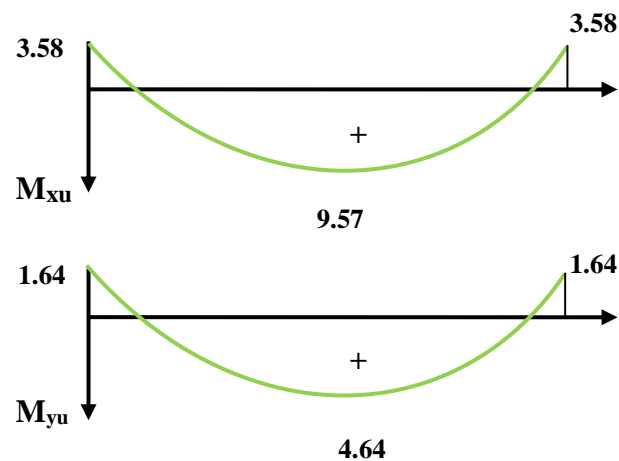


Figure III.4 : Diagrammes des moments à L'ELS.

III.2.5. Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1m.

- Ferrailage dans le sens x-x : (Fissuration peu préjudiciable).

$H=20\text{cm}$; $b=80\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,15$; FeE400 ; $F_{ed}=348\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bu}=14,2\text{MPa}$.

➡ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{4.33 \times 10^3}{80 \times (18)^2 \times 14.20} = 0,022$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,022)] = 0,177\text{m} = 17.76\text{cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{4.33 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} = 0.96\text{cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 12 = 4.52\text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=20cm

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : St=25cm

➡ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{12.26 \times 10^3}{80 \times (18)^2 \times 14.20} = 0,063 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{tu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{tu} = 0,2922 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,063)] = 0,173 \text{ m} = 17.3\text{cm}$$

$$A_a = \frac{M_t}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{12.26 \times 10^{-3}}{0.173 \times 348} = 2.03\text{cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=20

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : St=25cm

- Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.3: Récapitulatif de ferrailage dans le sens X-X.

	Sens X-X						
	M _U (KN.m)	A' (cm ²)	A _S (calculer) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
Sur appuis	4.33	0	0.97	1.2	4.52	4HA12	25
En travée	12.26	0	2.03	1.2	4.52	4HA12	25

- Ferrailage dans le sens y-y :

➡ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{1.41 \times 10^3}{80 \times (18)^2 \times 14.20} = 0,007$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,007)] = 0,179 \text{ m} = 17.9 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{1.41 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h = 20 cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend : St = 25 cm

➡ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{4.01 \times 10^3}{80 \times (13)^2 \times 14.20} = 0,021$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,020)] = 0,128 \text{ m} = 12.8 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_t}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{4.01 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=20cm

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend :

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

- Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.4: Récapitulatif de ferrailage dans le sens Y-Y.

	Sens Y-Y						
	M _U (KN.m)	A' (cm ²)	A _S (calculer) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix	S _t (cm)
Sur appuis	1.41	0	0.31	1.2	4.52	4HA12	25
En travée	4.01	0	0.89	1.2	4.52	4HA12	25

III.2.6. Vérifications :

- Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)**

$$A_{min} = \rho_0 b h \frac{3 - \alpha}{2} \rightarrow \text{Avec } \rho_0 = 0.8\text{‰}$$

$$A_{min} = 0.00008 \cdot 80 \cdot 15 \cdot \frac{3 - 0.53}{2} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \text{ C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \text{ C.V} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \text{ C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \text{ C.V} \end{array} \right.$$

- Vérification des diamètres maximaux des barres:**

- Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 7.2 ; 11 \} = 7.2 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA12 $\Rightarrow A_t = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{ht}{10}$$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{C.V}$

- Armature $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{C.V}$

- **Vérification au poinçonnement:** (BAEL91/Art : A.5.2.42)

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 122,2 = 164,97 \text{ KN}$$

$$q_u < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,50 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$U = V \rightarrow V = \frac{q_u}{2a + b} = \frac{164,97}{2 \cdot 1,05 + 1,05} = 52,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{52,37}{0,8 \cdot 0,13} = 0,503 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,503 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification de compression dans le béton ELS :** (La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$).

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :
 - Sens X-X : a

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	3.38	4.52	3722.05	2.77	91.07	2.51	15	C.V
travée	9.57	4.52	5388.53	3.36	178.52	5.96	15	C.V

- Sens YY :

Zone	M _{ser} (KN.)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	1.64	4.52	3722.05	2.77	44.59	1.22	15	C.V
travée	4.63	4.52	3722.05	2.77	126.81	3.44	15	C.V

- Schéma de ferrailage :

- Sens X-X :

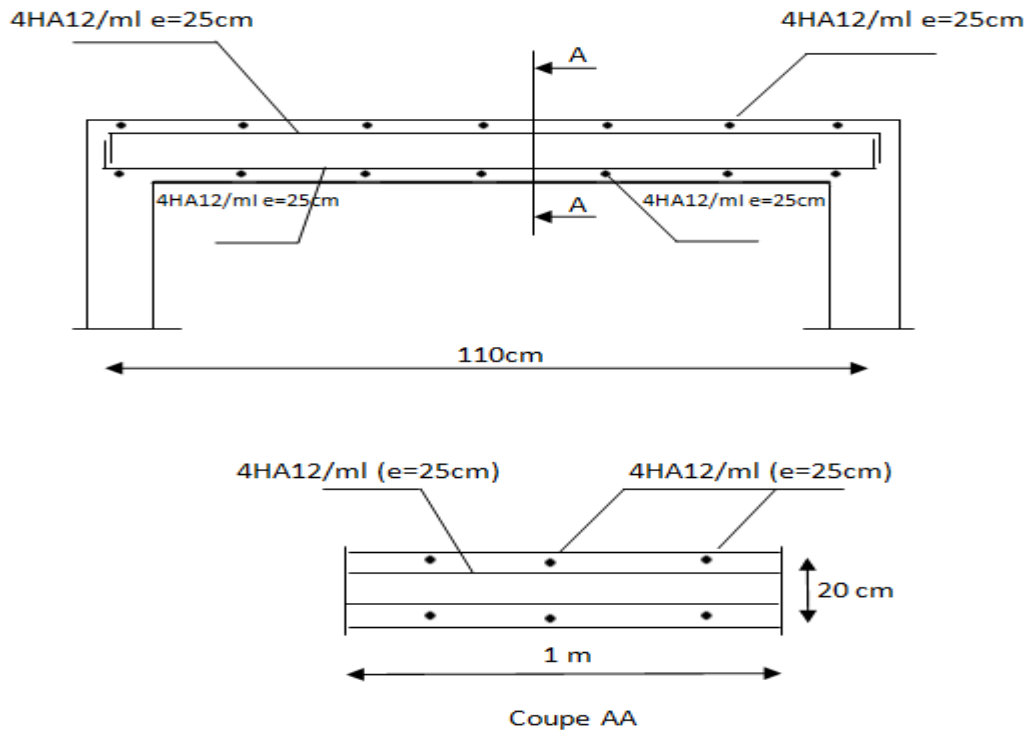


Figure III.5 : Ferrailage de la dalle du local machine dans le sens x-x.

- Sens Y-Y :

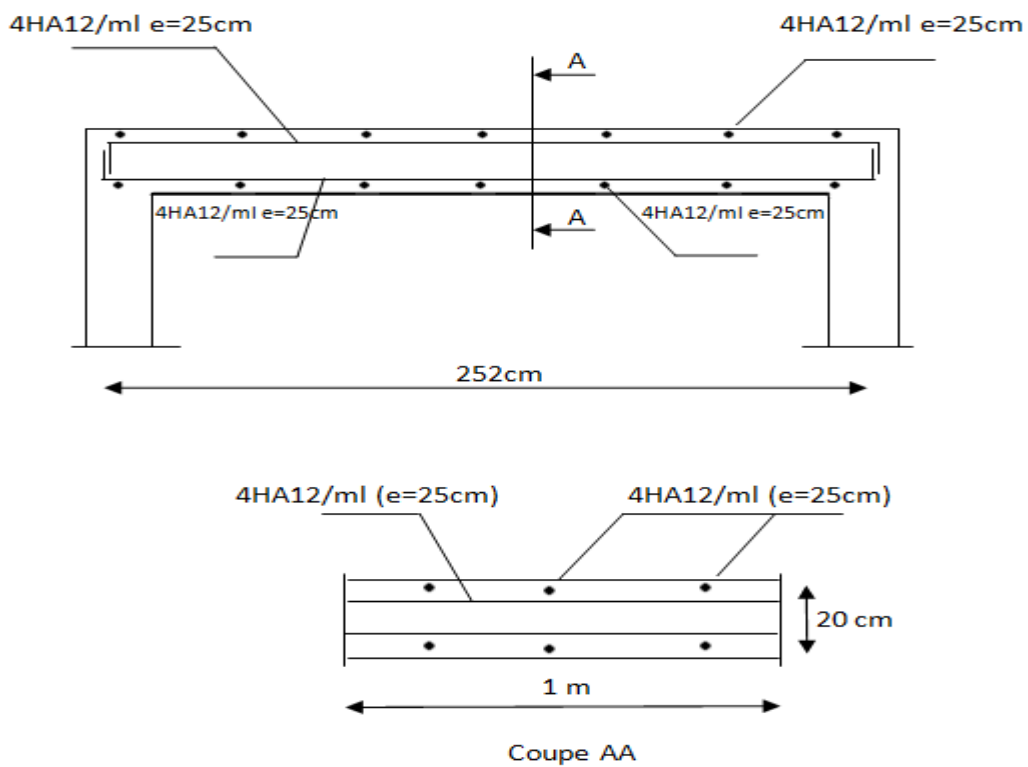


Figure III.6 : Ferrailage de la dalle du local machine dans le sens y-y.

III.3. Calcul du plancher

Dans le chapitre du pré dimensionnement, on a opté pour un plancher de 20cm d'épaisseur composés d'un hourdis de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

III.3. 1. Les poutrelles

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

Le calcul de 2^{ème} étape est plus pondérant que 1^{ère} donc on prend directement le cas le plus défavorable (après le coulage de la dalle de compression).

III.3.2. Dimensions de la poutrelle

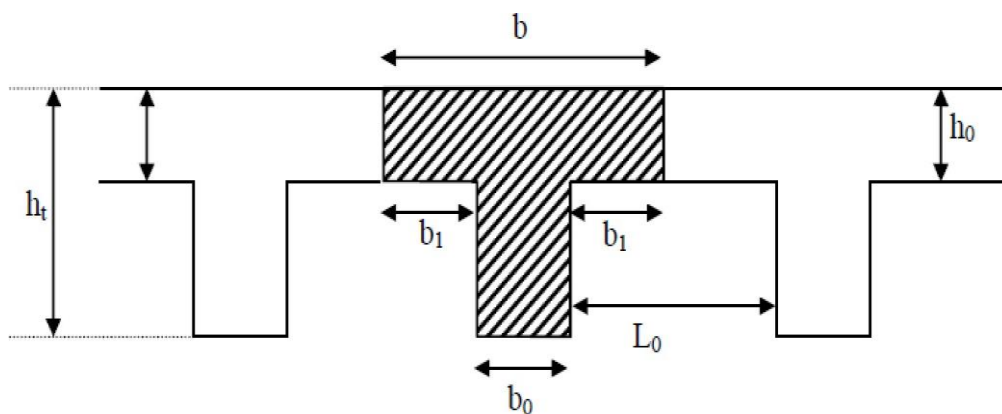


Figure III.7: Coupe transversale d'une poutrelle.

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principale

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

L_1 : La longueur de l'hourdis. $\Rightarrow L_1=65\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $\Rightarrow L_0 =65 - 12 =53\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée $\Rightarrow L =4\text{m}$

b_0 : largeur de la nervure $\Rightarrow b_0 =12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $\Rightarrow h_0 =4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

On a : $h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{400}{22.5} = 17.77 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $h = 20\text{cm}$.

Pour b_0 on a : $0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \Rightarrow 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$

$0.18 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm} \Rightarrow$ donc on a : $b_0 = 12\text{cm}$

$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 \leq (26.5 ; 40) \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm} \Rightarrow b = 65\text{cm}$

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation

III.3.3.Charges et surcharges

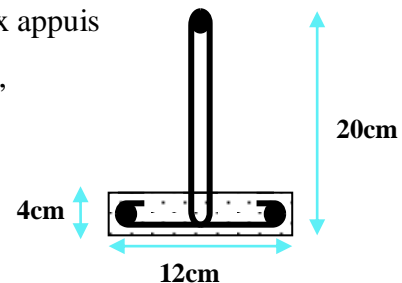


Figure III.8: La nervure.

Tab. III 5 : des Charges permanente et d'exploitation du plancher.

Charge permanente	Poids propre des poutrelles	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{KN/ml}$
	Poids propre du corps creux	$0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{KN/ml}$
	Total	0.74KN/ml
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	$1 \times 0.65 = 0.65 \text{KN/ml}$

a) Combinaison des charges

- à L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 2.5 \text{KN} \Rightarrow q_u = 1.97 \text{KN/ml}$$

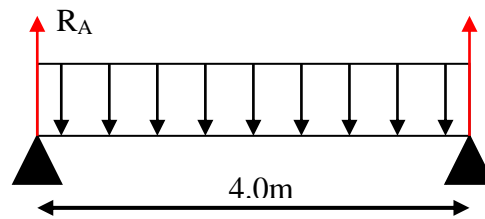
- à L'ELS

$$q_s = G+Q = 0.74+0.65=1.39 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_s=1.39\text{KN/ml}$$

3. 1.Ferrailage à l'ELU

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux Intempérie, le calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérées comme peu nuisible.

3.2. Sollicitations de calcul



	ELU	ELS
$M = q_l^2/8$	3.94 KN.m	2.78 KN.m
$T = ql/2$	3.94 KN	2.78KN

3 Calcul des armatures

$$b = 12\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 0.9 \cdot h_0 = 3.6\text{cm}, F_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_c} = 1.78$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.94}{2.78} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.302$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \implies 1.78 > 0.302 \implies A' \neq 0 \text{ la section est doublement armée}$$

Remarque : Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis. Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher

- Surcharges d'exploitation

Tab.III.6. les charges supportées par la poutrelle

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	0.65q _u (KN/m ²)	0.65q _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.68	1.00	10.52	7.68	6.84	4.99
Terrasse accessible	6.99	1.50	11.69	8.49	7.60	5.52
RDC	5.11	2.50	10.65	7.61	6.92	4.94
Étage courant	5.11	1.50	9.15	6.61	5.95	4.30

Remarque

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse accessible : $q_u = 7.60 \text{ KN/m}^2$

- **choix de la méthode de calcul**

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

a) Méthode forfaitaire

a.1. Principe de la méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

a.2. Domaine d'application

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$a. \begin{cases} Q \leq 2G. \\ \text{Ou } Q \leq 5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

b. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

c. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

d. Fissuration peu préjudiciable.

Remarque

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

a.3. L'application de la méthode

- $$\begin{cases} Q = 1.5 \leq 2G = 13.98 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- $$\begin{cases} \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4}{3.8} = 1.05 \Rightarrow 0.8 < 1.05 < 1.25 \Rightarrow \text{C.V} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4}{4} = 1 \Rightarrow 0.8 < 1 < 1.25 \Rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$
- La fissuration est peu préjudiciable \Rightarrow C.V

➤ Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable

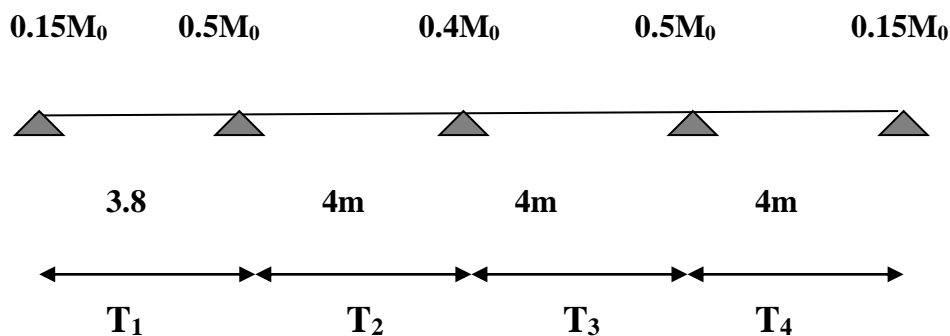
➤ Calcul des moments et des efforts tranchants :

a. calcul des moments:

1) Moment a L'ELU

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 9,2686 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0.39 \quad \alpha = 0.39$$



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

1. $M_T + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0]$ (moment calculé)
2. $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire (moment minimal)
3. $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive (moment minimal)

$M_e \geq 0.60M_0$ et $M_w \geq 0.60M_0$ sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.

$M_e \geq 0.15M_0$ et $M_w \geq 0.15 M_0$ sur les appuis de rives d'une poutre à plus de trois travées

$M_e \geq 0.50M_0$ et $M_w \geq 0.50 M_0$ sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_e \geq 0.40M_0$ et $M_w \geq 0.40 M_0$ sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

travée	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
1,2	0	-12.19	8.58
2,3	-12.19	-8.91	9.50
3,4	-8.91	-12.97	9.50
4,5	-12.97	0	9.50

2. Moment a L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 9,2686 \text{KN} / \text{ml}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

travée	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
1,2	0	-8.86	14.38
2,3	-8.86	-6.47	19.27
3,4	-6.47	-9.42	19.91
4,5	-9.42	0	16.30

b. Calcul des efforts tranchants :

On a d'après le **BAEL 91** (page 50):

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_w + M_T}}} \quad b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_T}{M_e + M_T}}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

1. à l'ELU :

travée	a (m)	b (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
1	2.31	1.47	-11.36	17.65
2	1.90	2.10	-16.02	14.38
3	2.13	1.86	-14.18	16.22
4	1.57	2.42	-18.44	11.96

2. à l'LES :

travée	a (m)	b (m)	V _w (KN)	V _e (KN)
1	2.34	1.45	-8.16	12.82
2	1.90	2.10	-11.64	10.44
3	2.13	1.87	-10.30	11.78
4	1.57	2.44	-13.40	8.68

- **Diagrammes des moments et l'effort tranchants:**

A l'ELU:

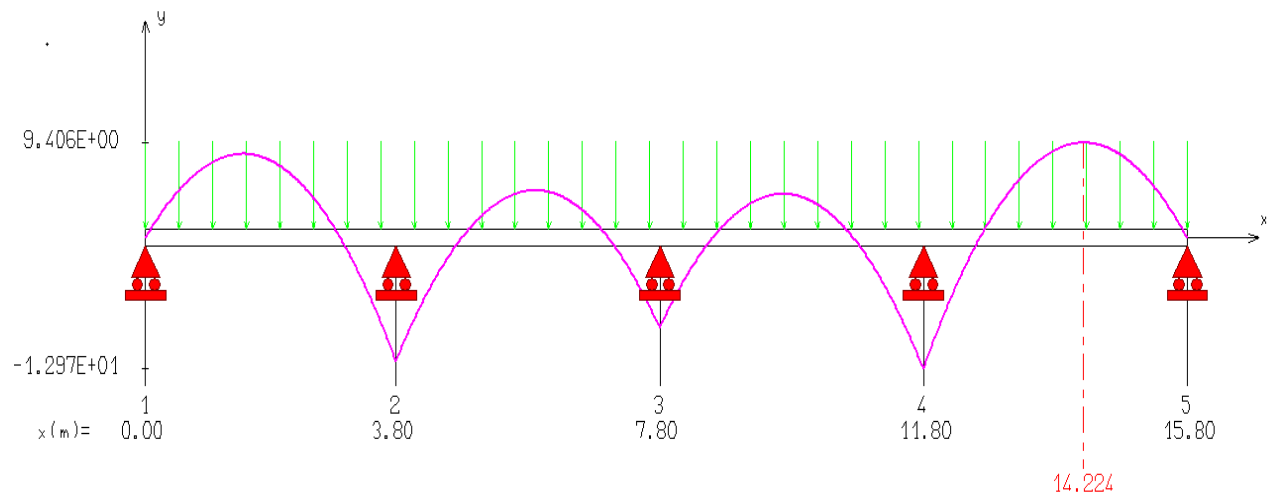


Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant (KN.m).

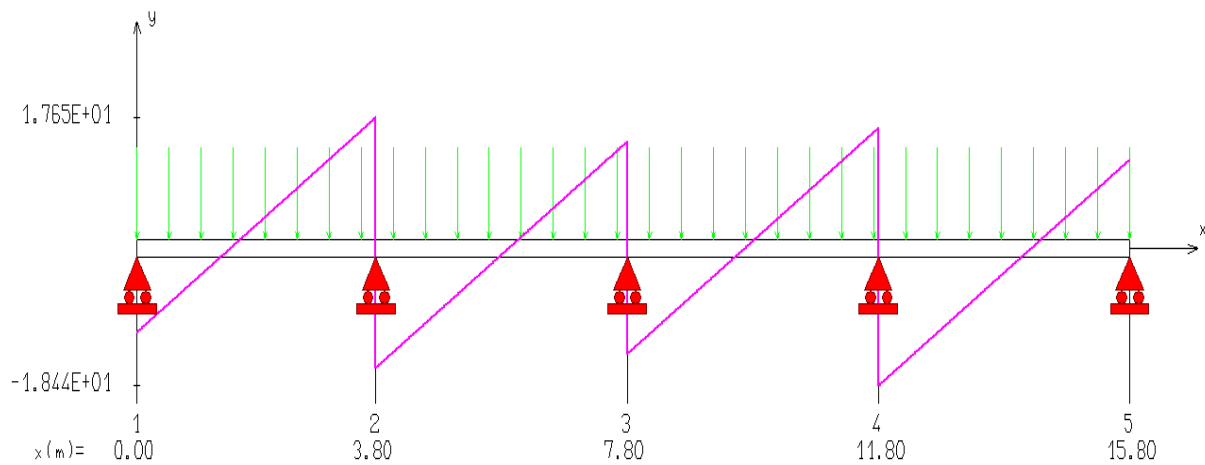


Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants (KN)

A l'ELS:

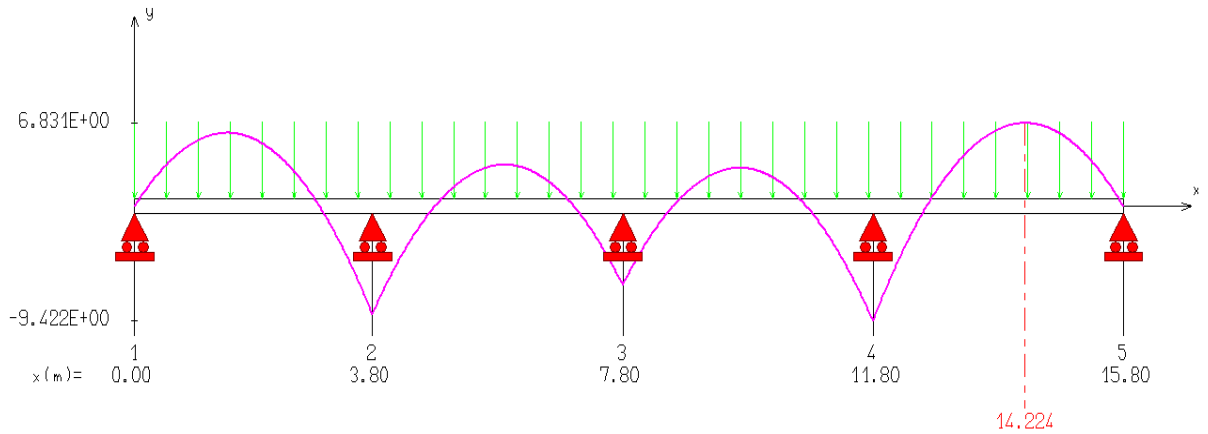


Figure III.11: Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

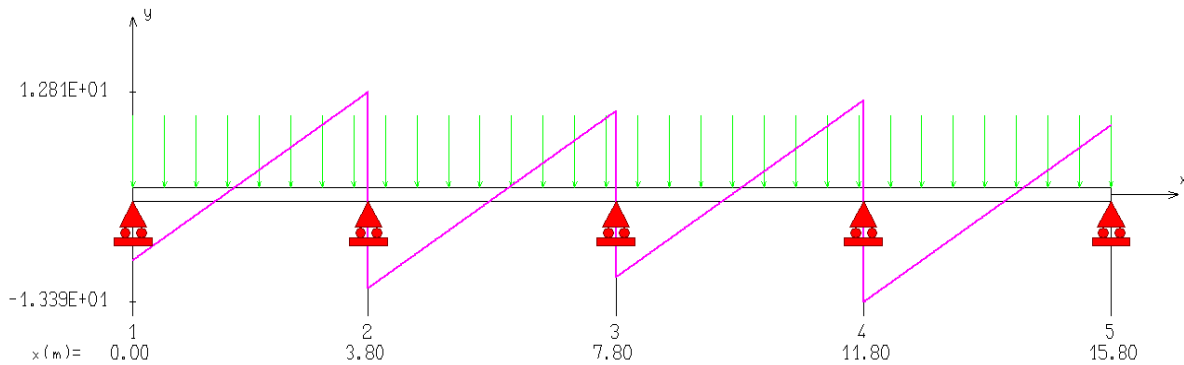


Figure III.12: Diagramme des efforts tranchants (KN)

III.3. 4.Ferrailage

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

à L'ELU

$M^a_{u(max)}$ (KN.m)	$M^t_{u(max)}$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
12.91	9.50	18.44	17.65

Tableau III.7: Les efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELU

à L'ELS :

$M_{ser(max)}^a$ (KN.m)	$M_{ser(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_e(max)$ (KN)
9.42	19.21	13.40	12.82

Tableau III.8: Les efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELS.

1. Calcul des armatures longitudinales

a. En travée

On adoptera le même ferrailage en travées avec le moment maximum

$M_t = 9.5$ KN.m, et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum

$M_a = 12.97$ KN.m

Les caractéristiques de la section sont :

$b = 65$ cm ; $b_o = 12$ cm ; $d = 18$ cm ;

$h = 20$ cm ; $h_o = 04$ cm.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

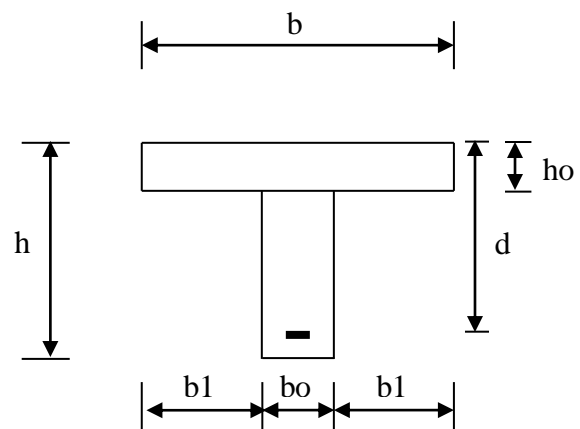


Figure III.13: dimension de la poutrelle.

Le moment M_0 qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_o \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table, et comme la traction du béton est négligeable, on fait le calcul comme une section rectangulaire de dimensions (20 x 65) cm.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.50 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.2} = 0.089$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t ser}} = \frac{9.50}{19.21} = 0.40$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = [3440(0.40) + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.299$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.089 < 0.299 \Rightarrow \text{Methode simplifier}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 18 [1 - 0.6(0.089)] = 17.03 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{9.50 \times 10^3}{17.03 \times 348} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_t , A_{\min}) = \max (1.60 , 1.41) \Rightarrow A_s = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3 \text{ HA } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

b. En Appuis

En considérant le moment en appui max $\Rightarrow M_{a \text{ max}} = 12.97 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.91 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.2} = 0.043$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = \frac{12.91}{9.42} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = [3440 \times (1.37) + 49 \times (25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.288$$

$$\mu_{bu} = 0.043 < \mu_{lu} = 0.288 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.043 < 0.275 \Rightarrow \text{Methode simplifier}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 18 [1 - 0.6 \times (0.043)] = 17.53 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{12.91 \times 10^3}{17.53 \times 348} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_a , A_{\min}) = \max (0.26 , 2.12)$$

$$A_s = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \text{ HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

2. Calcul des armatures transversales (Art-A.7.1.22/BAEL99)

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10} \right)$$

$$\phi_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : $(A = 0.57 \text{ cm}^2) \Rightarrow 2 \text{ HA } 6$

3. Vérification a L'ELU

a. Espacement des armatures transversales (S_t) (Art-A.5.1.22/BAEL99)

$$S_t \leq \min (0.9 * d, 40 \text{ cm}) = \min (16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

b. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

c. Vérification de l'effort tranchant (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \implies \text{Pour les fissurations peu préjudiciables :}$$

$$V_u = T_{\max} = 18.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.44 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.853 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,853 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \implies \text{La condition est vérifiée}$$

c.1. Au voisinage des appuis

• Appuis de rive

$$\frac{T_U^{Max}}{0,9 \cdot b_0 \cdot d} = \frac{18,44 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,948 < 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \text{ ----- Vérifiée}$$

Section minimale de l'acier sur appuis :

$$\left(\frac{1.15}{f_e} \right) \times T_{U_{\max}} = 0,53 \text{ cm}^2 < A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ ----- Vérifiée}$$

• Appuis intermédiaires

$$A_s \geq \left[\frac{T_U - \frac{M_t}{0,9 \cdot d}}{\sigma_s} \right] < 0 \text{ ----- Vérifiée}$$

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis

(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$$

On a:

$\psi_s = 1.5$ (acier Fe400, haute adhérence)

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12\text{mm}$)

$\bar{\tau}_s = \Psi * ft_{28} = 3.15 \text{ MPa}$; Avec : $\Psi = 1.5$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{18.44 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 2 \times 12} = 1.51 \text{ MPa}$$

$\tau_s = 1.51 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_s \Rightarrow$ La condition est vérifiée

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

e . Vérification de disposition d'armature

e.1. Armature longitudinale

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du plancher h=20cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{C.V}$$

e.2. Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(80\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

a. Ancrage des barres

c.1. Ancrages rectilignes (Art A.5.1, 22 /BAEL99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 * \psi_s^2 * ft_{28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

c.2. Ancrages courbe

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

b. Espacement

$$S_t = 15\text{cm} \leq (A_t \times f_e) / (0.4 \times b_0) = \frac{0.57 \times 100 \times 400}{120 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 47.5\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

4. Vérification à l'ELS**a. Contrainte de compression dans le béton**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \Rightarrow \eta = 15$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

- **En travée**

$$M_{ser} = 19.21 \text{ KN.m}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad A_s = 5.50 \text{ cm}^2; \quad A_s' = 0$$

- **En appuis**

	Mser KN.m	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K MPa/m ³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	9.42	2.26	5969.62	7.64	158.06	12.07	15	Vérifiée
Travée	19.21	2.36	10211.44	6.27	116.50	2.46	15	Vérifiée

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés

$$M_{ser} = 9.42 \text{ KN.m}; \quad b_0 = 12\text{cm}; \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2; \quad A_s' = 0; \quad d = 18 \text{ cm}$$

b. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

c. Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et vérifier avec la flèche admissible

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée

Donc le calcul de la flèche est indispensable

d. Calcul de la flèche

$\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5.00 m$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$
 Si $L < 5.00 m$ $\left[\bar{f} = \frac{4}{500} = 0.80 cm \right]$

• Moment d'inertie de la section rectangulaire

$$\begin{cases} b \cdot y^2 + 30 A'(y - d')^2 - 30A(d - y) = 0 \\ y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right] \\ I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] \end{cases}$$

• Moment d'inertie fictive d'après BAEL 91.

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \qquad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \delta}$: Coefficient pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{d \cdot A_s}$: Contrainte de traction des armatures tendues.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$ As section des armatures tendues.

$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$, $f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$

$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$: Module de déformation différée du béton

E_v : Module de déformation longitudinal différée ($E_v=10818,87 MPa$).

$f_i = \frac{19.24 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 32164,2 \times 4129,01 \cdot 10^8} \dots\dots\dots f_i = 0,23 cm$

$f_v = \frac{19.24 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,86 \times 6664,63 \cdot 10^8} \dots\dots\dots f_v = 0,42 cm$

$\Delta f = f_v - f_i = 0,19 \leq \bar{f} = 0,82 \dots\dots\dots Condition..Verifié$

➤ Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit

Mser (kN. m)	As (cm2)	Y (cm)	σs (MPa)	λi	λv	I ₀ cm ²	I _{FI} cm ⁴	IFv cm ⁴
4	2.36	7.64	9.41	3.74	1.49	10211.43	4129.01	6664.63

f_{max} (cm)	\bar{f} (cm)	Obs
0.19	0.82	OK

III.3. 5) Schéma de ferrailage

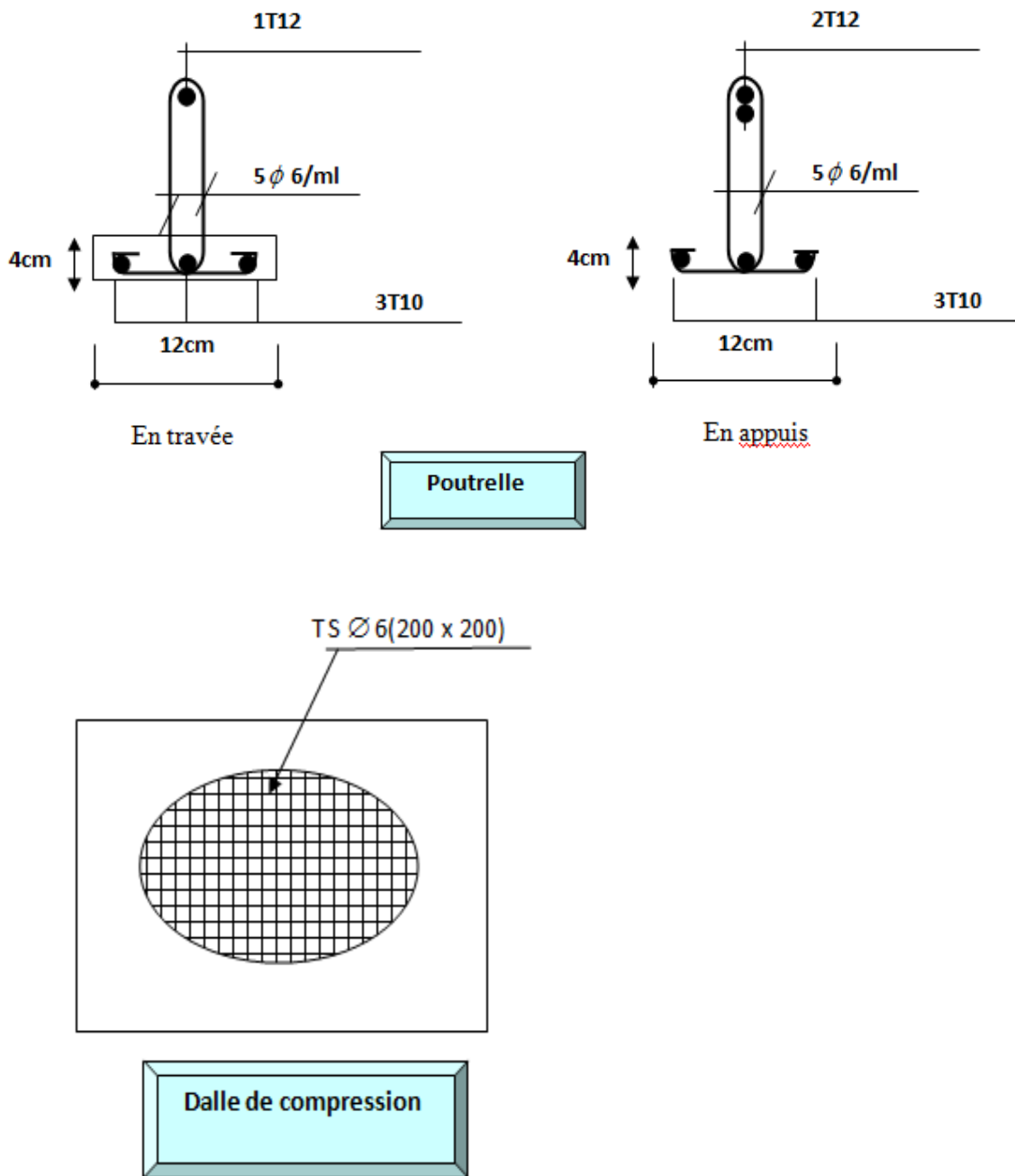


Fig. III.14 : Schéma de ferrailage de Poutrelle et de Dalle de compression

III.4.1. Calcul des escaliers

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs réguliers des plans horizontaux, les divers niveaux d'une construction.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

L'étude se fera par rapport le type la plus défavorable : type 2

III.4.1. Charges sollicitant les escaliers

Tab III.9 : Charges permanentes et d'exploitation au niveau des escaliers

	Palier	Palliasse
Charge permanente	$g = 5.21 \text{ KN/m}$	$g = 9.58 \text{ KN/m}$
Charge d'exploitation	$q = 2,50 \text{ KN/m}$	$q = 2,50 \text{ KN/m}$

III.4.2. combinaisons de charges :

$$\text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{m}$$

Tableau III.10: Combinaison d'action de l'escalier.

	q_u	q_s
	$1,35G+1,5Q$ (KN/ml)	$G+Q$ (KN/ml)
Palier	10.92	7.81
paillasse	15.82	11.44

III.4. 3. Schéma statique de calcul

Pour déterminer l'effort tranchant T et le moment fléchissant M à l'ELU et à l'ELS, on utilise le logiciel RDM6.

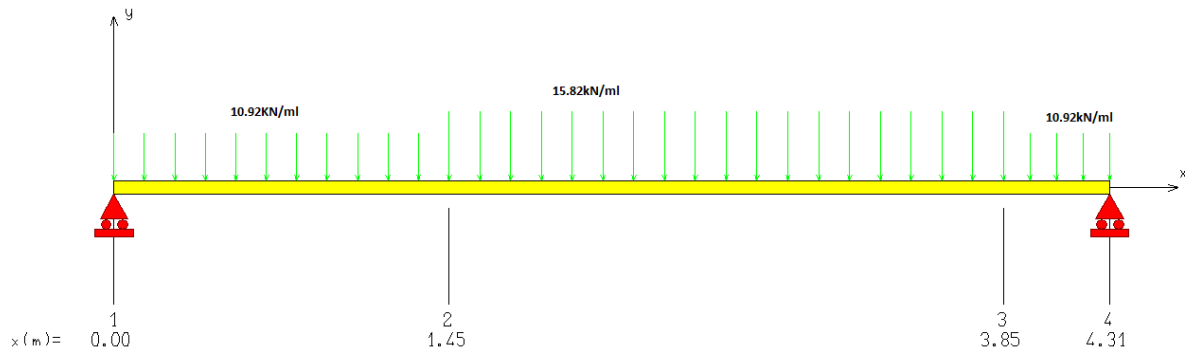


Figure III.15 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

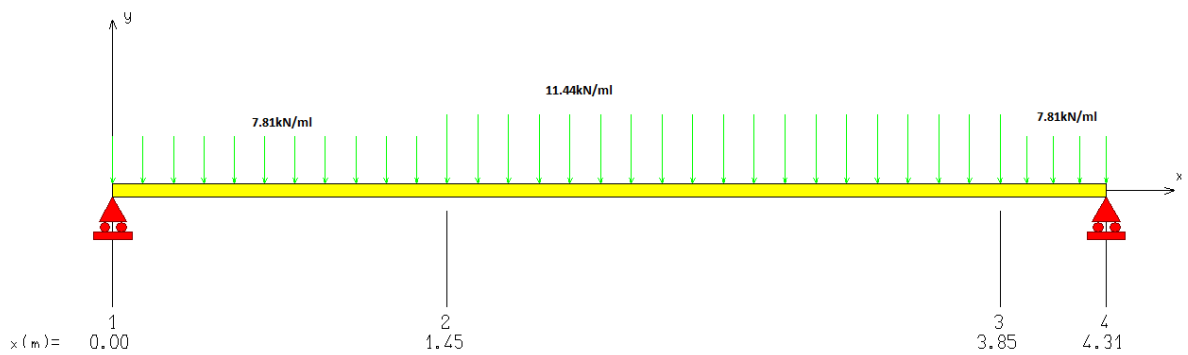
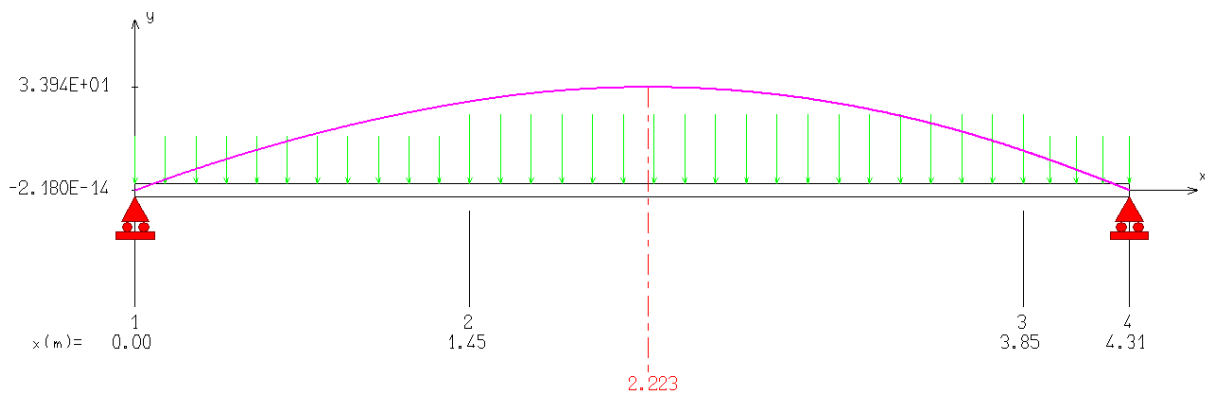


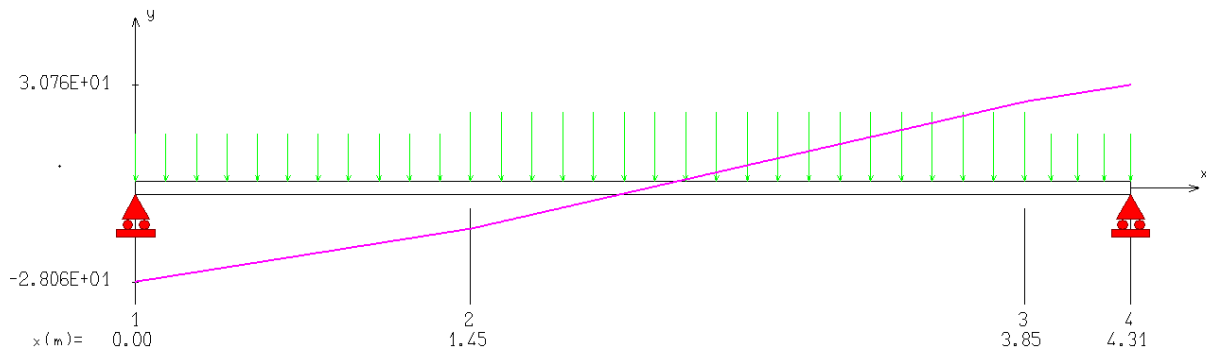
Figure III.16 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

A. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

a. ELU





b.ELS

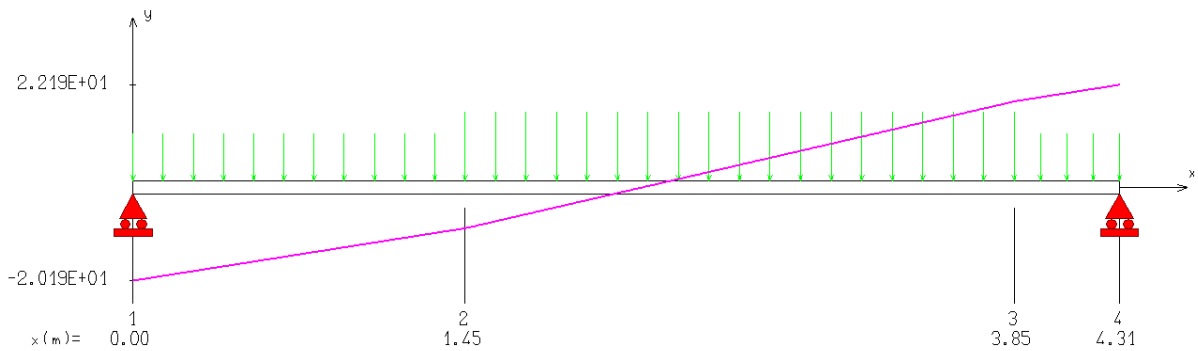
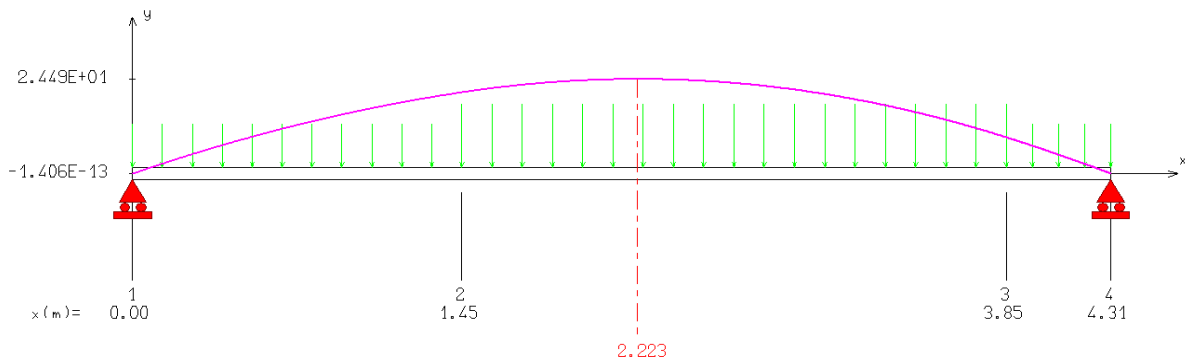


Figure III.17 : diagrammes de moments fléchissants et l'efforts tranchants.

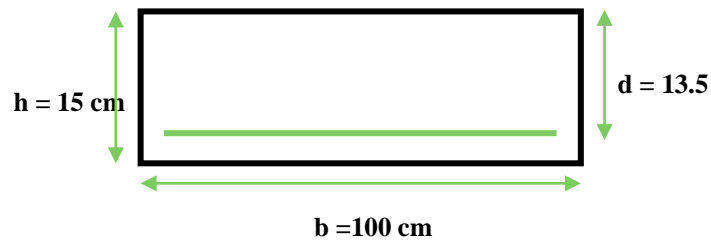
Tableau III.11: les efforts internes d'escalier.

	ELU		ELS	
$M_{max}(KN.m)$	33.94		24.49	
$M(KN.m)$	$M_t=0.8M_{u_{max}}$	$M_a=0,3M_{s_{max}}$	$M_t=0.8M_{u_{max}}$	$M_a=0,3M_{s_{max}}$
	28.85	10.18	20.82	7.35
$V(KN)$	30.76		22.19	

B. Ferrailage

B.1. Calcul du ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale



simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

a. Aux appuis

a.1. Armature longitudinale

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$.

$\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$;

FeE400; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{10.18 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0,039 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.18}{7.35} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440 * (1.39) + 49 * (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2956$$

$$\mu_{bu} = 0,039 < \mu_{lu} = 0,2956 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\mu_{bu} = 0,039 < 0,275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié.}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,135[1 - 0,6(0,036)] = 0,132\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{10.18 \times 10^6}{132 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.22 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5HA 12 = 5.65cm² \Rightarrow avec: St=20cm.

a.2. Armature de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

b. En travée

b.1. Armature longitudinale

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{28.85 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14,20} = 0.11 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{28.85}{20.82} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440 * (1.39) + 49 * (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2956$$

$$\mu_{bu} = 0.11 < \mu_{lu} = 0.2956 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\mu_{bu} = 0.11 < 0,275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié.}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0.135[1 - 0.6 * (0.11)] = 0,126 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{28.85 \times 10^{-3}}{0.126 \times 348} = 6.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } 6\text{HA } 14 = 9.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ avec : } St=15\text{cm.}$$

b.2. Armature de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

C. Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b. Vérification de disposition d'armature (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\text{b.1. Armatures longitudinales: } S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = \{16 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b.2. Armatures de répartition: } S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \{20 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = T_{max} = 30.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.227 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 14\text{mm}$)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} = 30.76 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.76 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 263.76} = 0.95 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

e.1. Influence sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)

$$V_{\max} < \bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0.9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 135 \times 0.9 \times 1000}{1.5} = 810 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 30.76 < 810 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e.2. Influence sur les armatures longitudinales inférieure

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(33,2 + \frac{(12,88) \times 10^6}{0,9 \times 180} \right)$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 2,28 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B.2. Vérification à L'ELS

a. Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

$$\frac{b \times y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2 \quad n=15$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Aux appuis

$$\frac{100 \cdot y^2}{2} + 15 \times 5,65y - 15 \times 5,65 \times 13 = 0$$

$$\frac{100 \cdot y^2}{2} + 84,75y - 1144,12 = 0$$

$$y = 3,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times (3,86)^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 3,86)^2 = 9792,86 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,35}{9792,86 \times 10^{-8}}$$

$$K = 0,075 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0,075 \times (38,6) = 2,89 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K N / mm ³	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appuis	7.35	5.65	9792.86	3.86	0.075	2.89	15	C.V

b. Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers

En travée

$$\frac{100.y^2}{2} + 15 \times 9.24y - 15 \times 9.24 \times 13.5 = 0$$

$$\frac{100.y^2}{2} + 138.6y - 1871.1 = 0$$

$$y = 4.58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times (4.58)^3}{3} + 15 \times 9.24 \times (13.5 - 4.58)^2 = 14230.30 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{20.82 \times 10^{-3}}{14230.30 \times 10^{-8}}$$

$$K = 0.146 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.146 * (45.8) = 6.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K N / mm ³	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	20.82	9.24	14230.30	4.58	0.146	6.68	15	C.V

• Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers

c. Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{360} = 0,041 < 0,062 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,041 > 0,283 \dots\dots\dots C.N.V$$

$$2) \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{100.13,5} = 0.0068 \leq 0.0105 \dots\dots\dots C.V$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche :

$$\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots \text{Si } L > 5.00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{Si } L < 5.00 \text{ m} \left[\bar{f} = \frac{3.80}{500} = 0.76 \text{ cm} \right.$$

c.1. Moment d'inertie de la section rectangulaire

$$b.y^2 + 30 A'(y - d')^2 - 30A (d - y) = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2]$$

c.2. Moment d'inertie fictive d'après BAEL 91

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

$$\text{Avec } \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \delta} \quad : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \quad : \text{Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{d \cdot A_s} \quad : \text{Contrainte de traction des armatures tendues.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad : \text{Le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la}$$

section utile de la nervure.

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} , \quad f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$: Module de déformation instantanée du béton

E_v : Module de déformation longitudinal différée $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 MPa$

$$f_i = \frac{20,82 \times 10^6 \times (4750)^2}{10 \times 32164,2 \times 6378,48 \cdot 10^8} \dots\dots\dots f_i = 0,23 cm$$

$$f_v = \frac{20,82 \times 10^6 \times (4750)^2}{10 \times 10818,86 \times 13458,16 \cdot 10^8} \dots\dots\dots f_v = 0,32 cm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0,09 \leq \bar{f} = 0,72 \dots\dots\dots Condition \cdot Verifié$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit

Mser (kN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	σs (MPa)	λi	λv	I₀ cm ²	I_{FI} cm ⁴	I_{Fv} cm ⁴
20.82	9.24	4.77	21.81	2.96	0.18	13005.48	6378.48	13458.16

f_{max} (cm)	\bar{f} (cm)	Obs
0.09	0.72	CV

C. Schéma de ferrailage

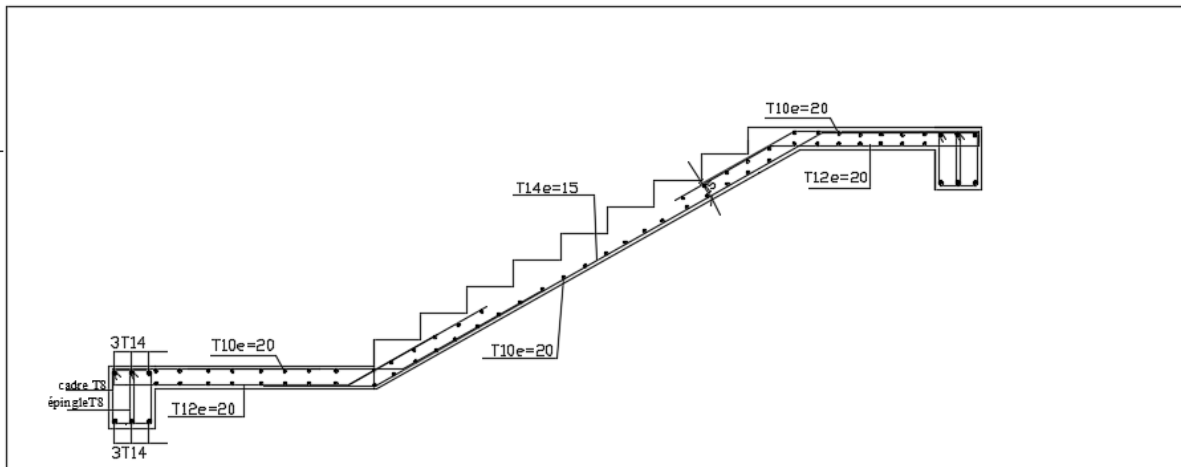


Fig. III. 18 : schéma de ferrailage d'escalier

III.4.2. Etude de la poutre palière :

III.4.2.1. Pré dimensionnement

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.8m (entre axes d'appuis).

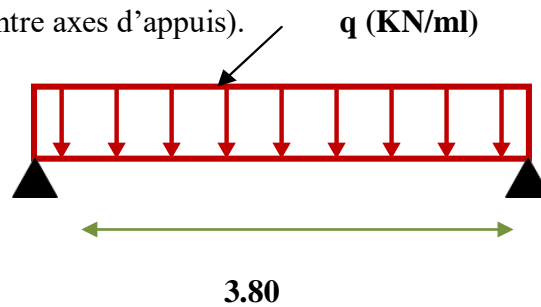


Figure III.19: schéma statique de la poutre palière.

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 30 \text{ cm}$

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

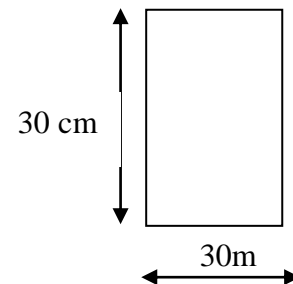


Fig.III.20 : section de la poutre palière.

III.4.2.2. Recommandations de RPA (Art 7.5.1)

$$b \geq 30 \text{ cm}, h \geq 30 \text{ cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{donc} \quad 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 30 \text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.4.2.3. Chargement de la poutre palière:

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

Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.2 \times (3.06 - 0.3) / 2 = 3.036 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 30.76 \text{ KN}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 22.19$ KN

III.4.2.4. Combinaison de charge:

Calcul à l'ELU

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (2.25 + 3.036) + 30.76 = 37.38 \text{ KN/ml}$$

Calcul à l'ELS

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = (1.875 + 3.036) + 22.19 = 27.10 \text{ KN/ml}$$

III.4.2.5. Schéma statique

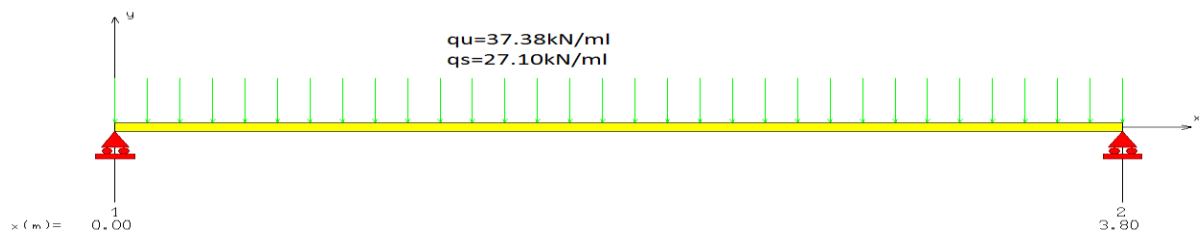
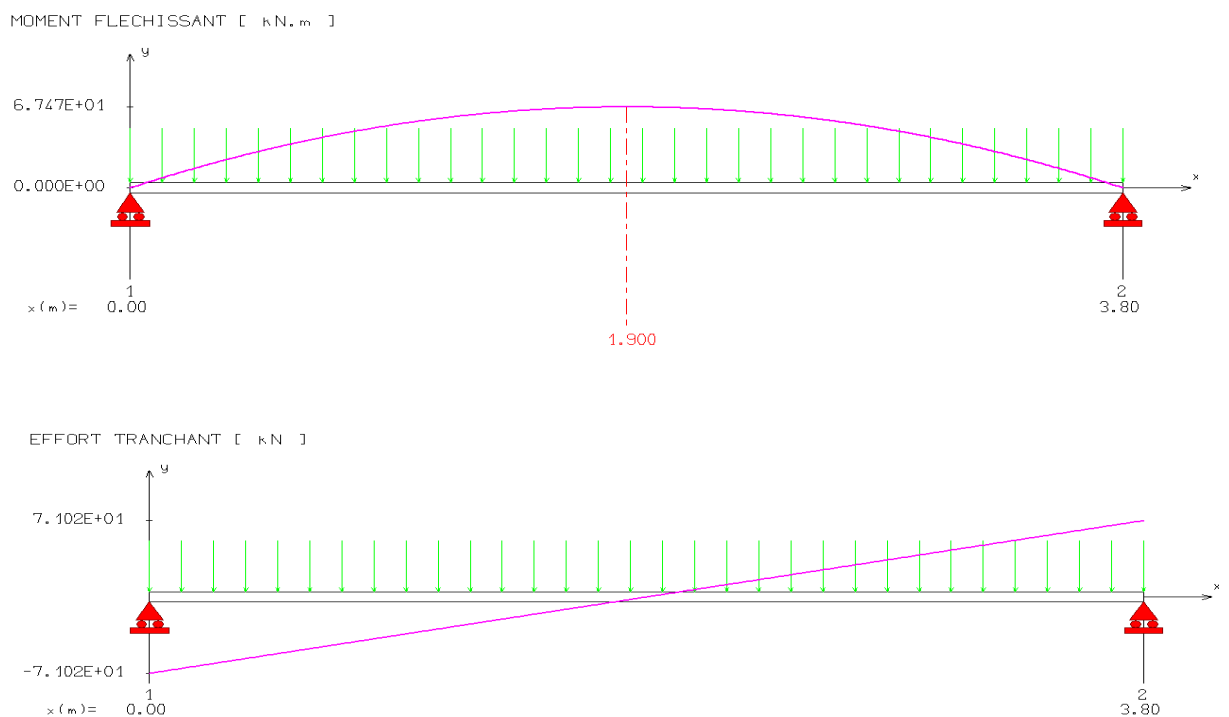


Figure III.21 : Schéma statique de la poutre palière

III.4.2.6. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

A ELU



À l'ELS :

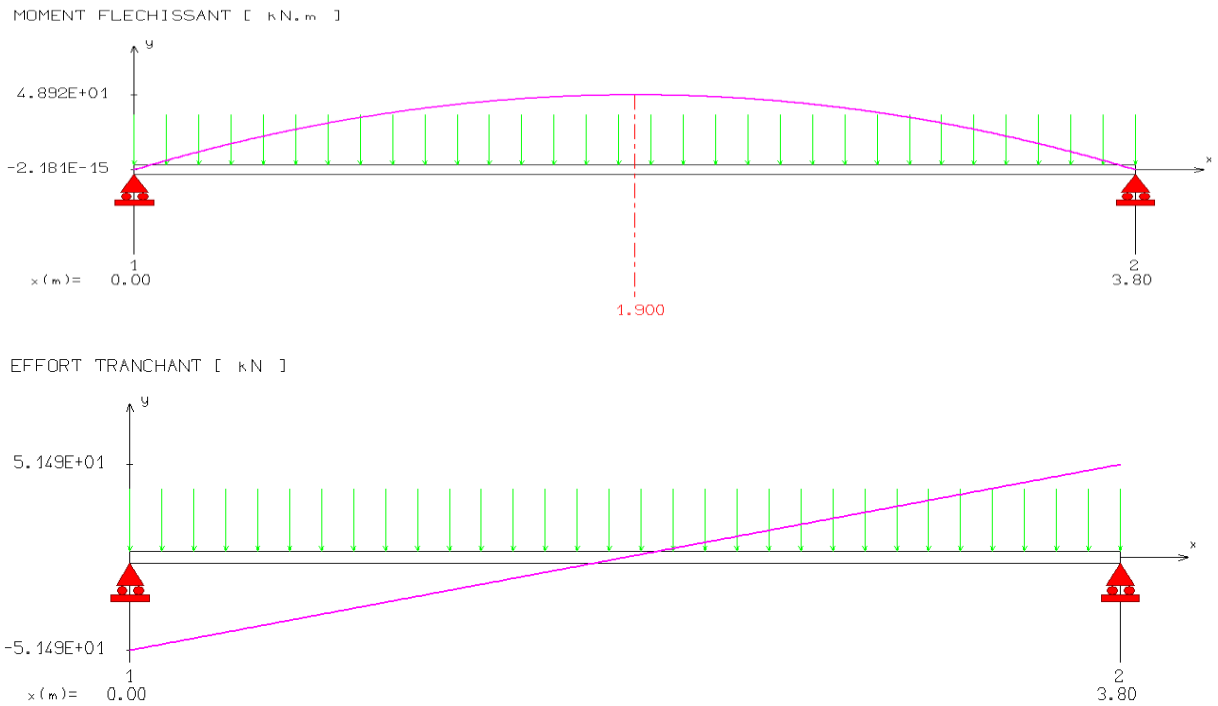


Figure III.22: diagrammes de moments fléchissants et l'efforts tranchants.

Tableau III.12: les efforts internes d'escalier.

	ELU		ELS	
$M_{max}(KN.m)$	67.47		48.92	
$M(KN.m)$	$M_t=0.5M_{umax}$	$M_a=0,3M_{smax}$	$M_t=0.5M_{umax}$	$M_a=0,3M_{smax}$
	33.73	20.24	24.76	14.68
$V(KN)$	71.02		51.49	

III.4.2.7. Ferrailage

III.4.2.7.1. Calcul des armatures à l'ELU

a.En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{33.73 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.130$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t\ ser}} \longrightarrow \gamma = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.292$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$\mu_{bu} = 0.130 < 0.292 \longrightarrow$ on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}]$$

$$Z_b = 27 \times [1 - (0.6 \times 0.130)] = 25 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}}$$

$$A_t = \frac{33.37 \times 10^6}{250 \times 348}$$

$$A_t = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

b. En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{20.24 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.078$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.292$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\mu_{bu} = 0.078 < 0.292 \quad \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 27 \times [1 - (0.6 \times 0.078)]$$

$$Z_b = 25.73 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{20.24 \times 10^6}{257.3 \times 348}$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$4.62 + 4.62 = 9.24 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$6.98 \text{ cm}^2 < \frac{4b.b.}{100} \quad h = \frac{4 \times 30 \times 25}{100} = 30 \text{ cm}^2$$

III.4.2.8. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (Art-A4.2, 1 BAEL)

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

- En travée :** $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée
- Aux appuis :** $A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

b. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)

$$c. \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = \{2.5 \text{MPa}, 4 \text{MPa}\} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{71.02 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.05 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.05 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

c. Influence sur le béton

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{KN} > T_u = 71.02 \text{KN} \Rightarrow \text{La Condition}$$

est vérifiée

d. Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{71.02 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 13.19 \times 10} = 2.21 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.19 \text{cm}$$

$$\tau_u = 2.21 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée il n'y a pas risque d'entraînement}$$

e. Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{14 ; 8.57 ; 25\} = 8.57 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $\Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{cm}^2$

f. Ecartement des barres

D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

f.1. En zone nodale

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5\text{cm} ; 14.4\text{cm} \}$$

On prend : $S_t = 7\text{cm}$

f.2. En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

g. Ancrage des barres (A-6-1-2)

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$.

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le *BAEL* est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à

$$L_r = 0,4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75\text{cm} \longrightarrow (L_r : \text{longueur d'ancrage}) \text{ Soit : } 20\text{cm}$$

III.4.2.9. Les vérifications à l'ELS

Contrainte de compression

a. Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\frac{b \times y_1^2}{2} + n(A+A')y_1 - n(Ad+A'd) = 0$$

$$\text{Avec } I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d-y_1)^2 + nA'(y_1-d')^2 \quad n=15$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre : Pour trouver la valeur de y on doit résoudre l'équation suivante :

• En appuis

$$\frac{25y^2}{2} + 15(4.62)y - 15(4.62 \times 27) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 313.61 \longrightarrow y = 9.79\text{cm}$$

$$I = \frac{25 \cdot (9.77)^3}{3} + 15 \times 4.62 \times (27 - 9.77)^2 = 28344.74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{14.68 \times 10^{-3}}{28344.74 \times 10^{-8}} = 51.80 \text{ MN/m}^3.$$

Alors: $K = 51.80 \text{ MN/m}^3$.

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 51.80 \times 9.77 \times 10^{-2} = 5.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{cv}$$

- **En travée**

Position de l'axe neutre : Pour trouver la valeur de y on doit résoudre l'équation suivante :

$$b y^2 / 2 + \eta (A_s + A') y - \eta (A_d + A_d') = 0 \quad \text{Avec } \eta = 15.$$

$$\frac{25 y^2}{2} + 15(4.62)y - 15(4.62 \times 27) = 0$$

$$y = 9.77 \text{ cm}$$

$$I = \frac{25 \cdot (9.77)^3}{3} + 15 \times 4.62 \times (27 - 9.77)^2 = 28344.74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{41.58 \times 10^{-3}}{28344.74 \times 10^{-8}} = 80.96 \text{ MN/m}^3.$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 80.96 \times 9.77 \times 10^{-2} = 7.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{cv}$$

b. Dans l'acier

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

- **En appuis**

$$\overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y) = 15 \times 51.80(27 - 9.77) \times 10^{-2} = 133.884 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **En travée**

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y) = 15 \times 80.96(27 - 9.77) \times 10^{-2} = 224.92 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.4.2.10. vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

- $\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.62}{25 \times 27} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{380} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots C.V$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0.283 > 0.033 \dots\dots CV$

III.4.2.11. Schéma de ferrailage

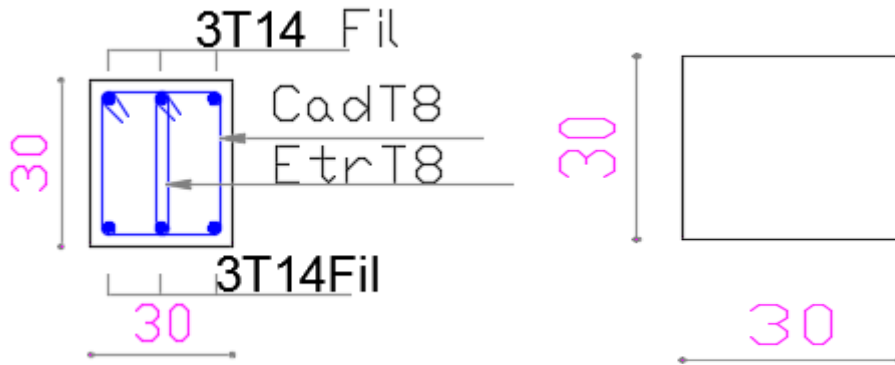


Fig .III.23 : Schéma de ferrailage de poutre palière

III.5. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

III.5.1. Définition:

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U et à E.L.S..

- Schéma statique :

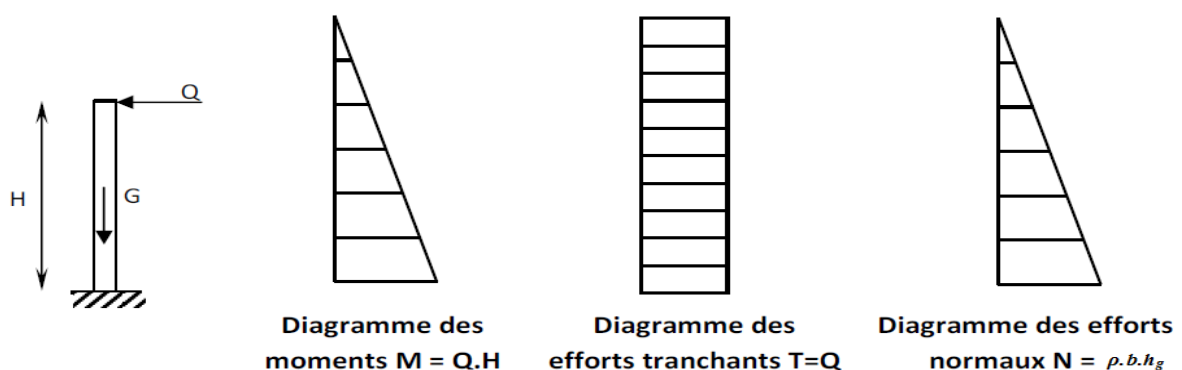
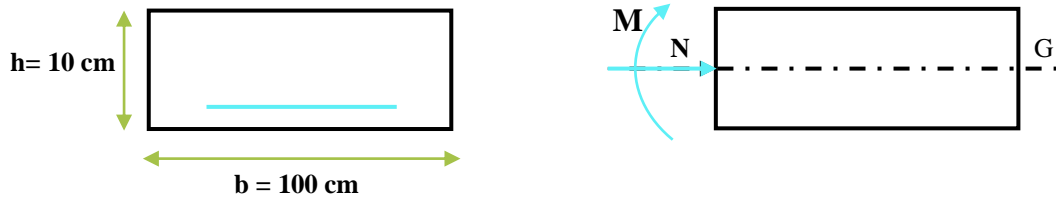


Figure III.24 : Schéma statique de l'acrotère.

III.5.2. Détermination des sollicitations:**a. La force sismique F_p :**

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe 1b) $\Rightarrow A = 0.10$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1) du RPA 2003

$$C_p = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 2.29 \text{ KN/ml}$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 2.29$$

$$F_p = 0.732 \text{ KN/ml}$$

a. Les charges :

Poids propre de l'acrotère: $G = 2.87 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 2.29 \text{ KN/ml}$

b. Sollicitations :

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 2.87 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m/ml}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{F_p} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{F_p} = F_p \cdot h^2 / 3 = 0.76 \text{ KN.m/ml}$

c. Combinaison des sollicitations :

$$\text{ELU : } N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$M_U = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$$

$$\text{ELS : } N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

$$M_{\text{ser}} = M_G + M_Q$$

$$\text{Combinaison accidentelle : } G + 0,75 Q + F_p$$

Tableau III.13: Combinaison accidentelle .

Cas	M (kN.m)	N (KN)
ELU	1.5	3.87
ELS	1	2.87
Combinaison accidentelle	3.04	5.16

Remarque : Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de 1ml de la largeur en flexion composé.

III.5.3. Ferrailage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

d' : Enrobage : 2 cm.

$d = h - d'$: Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

- **Calcul des armatures à L'E.L.U :**

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 1.5/3.87 = 0.39 \text{ m}$$

$N_u > 0 \Rightarrow N$ est effort de compression

$$e_u = 0.39 \text{ m} > h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u = 39 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

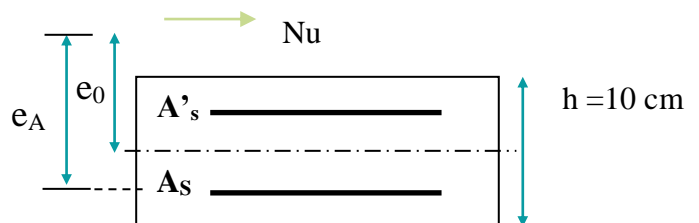
D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée

- **Calcul en flexion simple :**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.39 + (0.1/2 - 0.02) = 0.42 \text{ m}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 3.87 \times 0.42 = 1.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_o d^2 f_{bu}}$$



$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.62 * 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.0178$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{Mf}{Mser} = \frac{1.625}{1.00} = 1.62$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 1.62 + 49 * 25 - 3050) * 10^{-4} = 0.38$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ Alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6 * \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 (1 - 0.6 * 0.0089) = 0.08 \text{ m}$$

$$A = \frac{Mf}{(Z_b * f_{ed})} = \frac{1.62 * 10}{(0.08 * 348)} = 0.58 \text{ cm}^2$$

• **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0 ;$$

$$A = A_{fs} - (N_u / F_{cd}) = 0.58 - (3.87 / 348) = 0.56 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91 modifiés 99) :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1}{2.87} = 0.35 \text{ m.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * F_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{(e_s - 0.455d)}{e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35 - 0.455 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul des armatures à L'E.L.A :**

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = M_A / N_A = 0.43 / 1.43 = 0.30 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_0 = 30 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la

section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple :**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.60 + (0.1/2 - 0.02) = 0.63 \text{ m}$$

$$M_F = N_A \times e_A = 5.16 \times 0.63 = 3.25 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ cas accidentel}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 18.47 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{3.25 * 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 18.47} = 0.027$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = 1.625$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 1.625 + 49 * 25 - 3050) * 10^{-4} = 0.37$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \text{ On utilise la méthode simplifiée}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 * \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 (1 - 0.6 * 0.027) = 0.08 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_f}{(Z_b * f_{ed})} = \frac{0.5 * 10}{(0.08 * 348)} = 0.58 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0$$

$$A = A_{fs} - (N_A / F_{ed}) = 0.58 - (5.16 / 348) = 0.56 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à L'E.L.S :**

$$\text{On a: } N_{ser} = 2.87 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) \times b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\alpha_1 = 15 \overline{\sigma_{bc}} / (15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s})$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta F_{tj}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 15(15) / (15 \times 15 + 201.63) = 0.53$$

$$M_{br} = \left\{ \frac{1}{2}(0.53) \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \right\} 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3 = 20.94 \text{ KNm}$$

$$M_{br} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = 0.00077$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00077) + 1}{(54 \times 0.00077) + 1} = 7.42 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1 \times 10^3}{7.42 \times 201.63} = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.66 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion de ferrailage :**

$$A_s = \text{Max}(A_{ser}; A_u; A_A; A_{min}) = (0.33; 0.29; 0.18; 0.90) = 0.90 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA8 = 2.01 cm²** avec espacement de 25cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA8 = 2.1 cm²** avec espacement $S_t = 12.5 \text{ cm}$

III.5.5. Vérifications

- **à l'ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que $\tau_{u \text{ max}} < \bar{\tau}$ tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \quad \text{Avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.50 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} > \tau_u \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification d'adhérence des barres au cisaillement :**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime $\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{ct28}$

(ψ_s : Coefficient de scellement)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\psi_s = 1.5$ (acier Fe400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres


n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 8\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{1500}{0.9 \times 0.08 \times 4\pi \times (0.008) \times 10^6} = 0.21 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{ij} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{MPa}$$

$\tau_s = 0.21 < 3.15 \text{MPa}$  condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres

- **à l'ELS :**

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{2.87} = 0.35\text{m} > 0.03\text{m} \text{ la section est partiellement comprimée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{ct28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = y \times k \quad \text{Avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a :

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \quad \text{Avec} \quad (A' = 0 \quad \text{et} \quad \eta = 15)$$

$$\Rightarrow 50y^2 + (15 \times 2.01 \times y) - (15 \times 8 \times 2.01) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 241.2 = 0 \Rightarrow y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 + \eta \cdot A' (y - d)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (1.92)^3 + 15 \times 2.01 (8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1}{1350.47 \times 10^{-8}} = 7.4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$K = 0.074 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.074 \cdot 19.2 = 1.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min(267.67 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times K \times (d - y) = 15 \times 0.037 \times (80 - 19.2) = 33.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 33.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3) :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0.20 \times 0.3 \times 2.29 = 0.549 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

III.5.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère

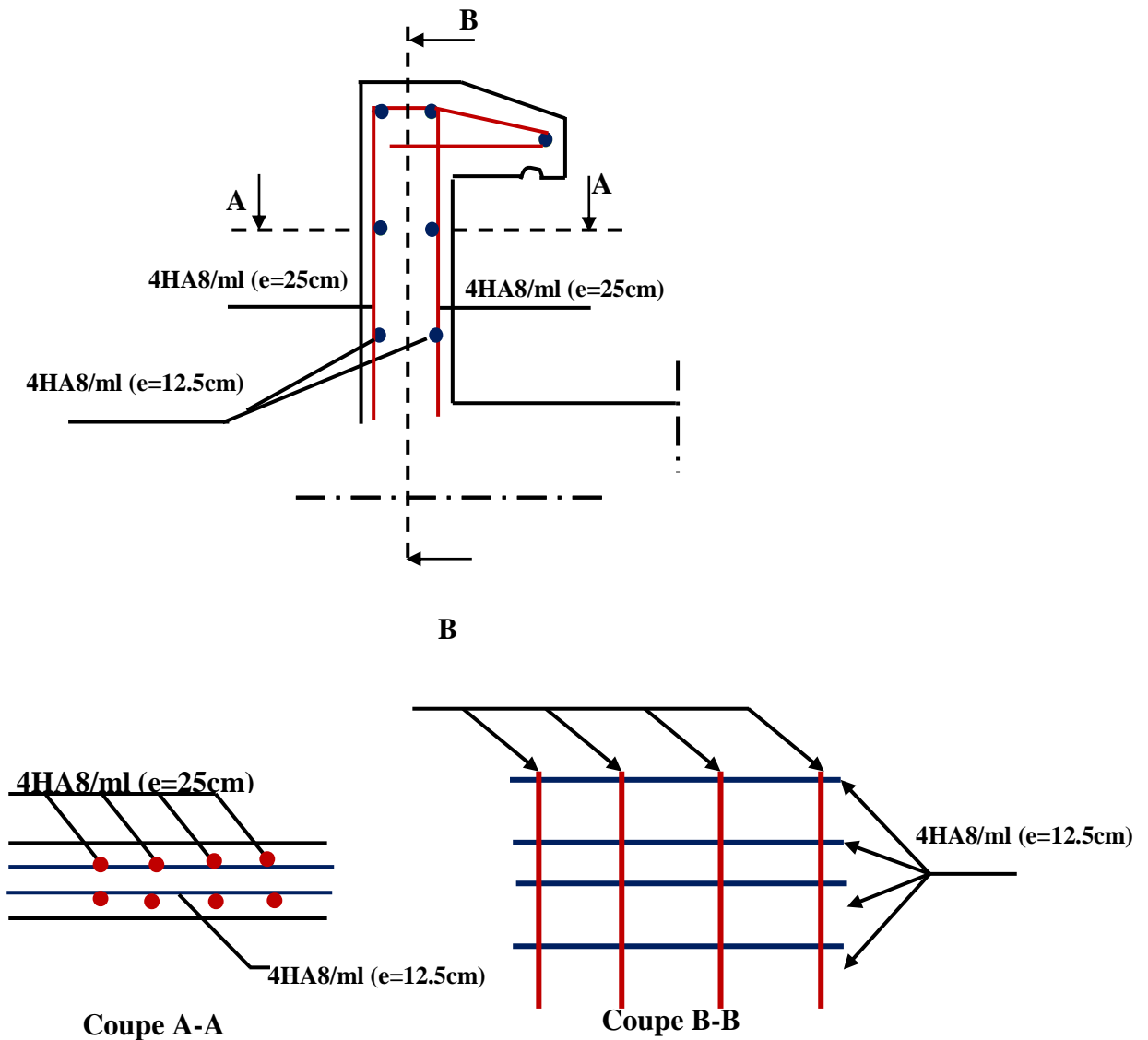


Figure III.25: Schémas de ferrailage de l'acrotère

III.6. Etude des balcons

Le balcon travaille comme une console dalle pleine encastree à son extrémité au niveau de la poutre de rive. Avec une portée de 1.40 m et une épaisseur de 15cm.

III.6. 1. Charges et surcharges

Charge permanente revenant à la dalle	$G_1 = 5.35 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q_1 = 3,50 \text{ KN/m}^2$
Charge de garde corps	$G_2 = 1 \text{ KN/ml}$
Charge due à la main courant	$Q_2 = 1,00 \text{ KN/ml}$

III.6. 2. Combinaisons de charges: Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

• **L'état limite ultime (ELU)**

$$P_u = 1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5 = 12,47 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,5 \times Q_2 = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

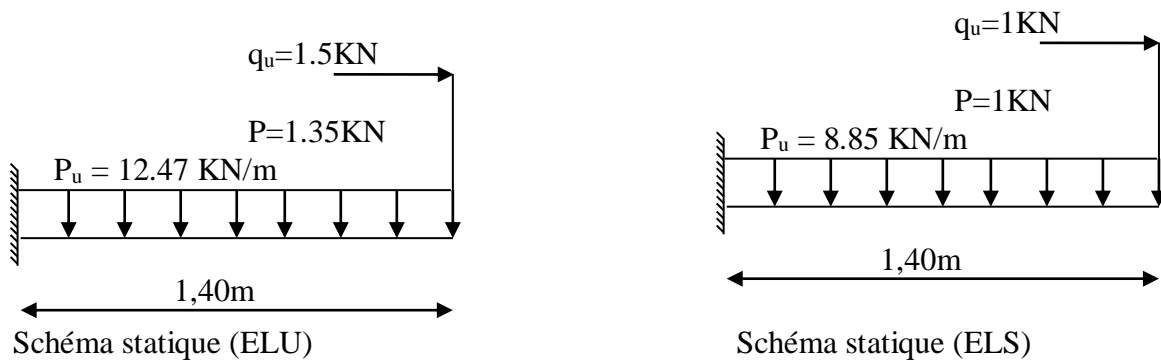
• **L'état limite de service (ELS)**

$$P_s = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1 \times G_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

III.6. 3. Schéma statique de calcul



III.6. 4. Les moments et Les efforts tranchants

• **L'ELU**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + p \times l + q_u = 15.61 \text{ kN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + P = 18.80 \text{ KN}$$

• **L'ELS**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + p \times l + q_u = 11.07 \text{ Kn.m}$$

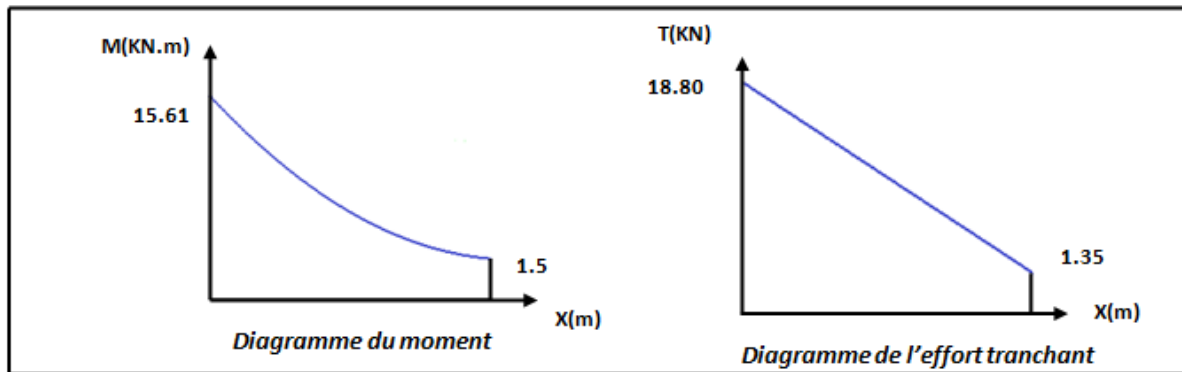
$$V_u = P_u \times l + P = 13.93 \text{ KN}$$

Sollicitations	E.L.U	E.L.S
Efforts Tranchants (KN)	18.80	13.93
Moment Fléchissant (KN.m)	15.61	11.07

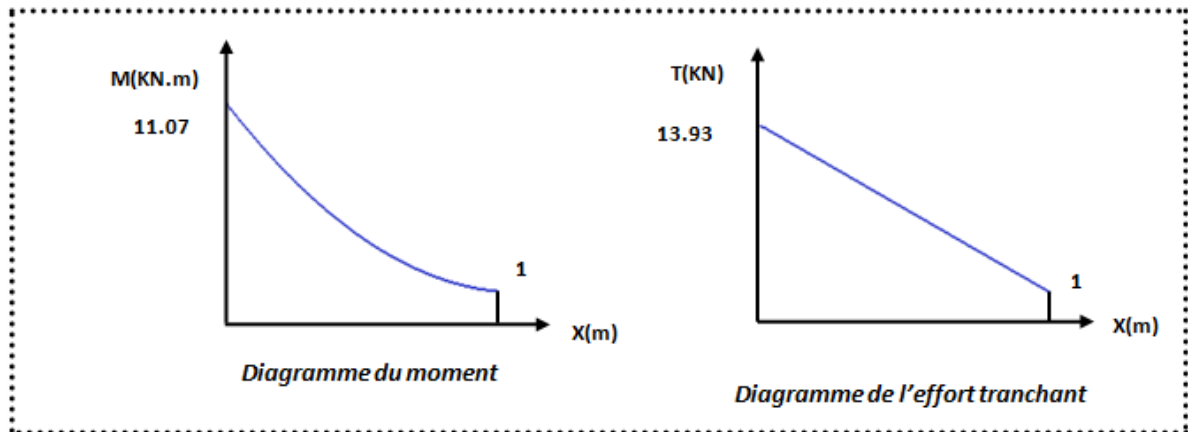
les Sollicitations à L'ELU et L'ELS

III.6. 5. Diagramme des moments et des efforts tranchant

• L'ELU



• L'ELS



III.6.6. Ferrailage

Le ferrailage se fait à L'ELU En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur

III.6. 6-1. Armatures longitudinales

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.15m d'épaisseur.

$$b = 1\text{m}, \quad h = 15\text{cm}, \quad d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{15.61 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,2} = 0,060$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.61}{11.07} = 1,41$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,41) + 49(25) - 3050].10^{-4} = 0,299$$

$$\mu_{bu} = 0,060 < \mu_{lu} = 0,299 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,060 < 0,275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 135[1 - 0,6(0,060)] = 1,30 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{15,61 \times 10^6}{130 \times 348} = 3,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

III.6. 6-2. Armature de répartition

$$A_t = A_l / 4 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 5\text{T } 10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

A. Vérifications à ELU

a. Condition de non fragilité

$$A_l \geq A_{\min}$$

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1000 \cdot (135) \cdot (2,1)}{400} = 163 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

b. Vérification de disposition des armatures

$$\text{b.1. Armatures longitudinales : } S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec h : l'épaisseur du balcon $h = 15\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

b.2. Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

c. Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$V_u = 18,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{18,80 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL/91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$V_u^{\max} = 18.80 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{18.80 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,5} = 0,82 \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,5 \text{ mm}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

B. Vérification ELS**a. Vérification des contraintes****a.1. Vérification des contraintes de compression dans le béton**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie}) \\ y : \text{position de l'axe neutre} \quad \text{Avec} \quad \eta = 15 \end{array} \right.$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

$$\frac{100 \cdot y^2}{2} + 15(5.65)y - 15(5.65 \times 13.5) = 0$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot (4.01)^3}{3} + 15 \times 5.65 (13.5 - 4.01)^2 = 9781.96 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11.07}{6742.59 \times 10^{-8}} = 11.31 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$K = 0.1131 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.1131(4.01) = 4.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

a.2. Vérification des contraintes maximales dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta^* f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 267.67 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \cdot 0.1131 (135 - 40.1) = 160.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 160.99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

b. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq 0.062 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.45} = 0.107 \geq 0.1 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{400} = 0.042 \Rightarrow \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.7) Schéma de ferrailage

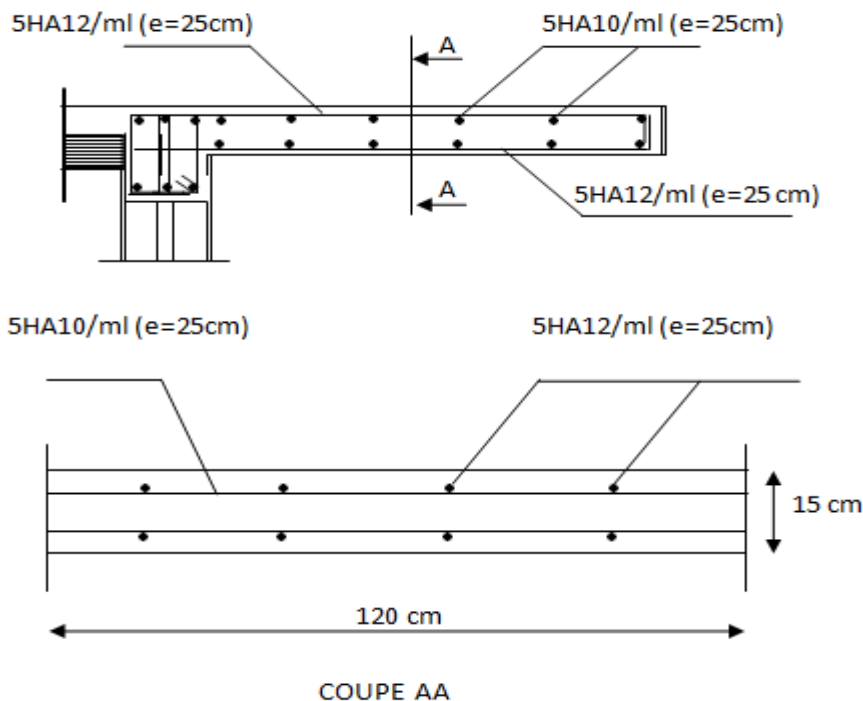


Fig III.26: Schéma de ferrailage du balcon

Chapitre IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

Le but de ce travail est d'effectuer une étude parasismique comparative d'une structure en béton armé dans deux différentes zone sismique, la première zone est la zone IIa qui est considéré comme une zone se sismicité faible quand à la deuxième c'est la zone III qui est une zone de forte sismicité afin d'évaluer les différents facteurs qui influent sur la structure. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. Modélisation :

a) Modélisation mathématique :

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

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

b) Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots(1)$$

Où :

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

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA) nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

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

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en (VLNA) sont alors données par :

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

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

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

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

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

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique ».

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

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (N) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.3. La modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel ETABS 9.7

a) Modélisation de la rigidité:

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " Frame "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 d.d.l par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell "à quatre nœuds.

b) Modélisation de la masse :

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir $2,5\text{t/m}^3$.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des poutres correspondants à leur emplacement.

• Présentation du logiciel ETABS :

ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code,.....etc).

De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..... etc). Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

- **Étapes de modélisation :**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1^{er} étape :

Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).

- 2^{ème} étape :

Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

- 3^{ème} étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

- 4^{ème} étape :

Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

- 5^{ème} étape :

Définition et attribution des combinaisons de charges.

- 6^{ème} étape :

Exécution et analyse des résultats en choisissent le nombre de modes propre à prendre en considération.

- 7^{ème} étape :

Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des élément et calcul de ferrailage

- **Présentation de la vue en 3D :**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7 nous a donné la vue en 3D suivante :

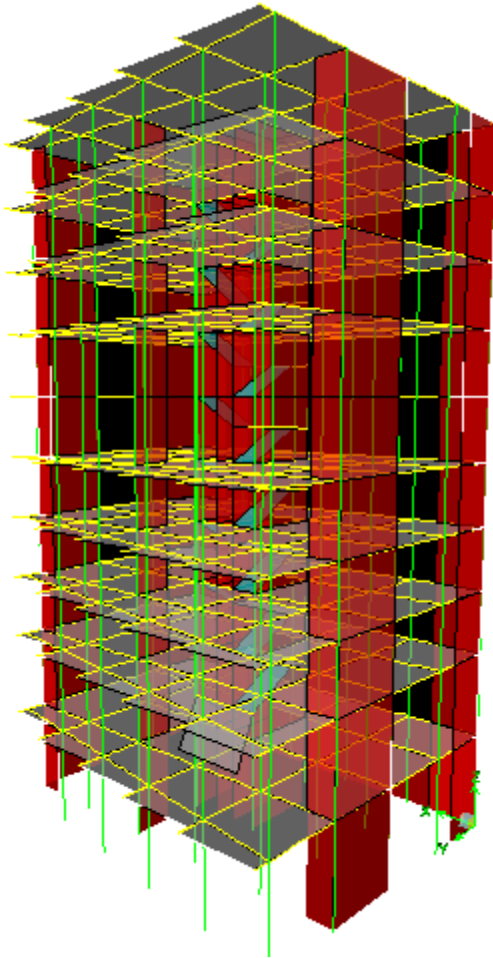


Figure IV.1 : la vue en 3D

- Présentation de la vue en plan :

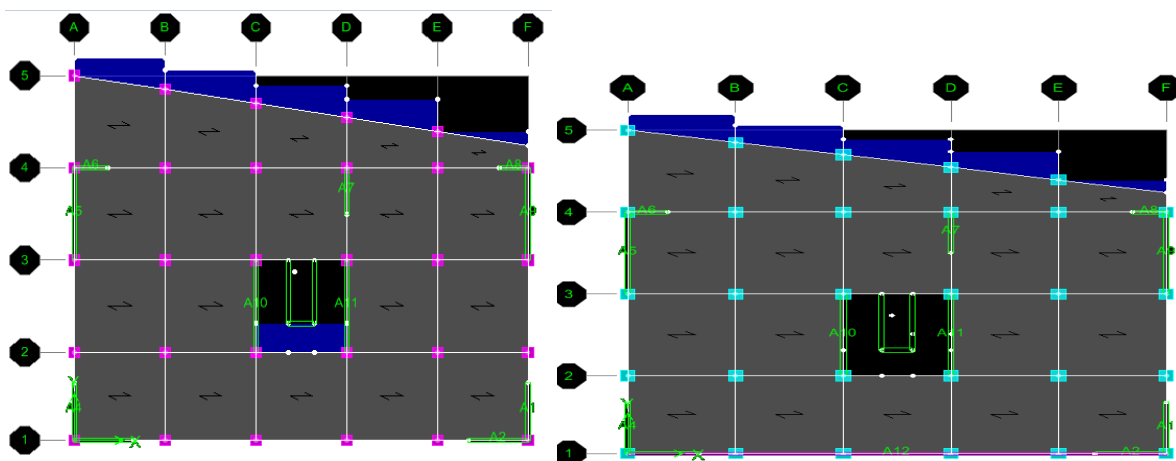


Figure IV.2 : vue en plan

IV.4. Choix de la disposition des voiles

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous seront ramenées à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du (RPA99/V2003).

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, du à l'action horizontal qui peu sollicité la structure, le plus faible possible.

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.
- Répartition homogène de masses et de rigidité

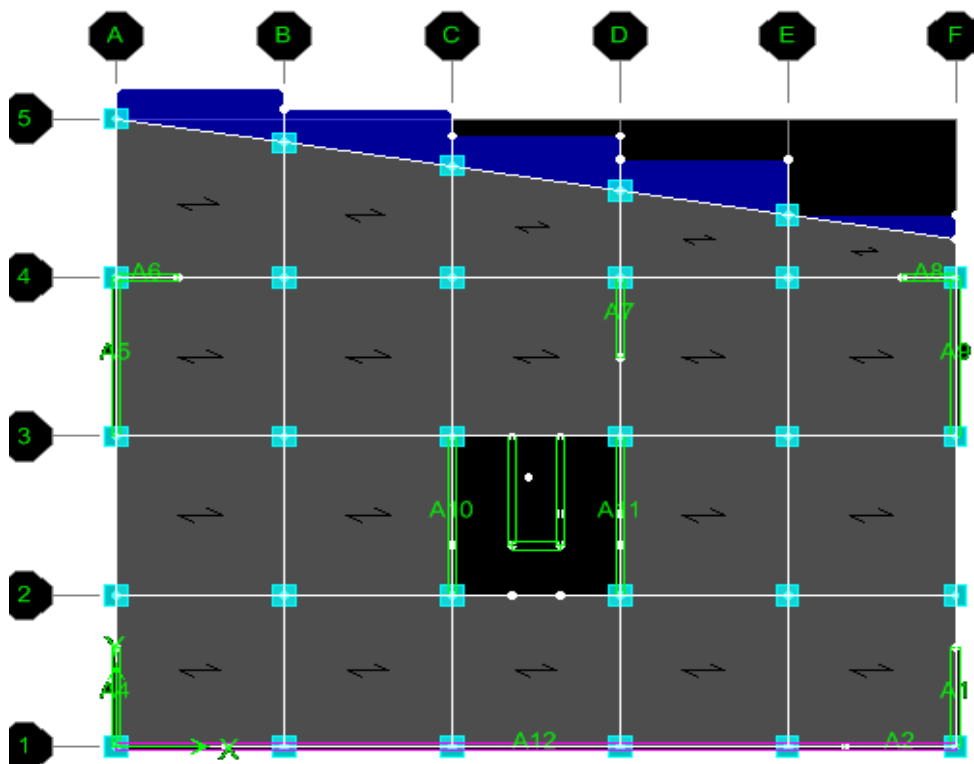


Figure IV.3 : La disposition des voiles.

IV.5. Caractéristiques géométriques de la structure

a) Excentricité théorique :

Tableau IV.1 : Excentricité théorique

Story	Masse	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ex(m)
entre sol	251.6616	9.326	6.756	9.562	0.872	-0.236	5.884
RDC	335.8394	9.198	7.199	9.534	1.76	-0.336	5.439
ETAGE 01	313.3466	9.235	7.3	9.528	2.556	-0.293	4.744
ETAGE 02	313.3466	9.235	7.3	9.53	3.202	-0.295	4.098
ETAGE 03	307.921	9.223	7.314	9.533	3.719	-0.31	3.595
ETAGE 04	303.891	9.208	7.304	9.534	4.149	-0.326	3.155
ETAGE 05	300.2791	9.223	7.293	9.543	4.523	-0.32	2.77
ETAGE 06	296.8165	9.238	7.299	9.548	4.84	-0.31	2.459
ETAGE 07	288.9739	9.244	7.316	9.546	5.098	-0.302	2.218
ETAGE 08	291.7775	9.184	7.505	9.542	5.276	-0.358	2.229

b) Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x = 0.05 \times 19.30 = 0.965 \\ e_{ay} = 5\%L_y = 0.05 \times 15.97 = 0.798 \end{cases}$$

Donc : $e = \max(e_{xacc}; e_{yacc}, e_{xth}, e_{yth}) = 5.884m$

IV.6. Caractéristique dynamique de la variante

Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modale

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.797538	67.8209	0.0001	67.8209	0.0001	6.5273	6.5273
2	0.603256	0.0671	71.2985	67.8879	71.2986	1.2545	7.7818
3	0.514708	4.1927	1.3702	72.0806	72.6689	63.6957	71.4775
4	0.237245	14.2937	0.0008	86.3743	72.6697	0.3432	71.8208
5	0.145743	0.0043	17.4526	86.3786	90.1223	0.192	72.0128
6	0.129739	0.0011	0.1882	86.3796	90.3105	15.712	87.7248
7	0.11213	5.5014	0.0006	91.881	90.3111	1.2351	88.9599
8	0.069195	2.1733	0.0094	94.0544	90.3205	0.1597	89.1196
9	0.061533	0.0155	5.1213	94.0699	95.4418	0.0331	89.1527
10	0.054627	0.1669	0.0548	94.2368	95.4965	4.9321	94.0848
11	0.046461	1.5905	0.0016	95.8273	95.4981	0.1714	94.2562
12	0.035308	0.4971	0.4673	96.3245	95.9654	0.2908	94.5471

IV.7. Calcul de la période fondamentale

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

(N) : $h_N = 33.11$ m

C_T : est un coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a mixte portiques /voiles avec interaction.

D'où : $C_T = 0.050$

Donc : $T = 0,050 \times (33.11)^{3/4} = 0.69$ s $\Rightarrow T = 0.66$ s

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.79$ s)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.66$ sec)

- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.79$ sec $< 1.3 (0.62) = 0.89$ sec \Rightarrow condition vérifiée.

- **1^{er} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1 = 0,797$ s

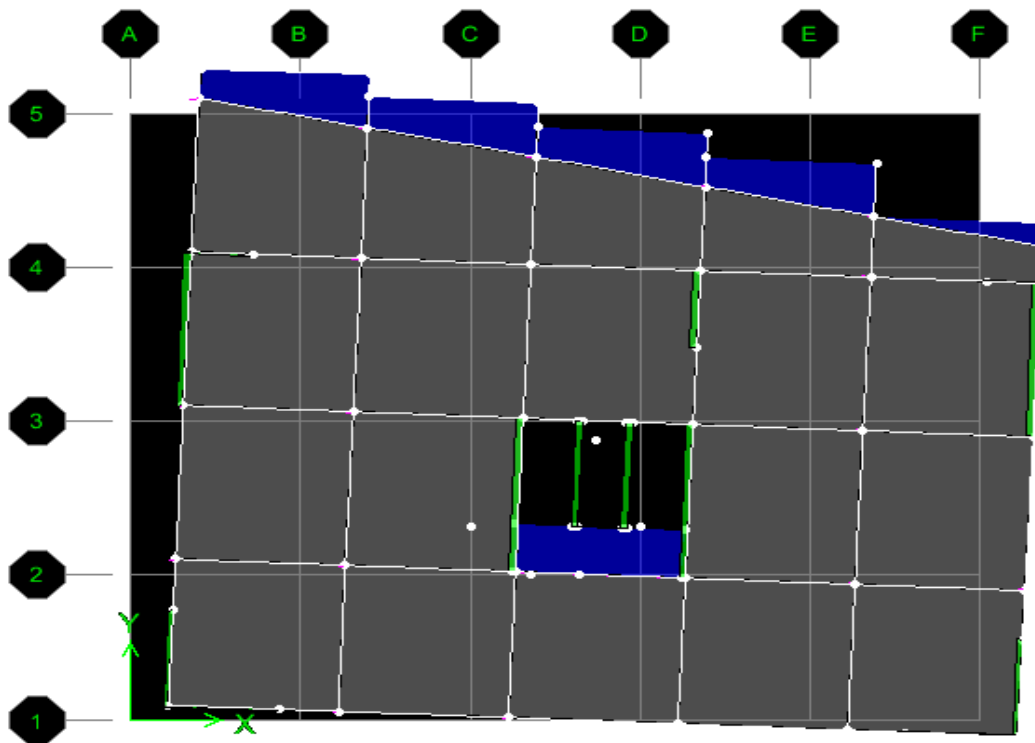


Figure IV.4 : 1^{ER} mode de vibration induit par la disposition des voiles.

- **2^{ème} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_1=0,6033s$

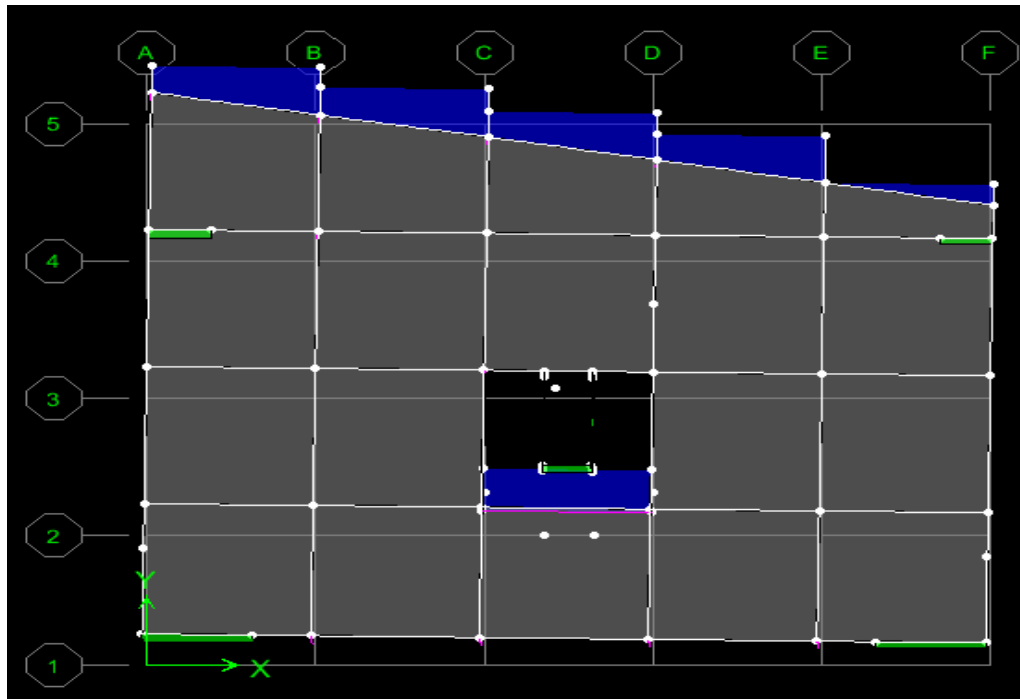


Figure IV.5 : 2^{ème} mode de vibration induit par la disposition des voiles.

- **3^{ème} mode** : c'est un mode de rotation de période $T_3=0,5147s$

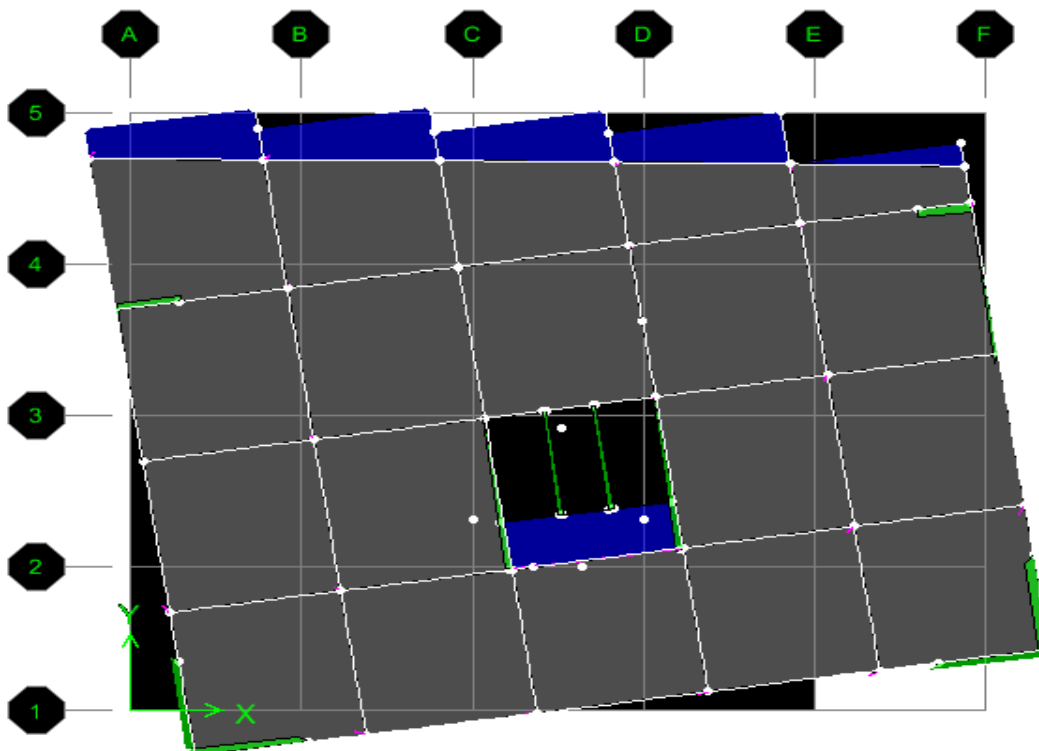


Figure IV.6 : 3^{ème} mode de vibration induit par la disposition des voiles.

IV.8. L'étude sismique

IV.8.1. Dans la zone IIa

IV.8.1.1. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a- Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

suyante :
$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facture d'amplification dynamique moyen

Q : facture de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

b- Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Les conditions d'application la méthode statique équivalente :

Cette méthode ne s'applique que si

- La structure satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

✓ Notre structure est implantée en Zone IIa et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse 23 m.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

- Classification de l'ouvrage :
- Zone sismique : Zone IIa «Bouira »

Groupe d'usage : groupe 3

Site : « meuble S3 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,5

- Système structurel : voiles-portiques.

IV.8.1.2. Application la méthode dynamique modale spectrale

IV.8.1.2.1. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

Zone IIa }
Groupe d'usage 3 } $\Rightarrow A = 0.10$

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 > 0,7$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,50 \text{ s}$

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau 4.4)

- Facteur de qualité :

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV.3: valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

Donc : $Q = 1.00$

IV.8.1.2.2. Choix de coefficient de comportement R :

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessous représentent la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base :

- **Charge verticale :**

Tableau IV.4: Comportement de système de contreventement sous charge verticales.

Niveau	(Charges (KN		(%)) Pourcentage	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base				
	21206.49	13454.35	61.18285073	38.81714927

– **Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R=3.5$

On obtient le spectre de réponse suivant :

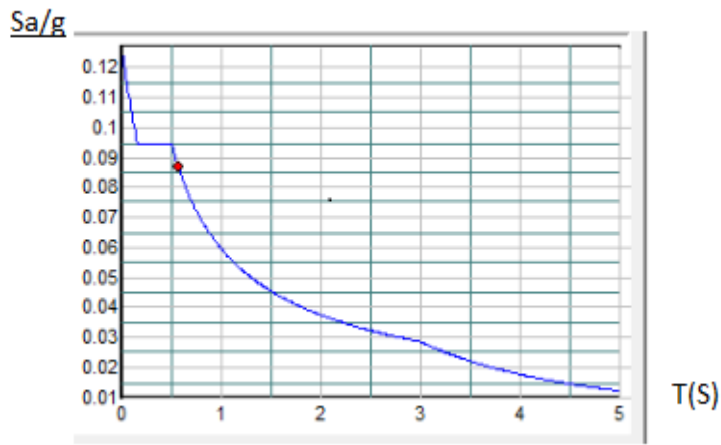


Figure IV.7: Diagramme de spectre de calcul de la zone IIa.

IV.8.1.2.3. Calcul de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$V_t = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$$

- Sens longitudinal :

Tableau IV.5: L'effort tranchant (Sens longitudinal)

mode	periode	α_i %	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.797538	67.8209	30038.532	0.17	346330.847
2	0.603256	0.0671	30038.532	0.21	423.272954
3	0.514708	4.1927	30038.532	0.23	28966.7872
4	0.237245	14.2937	30038.532	0.23571429	101206.702
5	0.145743	0.0043	30038.532	0.29011804	37.473296
6	0.129739	0.0011	30038.532	0.2925758	9.66740217
7	0.11213	5.5014	30038.532	0.29528004	48796.2011
8	0.069195	2.1733	30038.532	0.30187363	19707.1379
9	0.061533	0.0155	30038.532	0.30305029	141.09938
10	0.054627	0.1669	30038.532	0.30411085	1524.63878
11	0.046461	1.5905	30038.532	0.30536492	14589.2014
12	0.035308	0.4971	30038.532	0.3070777	4585.33159

- Sens transversal :

Tableau IV.6 : L'effort tranchant (Sens transversal).

mode	periode	α_i %	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.797538	0.0001	30038.532	0.17	0.51065504
2	0.603256	71.2985	30038.532	0.21	449757.477
3	0.514708	1.3702	30038.532	0.23	9466.52321
4	0.237245	0.0008	30038.532	0.23571429	5.66440889
5	0.145743	17.4526	30038.532	0.29011804	152094.522
6	0.129739	0.1882	30038.532	0.2925758	1654.00463
7	0.11213	0.0006	30038.532	0.29528004	5.32186728
8	0.069195	0.0094	30038.532	0.30187363	85.2377011
9	0.061533	5.1213	30038.532	0.30305029	46620.1455
10	0.054627	0.0548	30038.532	0.30411085	500.60039
11	0.046461	0.0016	30038.532	0.30536492	14.6763422
12	0.035308	0.4673	30038.532	0.3070777	4310.45152

IV.8.1.2.4. Combinaison des réponses modales : (Art 4,3.5 ; RPA 99)

- a) Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$ sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$)

Vérifie la relation suivante : $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$

- b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la

réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec E : effort de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus (dans ce cas de calcul $K = 12$)

- c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Tableau IV.7 : Combinaisons des réponses modales.

Mode	Période	r	$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Observation
1	0.797538	0.7563978	0.588	C.N.V
2	0.603256	0.8532165	0.588	C.N.V
3	0.514708	0.4609312	0.588	C.V
4	0.237245	0.6143143	0.588	C.N.V
5	0.145743	0.8901903	0.588	C.N.V
6	0.129739	0.8642737	0.588	C.N.V
7	0.11213	0.6170962	0.588	C.N.V
8	0.069195	0.8892695	0.588	C.N.V
9	0.061533	0.8877675	0.588	C.N.V
10	0.054627	0.8505135	0.588	C.N.V
11	0.046461	0.7599492	0.588	C.N.V
12	0.035308	0.7128748	0.588	C.N.V

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \begin{array}{l} E_x = 2137.00 \text{ KN} \\ E_y = 2675.83 \text{ KN} \end{array}$$

IV.8.1.3. Méthode statique équivalente

IV.8.1.3.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_i \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

- Coefficient d'accélération de zone (A) :

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 3} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.10$

- Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

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

Avec :

T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

Selon l' RPA2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble. Donc de catégorie S3 \Rightarrow (Site meuble : S3)

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{array} \right.$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$

D'où :

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

$\Rightarrow \xi$: est donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense

donc : $\xi = 7\%$ $\Rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$
 $\Rightarrow \eta = 0,88$

Avec D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.



Figure IV.8 : Facture d'amplification dynamique.

a) - sens longit



b) - sens transversale : $L_y = 15.97 \text{ m}$



$T_y = 0.60 \text{ sec}$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \implies T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 (0.50 / 0.79)^{2/3} = 1.62$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 (0.50 / 0.60)^{2/3} = 1.94$$

À partir du tableau 4.4 de RPA 99/version 2003 on trouve : $Q = 1.20$

- $R=3.5$ coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/version 2003

W_t : Poids total de la structure : 30038.532 KN

• Tableau récapitulatif :

paramètres	A	η	Q	D_x	D_y	R	W_t (KN)
valeurs	0.1	0.88	1.2	1.62	1.94	3.5	30038.532

En appliquant l'équation $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$, On trouvera :

$$V_x = \frac{0.1 \times 1.62 \times 1.2}{3.5} \times 30038.532 = 1668.425 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.1 \times 1.2 \times 1.94}{3.5} \times 30038.532 = 1997.99 \text{ KN}$$

Tableau IV.8: Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.

V _x	V _y
1668.42589	1997.9915

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

V _s		V _d		0.8V _s		vérifier	
sensX	sensY	sensX	sensY	sensX	sensY	sensX	sensY
1668.42589	1997.9915	2137.00	2675.83	1334.74071	1598.3932	CV	cv

Remarque :

On a trouvé $V_d < 0.8V_s$, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) dans le rapport $0.8V_s/V_d$ et on trouve dans notre cas :

Suivant x-x : $0.8V_s/V_d = 0.62$

Suivant y-y : $0.8V_s/V_d = 0.60$

IV.8.1.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003).

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure.

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$.

La partie restante de V soit $(V-F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : force horizontale revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

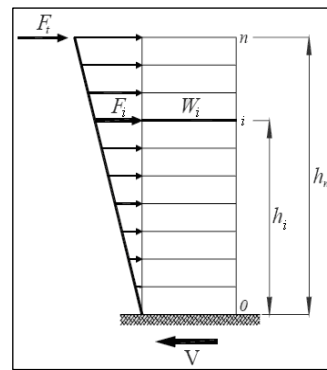
h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

Dans notre cas $T = 0.79 > 0.7s$ donc $F_t = 0.07TV$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant



- Sens longitudinal :

Tableau VI.10: Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal.

x-x					
Etage	W(KN)	hi (m)	Vi	Ft	Fi (KN)
ESol	2516.616	4.55	2137.00	118.17	40.06
RDC	3358.394	8.63	2137.00	118.17	101.41
1ER	3133.466	11.69	2137.00	118.17	128.17
2EM	3133.466	14.75	2137.00	118.17	161.72
3EM	3079.21	17.81	2137.00	118.17	191.89
4EM	3038.91	20.87	2137.00	118.17	221.92
5EM	3002.791	23.93	2137.00	118.17	251.43
6EM	2968.165	26.99	2137.00	118.17	280.31
7EM	2889.739	30.05	2137.00	118.17	304.45
8EM	2917.775	33.11	2137.00	118.17	338.04
Somme	30038.532	/	/	/	2019.4
$V = F_t + \sum F_i = 2137.57$					

- Sens transversal :

Tableau IV.11: Distribution de la résultante des forces sismiques Sens transversal.

y-y					
Etage	W(KN)	hi (m)	Vi	Ft	Fi (KN)
ESol	2516.616	4.55	2675.83	147.97	50.17
RDC	3358.394	8.63	2675.83	147.97	126.98
1ER	3133.466	11.69	2675.83	147.97	160.50
2EM	3133.466	14.75	2675.83	147.97	202.50
3EM	3079.21	17.81	2675.83	147.97	240.28
4EM	3038.91	20.87	2675.83	147.97	277.87
5EM	3002.791	23.93	2675.83	147.97	314.83
6EM	2968.165	26.99	2675.83	147.97	350.99
7EM	2889.739	30.05	2675.83	147.97	380.46
8EM	2917.775	33.11	2675.83	147.97	423.27
Somme	30038.532	/	/	/	2527.85
$V = Ft + \sum Fi = 2675.82$					

IV.8.1.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le RPA99/v.2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - RPA99/v.2003}).$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/v.2003}).$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 12: Vérification des déplacements inter-étage

Niv	δ_{eK}		R	$\delta_K = R \delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_j (cm)	0,01 h_j (cm)
	δ_x (cm)	δ_y (cm)		R δ_x	R δ_y	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)		
10	2.2459	2.3111	3.5	7.86	8.08	1.65	1.66	306	3.06
9	1.7744	1.8358	3.5	6.21	6.42	0.72	0.80	306	3.06
8	1.5675	1.6068	3.5	5.48	5.62	0.23	0.41	306	3,06
7	1.5029	1.4909	3.5	5.26	5.21	0.21	0.52	306	3,06
6	1.4437	1.3408	3.5	5.05	4.69	0.53	0.54	306	3,06
5	1.2901	1.1841	3.5	4.51	4.14	0.29	0.23	306	3,06
4	1.2053	1.1176	3.5	4.21	3.91	0.64	0.15	306	3,06
3	1.0222	1.0722	3.5	3.57	3.75	0.23	0.54	306	3,06
2	0.954	0.916	3.5	3.33	3.20	1.30	1.56	408	4,08
1	0.5804	0.4683	3.5	2.03	1.63	2.03	1.63	455	4.55

Commentaire

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow \Delta_k < 1\%h_k$.

IV.8.1.6. vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit

story	section	aire	n(kn)	Nrd	Nrd<0.3
8EM	35X35	0.1225	144.54	0.06424	CV
7EM	35X35	0.1225	255.15	0.083314286	CV
6EM	40X40	0.1225	368.41	0.120297143	CV
5EM	40X40	0.16	488.17	0.1220425	CV
4EM	40X40	0.16	611	0.15275	CV
3EM	45X45	0.2025	742.37	0.146640988	CV
2EM	45X45	0.2025	877.53	0.173339259	CV
1ER	45X45	0.2025	1018.17	0.20112	CV
RDC	50X50	0.25	1178.12	0.1884992	CV
ES	50X50	0.25	1245.83	0.1993328	CV

IV.8.1.7. vérification de l'effet P- Δ

L'effet P-Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le R.P.A 2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifiée : $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.9.R.P.A 2003) .

P_K : poids totale des charges permanentes et des charges d'exploitation situés au dessus de niveau K .

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K " .

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Si $0,10 < k < 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre

par le facteur $1/(1- k)$.

Si $k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.14: vérification de l'effet P-Δ.

Niv	h _k	P _k	V _k		Δ _k		θ	
			V _x	V _y	Δ _x	Δ _y	θ _x	θ _y
10	306	2516.61	483.11	589.18	1.65	1.66	0.0280930	0.0232211
9	306	3358.39	815.79	1029.83	0.72	0.80	0.0097422	0.0085417
8	306	3133.46	1104.46	1389.98	0.22	0.40	0.0020963	0.0029884
7	306	3133.46	1349.36	1697.61	0.20	0.52	0.0015724	0.0031689
6	306	3079.21	1560.36	1697.02	0.53	0.54	0.0034669	0.0028057
5	306	3038.91	1738.65	2190.74	0.29	0.23	0.0016953	0.001055
4	306	3002.79	1892.9	2371.22	0.64	0.15	0.0033222	0.000657
3	306	2968.16	2016.74	2515.87	0.23	0.54	0.0011480	0.0021077
2	408	2889.73	2111.6	2636.01	1.30	1.56	0.0043859	0.0042102
1	455	2917.77	2137	2675.83	2.03	1.63	0.0090640	0.0058406

Commentaire :

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

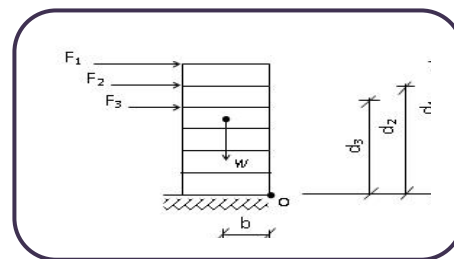
IV.8.1.8. Vérification de non renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

M_s : moment stabilisant est égal à :

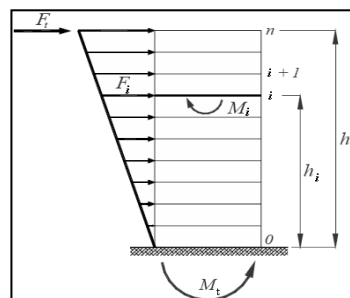
$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$



M_r : moment de renversement est égal à :

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

- Moment de renversement :



- **Tableau IV.15** : Valeurs des moments de renversement pour chaque étage.

Niv	Sens X-X			Sens Y-Y		
	(m) h_i	(KN) F_{ix}	(KN.m) M_r	(m) h_i	(KN) F_{ix}	M_r (KN.m)
8	33.11	4.433156231	192.2841617	33.11	5.463460888	180.89519
7	30.05	7.122682531	280.3879592	30.05	8.991471029	270.1937
6	26.99	8.896169123	314.5409621	26.99	11.1959665	302.17914
5	23.93	9.748947927	305.6129443	23.93	12.26500822	293.50165
4	20.87	9.950094617	272.0326018	20.87	12.54328175	261.77829
3	17.81	9.586884772	223.6725673	17.81	12.07970089	215.13947
2	14.75	8.796436924	169.9691525	14.75	11.01922297	162.53354
1	11.69	7.427651601	113.7463138	11.69	9.26594694	108.31892
RDC	8.63	6.153415044	69.5662031	8.63	7.681598594	66.292196
E/SOL	4.55	2.460339204	14.66485182	4.55	3.080696982	14.017171
			863.6516903			828.07959

- Moment de stabilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 19.30 - 6.756 = 12.54 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 15.97 - 9.326 = 6.64 \text{ m} \end{array} \right.$$

b : les point les plus éloigner par rapport au centre de gravite pour les deux direction

Tableau IV.16 : Valeurs des moments de stabilité pour chaque étage.

Niv	Sens X-X			Sens Y-Y		
	(m) bx	(W (KN	(Ms (KN.m	(m) by	(W (KN	(Ms (KN.m
8	9.326	291.7775	2721.116965	7.505	291.7775	2189.790138
7	9.326	288.9739	2694.970591	7.505	288.9739	2168.74912
6	9.326	296.8165	2768.110679	7.505	296.8165	2227.607833
5	9.326	300.2791	2800.402887	7.505	300.2791	2253.594646
4	9.326	303.891	2834.087466	7.505	303.891	2280.701955
3	9.326	307.921	2871.671246	7.505	307.921	2310.947105
2	9.326	313.3466	2922.270392	7.505	313.3466	2351.666233
1	9.326	313.3466	2922.270392	7.505	313.3466	2351.666233
RDC	9.326	335.8394	3132.038244	7.505	335.8394	2520.474697
E/SOL	9.326	251.6616	2346.996082	7.505	251.6616	1888.720308
			28013.93494			22543.91827

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau IV.17 : Vérification d'équilibre d'ensemble

	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s / M _r	vérification > 1.5
X-X Sens	28013.93494	863.6516903	32.4366	C.V
Y-Y Sens	22543.91827	828.0795886	27.2243	C.V

Conclusion :

On a (M_s > 1,5 M_r), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

Chapitre V

Calcul des elements principaux

V.1. Introduction

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux. Ce pendant ces derniers doivent être étudié conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

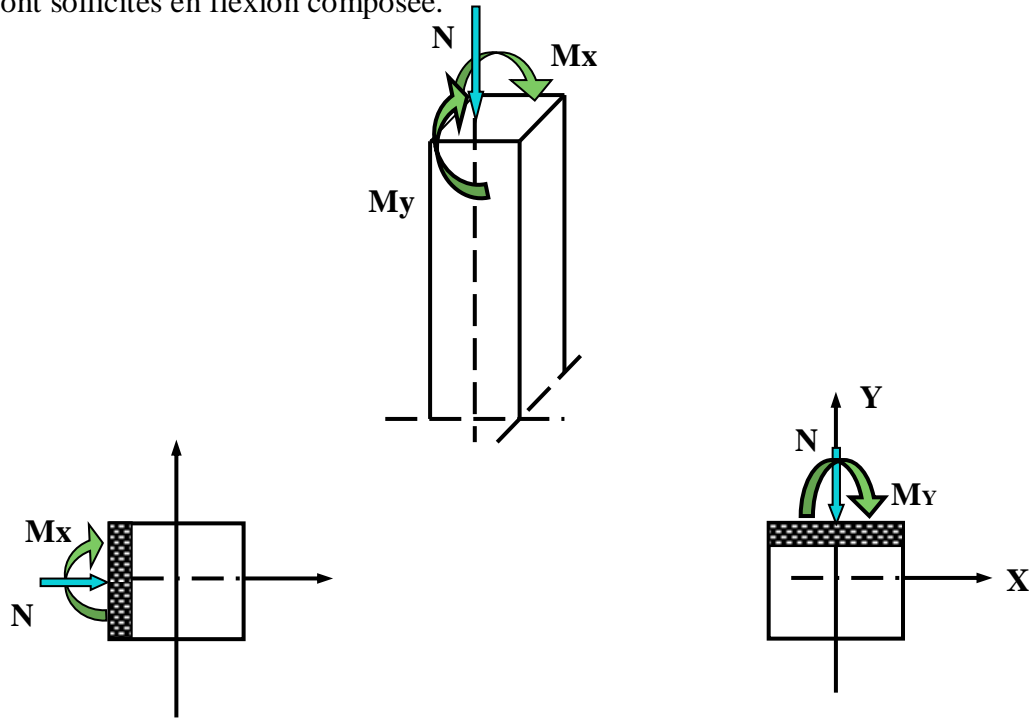


Figure V.1 : Sollicitations des poteaux.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux :**

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 : (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

- Selon RPA99 : (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

V.2.1. Ferrailage longitudinale

- **Recommandations de l’RPA99/V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0.8% zonella
- Leur pourcentage maximal : $\left\{ \begin{array}{l} 3\% .b.h.....zone.courante. \\ 6\% .b.h.....zone.recouvrement. \end{array} \right.$
- Le diamètre minimum est : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements : $L_r = 40\phi$ en zone II a.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

- **Recommandations du «BAEL99/V2003» :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max\left(4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{array} \right.$$

B : section du béton=b× h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

$$A \geq \frac{0,23.f_{t28}}{f_e} b_0.d. \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

- **Ferrailage minimum d’après le CBA93 :**

– Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.2: Ferrailage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	50x50	5	125	2,72	20.00	75	150
Zone 2	45x45	4,05	101,2	2,2	16 ,20	60,75	121,5
Zone 3	40x40	4	80	1,74	12.80	48	96
Zone 4	35x35	4	61,25	1,33	9.80	36,75	73,5

Etant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- Zone 1 : SS et RDC étage pour les poteaux de dimensions (50X50)
- Zone 2 : 1^{er} et 2^{eme} et 3^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (45X45)
- Zone 3 : 4^{eme} et 5^{eme} et 6^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (40X40)
- Zone 4 : 7^{eme} et 8^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (35X35)

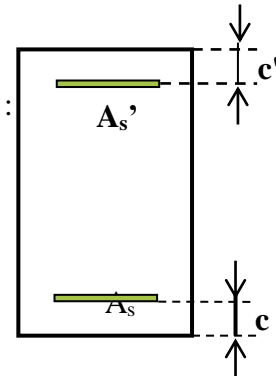
Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

- N_{max} et M correspondant.
- N_{min} et M correspondant.
- M_{max} et N correspondant.
- **Exemple de calcul :**
- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel ETABS 9.7 et à partir de la combinaison la plus défavorable :

On considère comme exemple le ferrailage des poteaux au niveau de S.SOL et ayant les caractéristiques suivantes :

- Le poteau le plus sollicité c'est le C28 (Zone 1)
- La combinaison la plus défavorable est la combinaison $G+Q \pm E_x$:

- $C=C'=3\text{cm}$.
- $S=50 \times 50 (\text{cm}^2)$.
- $L=4.55\text{ m}$.
- $d=0.9\text{hcm}=0.45\text{m}$
- $N_{max}=1301.12\text{KN}$. $M_{corr}=3.84\text{KN.m}$.
- $M_u=5.46\text{KN.m}$. $M_{ser}=4.60\text{KN.m}$.



e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_a = \max(2\text{ cm} ; L / 250) = \max(2\text{ cm} ; 1.82\text{cm}) \implies e_a = 2\text{cm} = 0,02\text{ m}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$\implies e_1 = e_0 + e_a \implies e_0 = M_{corr} / N_{max} = 0.002\text{m} = 0.2\text{cm}$$

$$e_1 = (0.002) + 0.02 = 0.022\text{m} = 2.2\text{cm}$$

$$\implies d - h/2 = 0.20\text{ m}$$

$e_0 < d - h/2 \implies$ Section entièrement tendues

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0,7 \times 4.55 = 3.19\text{m}$$

$$L_f / h = 6.37 < \max(15; 4) = 15 \dots \dots \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en flexion composé.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$\phi=2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_s}\right) = 0.87$$

D'où: $e_2 = 0.01\text{m} = 1\text{ cm}$

$$e = (e_1 + e_2) = (0.025) + 0.01 = 0.035\text{m}.$$

→ $e = 6\text{cm}$ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$\begin{cases} M_{u\text{ corr}} = N_u \times e = 1301.12 \times (0.035) = 45.53\text{KN.m} \\ N_{\text{max}} = 1301.12\text{KN.} \\ M_{\text{corr}} = 45.53\text{KN.m} \end{cases}$$

- Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :

$$M_{ua} = M_{u\text{ corr}} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 45.53 + 1301.12 \times (0.45 - 0.5/2) = 745.60\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{745.60 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.45^2 \times 21.74} = 0.208$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.50$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc}$ → la section partiellement comprimée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{LU} = 10^{-4} (3440 \times \gamma + 49 \times 25 - 3050)$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.208 < \mu_{lu} = 0.292 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.208 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.45[1 - 0.6(0.208)] = 0.40\text{ m} = 40\text{cm}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_u}{Z} - N_u \right] = \frac{1}{348} \left[\frac{3.84}{0.40} - 1301.12 \right] = -3.71\text{cm}^2 < 0$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \frac{(e - 0.45d)}{(e - 0.185d)} = 5.6\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.8\% b \times h = 0.008 \times 50 \times 50 = 20.00\text{cm}^2 \text{ (En zone IIa).}$$

$$A_{ad} = \max(A_{cal}; A_{\text{min}}; A_{\text{min RPA}}) = 20.00\text{ cm}^2$$

• Calcul des armatures

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL (section rectangulaire).

- Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

a) Situation durable :

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPCA} (cm ²)	Choix des barres
SS+RDC	N _{max} =1245.8	M _{cor} =0.172	50x50	0	2,72	20	8T20
	N _{min} = 192.79	M _{cor} =5.46		0			
	N _{cor} =477.06	M _{max} =7.88		0			
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	N _{max} =1018.1	M _{cor} =1.229	45x45	0	2,2	16.2	4T20+4T16
	N _{min} =104.37	M _{cor} =5.055		0			
	N _{cor} = 644.99	M _{max} =18.922		0			
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	N _{max} =611	M _{cor} =2.62	40x40	0	1,74	12.8	8T16
	N _{min} = 21.7	M _{cor} =24.449		0			
	N _{cor} = 36.01	M _{max} =39.494		0			
7 ^{ème} étage et 8 ^{ème} +Niv.tech	N _{max} =255.15	M _{cor} =3.69	35x35	0	1,33	9.8	4T16+4T14
	N _{min} =7.3	M _{cor} =0.155		0			
	N _{cor} =220.73	M _{max} =22.84		0.14			

a. Situation accidentelle (0.8G±E) :**Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles (0.8G±E)**

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPCA} (cm ²)	Choix des barres
SS+RDC	N _{max} =949.1	M _{cor} = 14.32	50x50	0	2,72	20	8T20
	N _{min} =342.74	M _{cor} = 7.85		0			
	N _{cor} =698.97	M _{max} =77.086		0			
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	N _{max} =596.97	M _{cor} =83.927	45x45	0	2,2	16.2	4T20+4T16
	N _{min} =121.23	M _{cor} =71.93		0			
	N _{cor} = 418.09	M _{max} =91.223		0			
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	N _{max} =356.21	M _{cor} =37.711	40x40	0	1,74	12.8	8T16
	N _{min} = 26.46	M _{cor} =37.132		0			
	N _{cor} = 263.31	M _{max} =75.637		0			
7 ^{ème} étage + et 8 ^{ème} Niv.tech	N _{max} =149.64	M _{cor} =31.513	35x35	0	1,33	9.8	4T16+4T14
	N _{min} = 9.28	M _{cor} =0.691		0			
	N _{cor} = 134.2	M _{max} =52.901		0.14			

a. Situation accidentelle (GQ±E) :

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles (GQ±E)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{ARPA} (cm ²)	Choix des barres
SS+RDC	N _{max} =1301.1	M _{cor} =3.845	50x50	0	2,72	20	8T20
	N _{min} = 232.67	M _{cor} =3.908		0			
	N _{cor} =844.07	M _{max} =77.164		0			
1 ^{er} et 2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	N _{max} =752.32	M _{cor} =45.33	45x45	0	2,2	16.2	4T20+4T1 6
	N _{min} =88.05	M _{cor} =21.326		0			
	N _{cor} = 292.52	M _{max} =0.303		0			
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	N _{max} =451.55	M _{cor} =37.731	40x40	0	1,74	12.8	8T16
	N _{min} =16.69	M _{cor} =22.181		0			
	N _{cor} = 325.55	M _{max} =76.403		0			
7 ^{ème} étage et 8 ^{ème} +Niv.tech	N _{max} =188.74	M _{cor} =31.559	35x35	0	1,33	9.8	4T16+4T1 4
	N _{min} = 6.96	M _{cor} =0.131		0			
	N _{cor} = 167.13	M _{max} =53.932		0.14			

- Choix des armateurs des poteaux :

Tableau V.6 : choix des armatures

Niveau	Section	A _{S(cal)} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{max} ZR (cm ²)	A _{max} ZC (cm ²)	choix des armateurs	A _{adop} (cm ²)
SS+RDC	50 x 50	0	2,72	22.5	150	75	8T20	25.13
1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45 x 45	0	2,2	18.22	121,5	60,75	4T20+4T1 6	20.61
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40 x 40	0	1,74	14.4	96	48	8T16	16.08
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage+Niv.tec h	35 x 35	0.14	1,33	11.02	73,5	36,75	4T16+4T1 4	14.20

V.2.2. Ferrailage transversal

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u: est l'effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de la section brute.

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

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g (\text{L'élanement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

- Espacement des armatures transversales :(Art7.4.2.2.RPA99/V2003)

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- 8 cm en zone nodale
- 12 cm en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme

suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t = 8\text{cm}$

- **Exemple de calcul :**

- **Zone courante:**

- Poteau de 50x50:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{0.5} = \frac{0.7 \times 4.55}{0.5} = 6.37 > 5 \quad \text{donc } \rho_a = 2.5 \quad \lambda_g = 6.37 > 5$$

$$A_{t} = \frac{0.12 \times 2.5 \times 10.34 \times 10000}{0.50 \times 400000} = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 12 \times 50 = 1.80 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1cadre 4T10 = 3.14cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

$$\text{suit : } \lambda_g = 6.37 > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} < 0.63\% \Rightarrow \frac{3.14}{50 \times 12} = 0.52 < 0.63\% \quad \text{Vérfiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 15\text{cm}$

- **Zone nodale:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{0.5} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 6.37 > 5 \quad \text{donc } \rho_a = 2.5$$

$$A_{t} = \frac{0.08 \times 2.5 \times 10.34 \times 10000}{0.50 \times 400000} = 0.10 \text{ cm}^2$$

La section minimale est égale a 0.3% (RPA2003)

$$A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 50 = 1.20 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1cadre 4 ϕ 10 = 3.14cm²

$$\lambda_g = 6.37 < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} < 0.63\% \Rightarrow \frac{3.14}{50 \times 8} = 0.078 < 0.63\% \text{ Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10\text{cm}$.

• **Choix des armatures :**

Tableau V.7: Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale).

ZONE NODALE				
Section	A _t calculé	Choix des armatures	A _t adopté	
(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
50x50	1.8	4T10	3.14	8
45x45	1.62	4T10	3.14	8
40x40	1.44	4T10	3.14	8
35x35	1.26	4T10	3.14	8

Tableau V.8 : Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante).

ZONE COURANTE				
Section	A _t calculé	Choix des armatures	A _t adopté	
(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
50x50	1.20	4T10	3.14	8
45x45	1.08	4T10	3.14	15
40x40	0.96	4T10	3.14	8
35x35	0.84	4T10	3.14	8

V.2.3. Vérification

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

• **Contrainte maximale dans le béton comprimé :** $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes

Section	N _{Ser} (KN)	M _{Ser} (KNm)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ̄ _b (MPa)	vérification
50x50	1076.56	0.15	5.28	6.02	15	Vérifiée
45x45	872.22	1.15	5.38	5.82	15	Vérifiée
40x40	521.21	2.36	4.52	5.69	15	Vérifiée
35x35	212.71	3.23	2.51	5.35	15	Vérifiée

• **Contraintes tangentielles:** (Art7.4.3.2.RPA99/2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :
$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \dots \dots si \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \dots \dots si \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g (L'élanement géométrique du poteau) = $\left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

section	V _u (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _u (MPa)	vérification
50x50	34,59	0.015	6.37	2.1	3.33	Vérifiée
45x45	61.5	0.034	4.76	1.12	3.33	Vérifiée
40x40	51.24	0.035	5.35	2.1	3.33	Vérifiée
35x35	35.91	0.032	6.12	2.1	3.33	Vérifiée

• **Vérification au flambement :**

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

N_{max} = 1076.56 KN.

L_f = 0.7 l₀ = 3.19m

I_{XX} = I_{YY} = 0.0052 m⁴

B = 0.25m²

Soit : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.144m$

i_{xx} = i_{yy} = 0.144 \Rightarrow λ_{xx} = λ_{yy} = 19.86

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots \dots \dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \dots \dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

0 < λ < 50 \Rightarrow $\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$

On vérifie que :

$$B_r \geq N_{\max} / \Delta [(f_{c28} / 0,9\gamma_b) + (f_e / 100\gamma_s)]$$

$$B_r \geq 1085,92 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = (50 - 0,3)^2 = 2470,09 \text{ cm}^2 \geq 1085,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V.}$$

• **Vérification de l'effort normal ultime :**

D'après CBA93 (Art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{ultim}} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

• Calcul de N_{ultim} :

$$N_{\text{ELU}} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,80 \left[\frac{0,2470 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 25,13 \cdot 10^{-4} \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3$$

$$N_{\text{ultim}} = 4379,26 \text{ KN} > N_{\max} = 1076,56 \text{ KN} \dots \text{C.V}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau V.10 : Vérification de l'effort normal ultime

section	L_0 (m)	L_f (m)	λ	A (cm ²)	N_{\max} (KN)	N_{ELU} (KN)	Vérification
50x50	4.55	3.19	0.8	25.13	1076.56	4379.26	Vérifiée
45x45	3.06	2.142	0.8	20.61	872.22	3186.82	Vérifiée
40x40	3.06	2.142	0.8	16.08	521.21	2487.44	Vérifiée
35x35	3.06	2.142	0.8	14.2	212.71	1915.13	Vérifiée

Schéma de ferrailage des poteaux

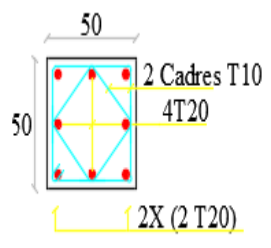
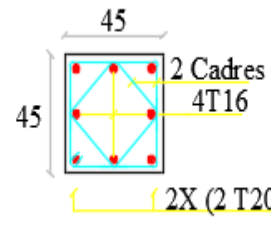
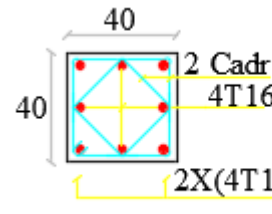
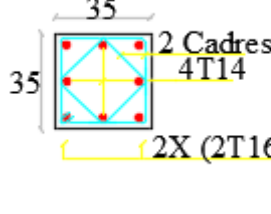
Poteau (50x50)	Poteau (45x45)
	
Poteau (40x40)	Poteau (35x35)
	

Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**. . Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en **zone IIa**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'**ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	1.35G + 1.5Q	G + Q ± E
E.L.S	G + Q	0.8G ± E

V.3.1. Recommandation du RPA99 (Version 2003)

a. Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section $\implies A_{min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 4 % $\implies A_{max} = 4\% b.h$ En zone courante.
 6 % $\implies A_{max} = 6\% b.h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ : En zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b. Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de $S_t = \min (h / 4, 12 \phi_1)$

Avec

ϕ_1 : c'est la valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.
- La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c. Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f _{c28} (Mpa)	f _e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable

V.3.2. Recommandation du BAEL 91

a. Armatures longitudinales

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité comme suit :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}; 15\phi' l_{\min} \neq 0) \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5).} \\ S_t = \frac{A_t.f_e}{0,4.b} \\ S_t \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\gamma_s(\tau_u - 0,3.f_{tj})} \end{array} \right.$$

b. Armatures transversales

b-1) Volume relatif d'armatures

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha)0,9f_e / \gamma_s}$$

Avec

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \implies \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$K = \left\{ \begin{array}{l} 0 \dots\dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots\dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots\dots \text{ en flexion simple.} \end{array} \implies \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0,3f_{tj}^* k \implies f_{tj}^* = \text{Min} \{ f_{tj}; 3,3\text{MPa} \} = 2,1\text{MPa}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

b.2. Section minimale d'armature d'âme

- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{MPa} \right\}$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right\}$

- Espacement maximale : $S_{tmax} = \text{Min} \left\{ 0.9d ; 40\text{cm} \right\}$

- Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

V.3.3. Calcul des armatures

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

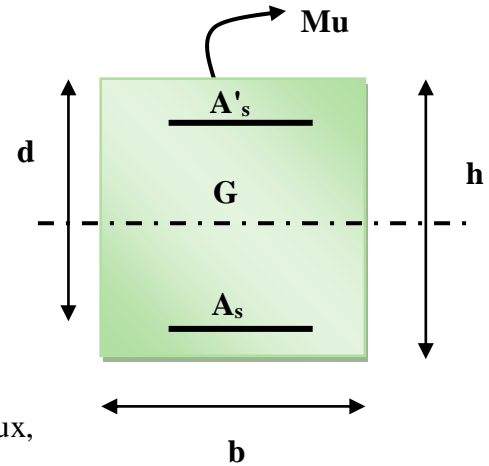
A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1.15$, $\theta = 0.85$ Si la combinaison est accidentelle.

$\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1$ Si la combinaison est fondamentale



V.3.4. Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

V.3.4.1. Calcul des armatures longitudinales

Poutres porteuses (poutres principales) (30x40) :

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre **(B35)**

a. Ferrailage sous la combinaison : 1.35G+1.5Q

a.1. Ferrailage en travée

$\theta = 1$, $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\begin{cases} M_{u \max} = 78.46\text{KN} \\ M_{\text{ser}} = 57.33 \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{78.46 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.142$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050 = 0$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.36$$

$$\mu_{lu} = [3440 * 1.36 + 49 * 25 - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.226$$

$$\mu_{bu} = 0.142 < \mu_{lu} = 0.226 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.142 < 0.226 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifié.

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.36 [1 - 0.6 * 0.142] = 0.33$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{78.46 \cdot 10^4}{0.33 \cdot 348} \times 10^{-3} = 6.83 \text{ cm}^2$$

a.2. Ferrailage au niveau des appuis

$$\theta = 0.85 ; \quad \gamma_b = 1.15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21.7 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

i. Armatures supérieures

$$M_{a \max} = -137.3 \text{ KN.m,}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} \cdot 10^{-3} = 0.162$$

$$\mu_{bu} = 0.162 < 0.226 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.162 < 0.226 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.36 [1 - (0.6 \cdot 0.162)] = 0.32 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{137.3 \cdot 10^4}{0.32 \cdot 348} \times 10^{-3} = 12.32 \text{ cm}^2$$

ii. Armatures inférieures

$$M_{u \max} = 115.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} \cdot 10^{-3} = 0.137$$

$$\mu_{bu} = 0.137 < 0.226 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.137 < 0.226 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.36 [1 - (0.6 \cdot 0.137)] = 0.33 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{115.82 \cdot 10^4}{0.33 \cdot 348} \times 10^{-3} = 10.08 \text{ cm}^2$$

b. Condition de non fragilité (BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

c. Pourcentage exigé par RPA99/v.2003

c.1. Poutres principales :

- $A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée.}$
- $A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (Zone courante).
- $A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

Remarque : Poutres secondaires :(même calcul avec Poutres principales car on a la section des poutres secondaires est (30x35).

d. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

V.3. Ferrailage longitudinales des poutres

- **Tableau V.11** Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres

		M (KN.m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As min RPA (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix des barres
PP (30x40)	Travée	78.46	6.83	1,3	6	12.06	3HA16
	Appui sup	137.3	12.32	1,3	6	12.06	3HA16+3HA16
	Appui inf	115.82	10.08	1,3	6	10.65	3HA16+3HA14
PS (30x35)	Travée	61.38	5.87	1,14	5,25	12.06	3HA16
	Appui sup	84.52	8.10	1,14	5,25	10.65	3HA16+3HA14
	Appui inf	88.80	8.79	1,14	5,25	9.42	3HA16+3HA12

a. Armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec L'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

- Selon le BAEL 91: art A5.1.22

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0.4 \cdot b \cdot St / f_e$

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$

On adopter l'espacement suivant : $St = 20\text{cm}$.

Donc:

$$A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.2 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2.$$

- Diamètre de la section:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t \min}\right) = \min\left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t \min}\right) = \min\left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

- Selon le RPA99/2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times St \times b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $St \leq \min(h/4, 12\phi_t, 30\text{cm})$.

$$St \leq \min(40/4, 12\phi_t, 30\text{cm}).$$

On prend: $St = 10\text{cm}$

- En zone courante : $St \leq h/2$.

On prend: $St = 15\text{cm}$

Donc: $A_t \geq 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 1.35 \text{ cm}^2$.

- Conclusion :

St adopté = min (St_{BAEL} , St_{RPA}).

Donc : on adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : St =10 cm.
- En zone courante : St = 15cm.

Le choix des barres est le suivant : 4Ø8 : At = 2.01cm²

(On aura deux cadres de diamètre Ø8).

V.3.4. Vérification

a. Vérification du cisaillement du béton :

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites (α=90°) on aura:

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b, 5MPa) = 4.348 MPa.....situation - accidentelle$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b, 5MPa) = 3.33MPa.....situation - durable$$

Tableau V.12: Vérification du cisaillement du béton

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _v (MPα)	$\bar{\tau}_u$ (MPα)	Observation
Poutre Principale	30 x 40	201.95	0.186	4.348	CV
Poutre secondaire	30 x 35	90.46	0.095	4.348	CV

a. Influence sur les armatures inférieure aux appuis :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \Rightarrow$ Condition(1)

Avec :γ_s=1.15 ;f_e= 400MPa

Les résultats des ces vérifications sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification de la section d'armatures inférieures.

poutres	V _U (KN)	M _U (KN.M	$\left(\frac{M_u}{0,9d} \right)$ (KN	$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$ (KN
P.P	201.95	101.43	313.05	-111.10 <0
P.S	90.46	56.44	199.08	-108.62 <0

NB : D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \implies Vu \leq 0,267.a.b.f_{c28} \implies \text{Condition(2)}$

Avec : $a = \min \left\{ \begin{array}{l} \grave{a} ; 0.9d \end{array} \right\}$
 b: Largeur de la poutre.

\grave{a} : Longueur d'appui ($\grave{a}=b-c-2cm$) $\implies \grave{a} = b-c-2 = 25 \text{ cm}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b=1.5 \\ C = 3cm \end{array} \right.$

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Vérification de la section d'armatures.

Poutres	Section (cm ²)	V _U (KN)	a (cm)	0.267a.b.f _{c28} (KN)	Condition(2)
PP	(30x40)	201.95	25	500.625	C.V
PS	(30x35)	90.46	25	500.625	C.V

b. Vérification de contrainte de compression du béton :

- Calcul de la position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 + n A's (y-d') - n A_s (d-y) = 0$$

- Calcul du moment d'inertie:

- $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-d')^2 + n A_s (d-y)^2$

- Où : A_s : section d'armatures tendue
- A's : section d'armatures comprimées
- n : 15 coefficient d'équivalence

- $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

• **Tableau V.15** Vérification de contrainte dans le béton des Poutres à l'ELS.

Section	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPA	$\bar{\sigma}$ MPA	OBS
P.P	En Travée	57.32	14.64	120188.97	6.98	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}$
	Sur appui	76.73	14.64	120188,97	9,34	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}$
P.S	En Travée	32.15	14.04	84207.32	5.36	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}$
	Sur appui	53.26	13.42	77597.48	9.21	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}$

a. Vérification de l'adhérence :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau V.16: Vérification de l'adhérence

poutres	V_U (KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ (Mpa)	Observation
P.P	201.95	15.07	0.413	3.15	C.V
P.S	90.46	15.07	0.211	3.15	C.V

a. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis. (L = 4m) .

M_t : moment maximum en travée. ($M_t = 57.32 \text{ KN.m}$).

M_0 : moment isostatique. ($M_{aPP} = 76.73 \text{ KN.m}$ et $M_{aPS} = 53.26 \text{ KN.m}$).

A_s : section d'armature tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 vérification de la flèche

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
PP	$0.100 \geq 0.062$	$0.100 \geq 0.074$	$0.00986 \leq 0.0105$	CV
PS	$0.875 \geq 0.062$	$0.875 \geq 0.060$	$0.00996 \leq 0.0105$	CV

- Schéma de ferrailage des poutres :

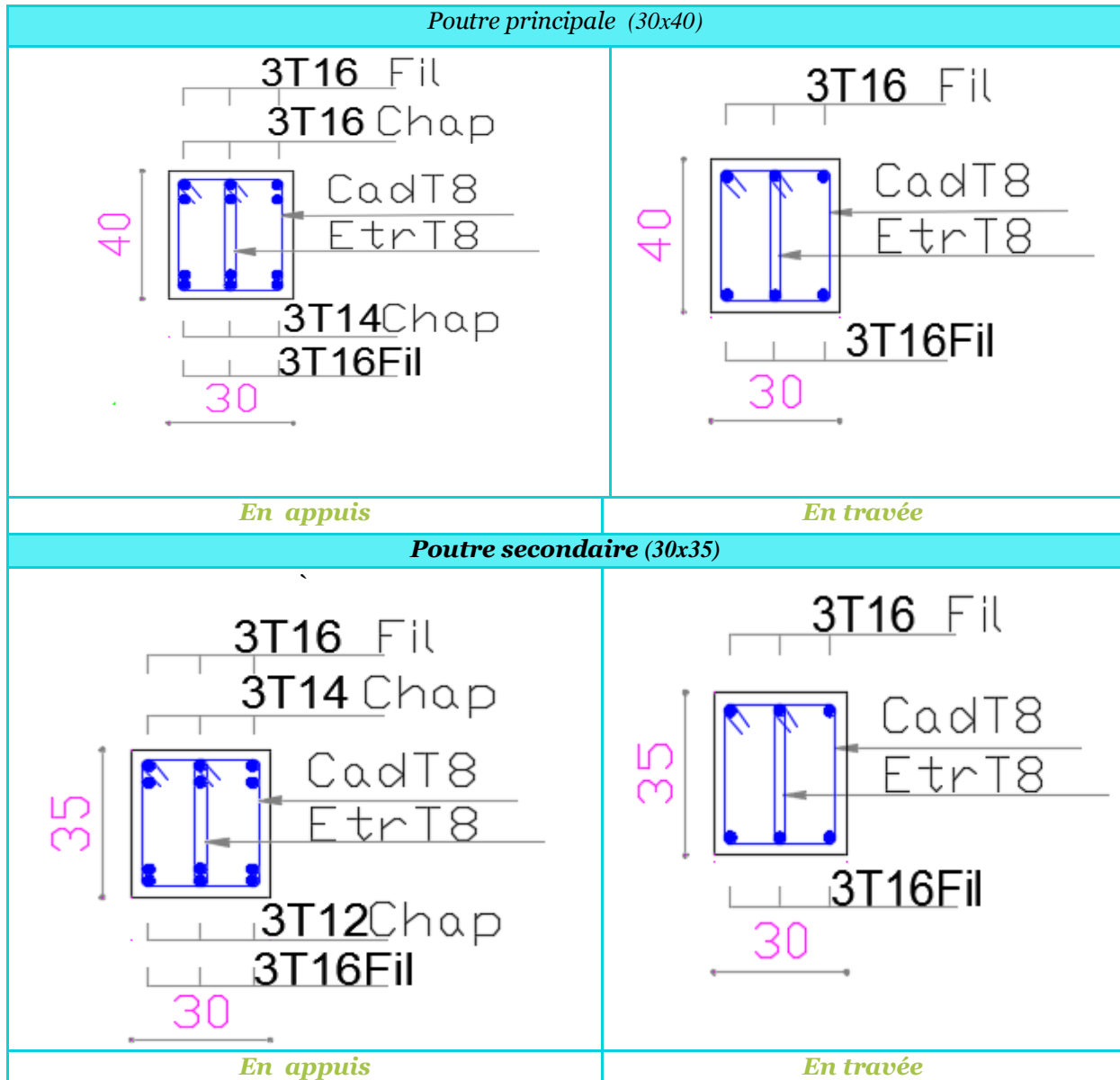


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres.

V.4. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes(G), d'exploitation (Q), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

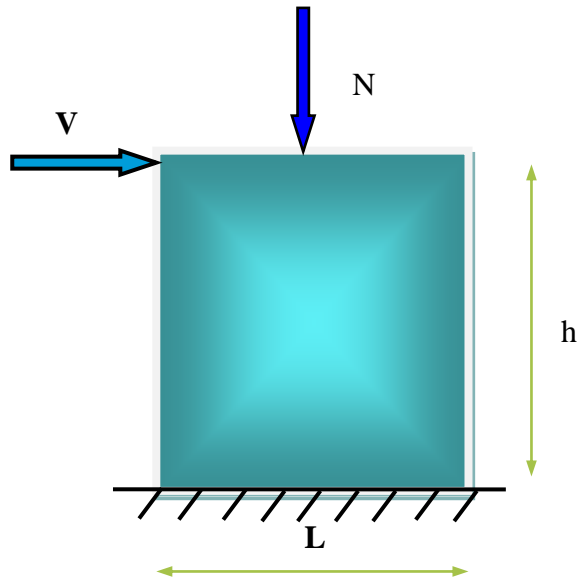


Figure V.4 : Sollicitations des voiles.

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.2. Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.3. Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

- Le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 révisé 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.4.4. Prescriptions imposées le RPA99

- Aciers verticaux :

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - En zone courante 0.1 %.
 - Globalement dans la section du voile 0.15 %.
- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

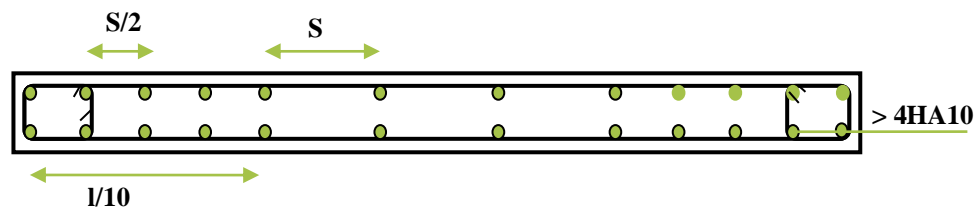


Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

- Aciers transversaux :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$\begin{cases} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30cm \end{cases} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

a) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

b) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.4.5. Méthode de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en cinq (05) zones.

- Zone 1: SS, RDC.
- Zone 2 : 1^{er} et 2^{ème} niveau.

- Zone 3 : 3^{ème}, et 4^{ème} niveau.
- Zone 4: 5^{ème}, 6^{ème} niveau.
- Zone 5 : 7^{ème}, 8^{ème} niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

a. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

Ω : Section transversale du voile.

V, V' : bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

I : l'inertie de voile.

b. Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

c. Calcul de force :

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

d. Armature verticale :

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \implies V = \text{l'effort tranchant}$$

e. Les Armatures minimales de RPA99 :

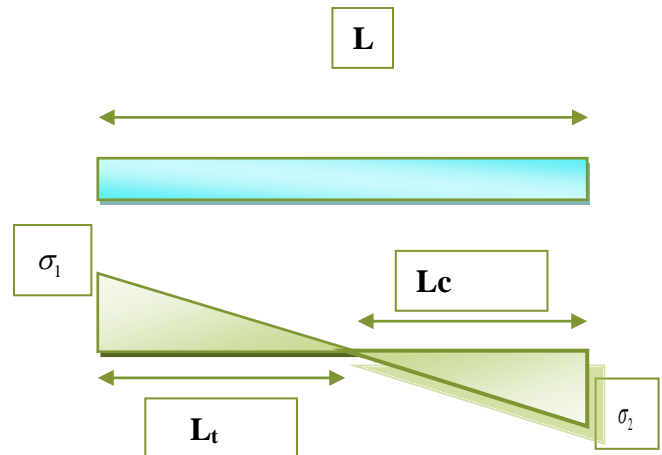
D'après le RPA 2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

f. Le pourcentage minimal :



- Dans la section du voile courante :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times L$$

- Dans la zone courante:

$$A_{\min} = 0.10 \% \times b \times l_{\text{Courante}}$$

V.4.6. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{\text{cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Selon le BAEL : $\tau_u = V_{\text{cal}} / b d$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

- **Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } S_t \leq \min (1,5 \times a; 30 \text{cm}) = 30 \text{ cm.}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \text{ (N : effort de compression).}$$

- **Armatures horizontales :**

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

- **Exemple d'application :**

- **Ferraillage des voiles :**

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

- Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier , $V = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L \quad \Rightarrow \quad L_t : \text{Longueur tendue.}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b \quad \Rightarrow \quad F : \text{L'effort de traction.}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

- Armatures minimales selon le BAEL:

$$\text{Section partiellement comprimée } A_{\min} \geq \max \left(0,23B \cdot \frac{f_t 28}{f_e}, 0,005B \right)$$

- Vérification :

- Vérification à l'ELS:

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , A: section d'armature adoptée

- Vérification de la contrainte de cisaillement :
- D'après le RPA99 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \text{ avec : } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91:

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \text{ Avec } \tau : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

V.4.7. Exemple du calcul

Nous prenons comme exemple de calcul le voile V9 (L=4 m) dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

- **Détermination des sollicitations :**

$$L=4 \text{ m ; } e = 0.20 \text{ m ; } V = 201.18 \text{ KN}$$

(M, N) sont donnés par ETABS

$$M=1272.86 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad N_{corr} = -1291.14 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 4^3}{12} \quad \Rightarrow \quad I = 1.0667 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \cdot L = 0.8 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 4/2 = 2 \text{ m}^2$$

- **Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{-1291.14}{0.8} + \frac{1272.86 \cdot 2}{1.0667} = 770.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{-1291.14}{0.8} - \frac{1272.86 \cdot 2}{1.0667} = -3998.22 \text{ KN/m}^2$$

➡ La section est partiellement comprimée

- **Calcul de L_t :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 3.35 \text{ m}$$

- **Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = 1339.4 \text{ KN}$$

- **Armature vertical:**

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

$$A_v = 33.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmaj} = 33.48 \times 1.91$$

$$A_{vmaj} = 63.95 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale :**

Selon le RPA

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2\% \text{ b } L_t$$

Avec : $\begin{cases} b : \text{épaisseur du voile.} \\ L_t : \text{longueur de la section tendue.} \end{cases}$

$$A_{\min \text{ RPA}} = (0.2 \times 0.2 \times 3.35) / 100 = 13.4 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL

$$\text{Section partiellement comprimée } A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

$$0.23B \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.2 \times 4 \times \frac{2.1}{400} = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$0.005 \times B = 0.005 \times 0.2 \times 4 = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max (A_v ; A_{rpa} ; A_{bael})$$

$$A_{\max} = 63.95 \text{ cm}^2$$

- **La longueur minimale :** (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \quad \text{➡ avec : } St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } L_t = (400 - 2(40)) = 320 \text{ cm} \quad \text{➡ avec : } St = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL91: $A_H = A_v / 4 = 33.48 / 4 = 8.37 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0.15 \% \times 20 \times 400 = 12 \text{cm}^2.$$

$$A_{\min} = 4.5 \text{cm}^2.$$

Soit donc : $A_H = \max [\text{RPA.V2003} ; \text{BAEL}] = 12 \text{cm}^2$

$$A_H = 11 \text{HA}12 = 12.44 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Avec un espacement : } S_H = 20 \text{cm}$$

- **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit 4HA 8

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 (art 7.7.2) à :

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{MPa}.$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{\max} = 201.18 \text{KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{bd} = 1.4 \frac{201.18 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 0.9 \cdot 4} = 0.39 \text{MPa}$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Selon le BAEL: } \tau_b = \frac{V}{bd} = \frac{201.18 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 0.9 \cdot 4} = 0.28 \text{MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3.26 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 x f_{c28} = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec: B : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_{bc} = \frac{1757.21 \cdot 10^3}{200 \cdot 4000 + 15 \cdot 65.95 \cdot 10^2} = 1.95 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

☞ Le schéma qui suit montre la disposition et la nomenclature des voiles

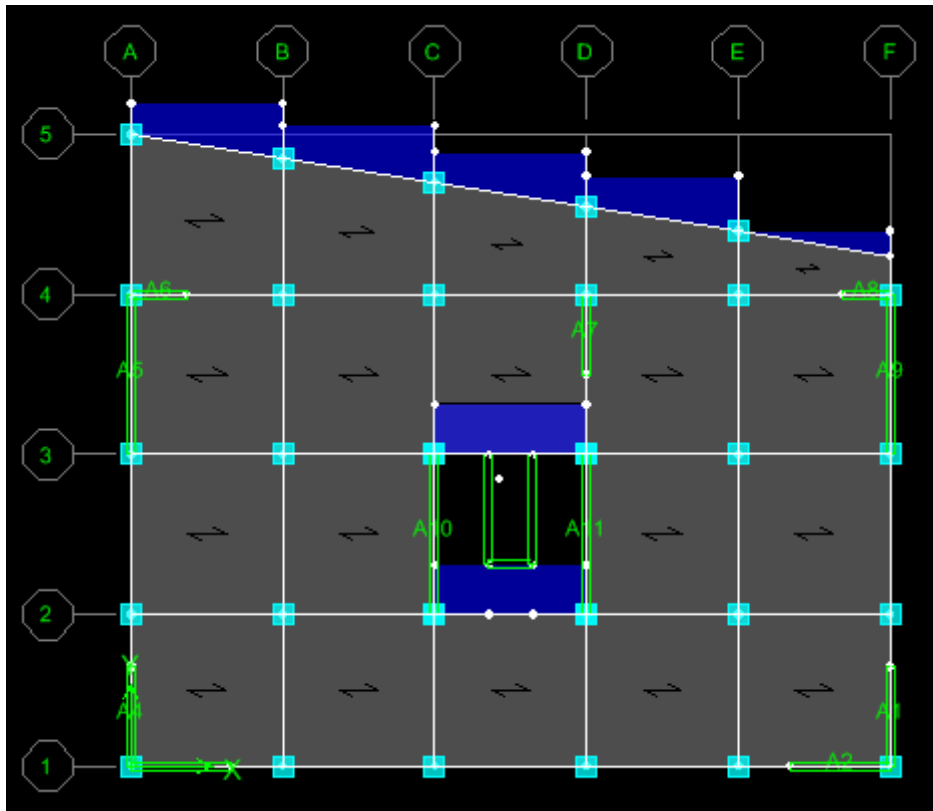


Figure V.6 : Schéma de la disposition et la nomenclature des voiles.

V.4.8. Sollicitations et contraintes

Les sollicitations et les contraintes de tous les voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

- A1/A2/A3/A4

Tableau V.18 :Sollicitations et contraintes du voile A1/A2/A3/A4

Zone	N,M	L	N (KN)	M ₃	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	sectio	L _t
Zone 1	Nmax	2.5	1119.3	1287.676	8419.4448	-3942.2448	EC	0.797
	Nmin		-1119.3	-1287.676	-8419.4448	3942.2448	PC	0.797
	Mmax		838.55	1648.063	9587.8024	-6233.6024	PC	0.984
Zone 2	Nmax	2.5	882.48	211.916	2782.1568	747.7632	PC	0.918
	Nmin		-882.48	-211.916	-2782.1568	-747.7632	PC	0.918
	Mmax		702.63	683.545	4686.276	-1875.756	PC	0.714
Zone 3	Nmax	2.5	612.01	119.317	1796.7416	651.2984	PC	1.421
	Nmin		-612.01	-119.317	-1796.7416	-651.2984	PC	1.421
	Mmax		528.21	453.619	3233.7912	-1120.9512	PC	0.643
Zone 4	Nmax	2.5	446.61	175.696	1736.5608	49.8792	PC	0.073
	Nmin		-446.61	-175.696	-1736.5608	-49.8792	PC	0.073
	Mmax		383.03	274.284	2082.6232	-550.5032	PC	0.522
Zone 5	Nmax	1.9	216.33	173.443	1265.1864	-399.8664	PC	0.600
	Nmin		-216.33	-173.443	-1265.1864	399.8664	PC	0.600
	Mmax		174.61	174.614	1187.3752	-488.9192	PC	0.729

- A7

Tableau V.19 :Sollicitations et contraintes du voile A7

Zone	N,M	L	N	M ₃	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	sectio	L _t
Zone 1	Nmax	2	964.41	511.81	6249.6	-1427.55	EC	0.37
	Nmin		-	-511.81	-6249.6	1427.55	PC	0.37
	Mmax		964.41	511.81	6249.6	-1427.55	PC	0.37
Zone 2	Nmax	2	898.5	340.85	4802.625	-310.125	EC	0.12
	Nmin		-898.5	-340.85	-4802.625	310.125	PC	0.12
	Mmax		898.5	340.85	4802.625	-310.125	PC	0.12
Zone 3	Nmax	2	603.9	228.736	3225.27	-205.77	EC	0.11
	Nmin		-703.6	-292.026	-3949.195	431.195	PC	0.19
	Mmax		703.6	292.026	3949.195	-431.195	PC	0.19
Zone 4	Nmax	2	521.78	240.294	3106.655	-497.755	EC	0.27
	Nmin		-	-240.294	-3106.655	497.755	PC	0.27
	Mmax		521.78	240.294	3106.655	-497.755	PC	0.27
Zone 5	Nmax	2	290.45	175.319	2041.0175	-588.7675	PC	0.44
	Nmin		-	-175.319	-2041.0175	588.7675	PC	0.44
	Mmax		143.72	310.354	2686.955	-1968.355	PC	0.84

- A6/A8

Tableau V.20 : Sollicitations et contraintes du voile A6/A8

Zone	N,M	L	N (KN)	M ₃	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	sectio	L _t
Zone 1	Nmax	1.4	-1195.67	-	-	-	EC	0.13
	Nmin		1195.67	233.539	7844.82653	695.673469	PC	0.13
	Mmax		749.63	404.532	8869.06633	-	PC	0.39
Zone 2	Nmax	1.4	-697.72	-91.967	-	-	EC	0.53
	Nmin		697.72	91.967	3899.51531	1084.19898	PC	0.53
	Mmax		531.4	287.287	6295.10714	-	PC	0.39
Zone 3	Nmax	1.4	-428.91	-91.704	-	-	EC	0.06
	Nmin		428.91	91.704	2935.45408	128.188776	PC	0.06
	Mmax		336.4	188.539	4087.22959	-	PC	0.40
Zone 4	Nmax	1.4	-323.02	-	-2963.5	656.214286	EC	0.25
	Nmin		323.02	118.244	2963.5	-	PC	0.25
	Mmax		269.25	152.682	3298.57653	-	PC	0.41
Zone 5	Nmax	1.4	-211.8	-69.584	-1821.4898	308.632653	PC	0.20
	Nmin		211.8	69.584	1821.4898	-	PC	0.20
	Mmax		82.19	101.048	1840.18878	-	PC	0.56

A5/A9/A10/A11

• **Tableau V.21** : Sollicitations et contraintes du voile A5/A9/A10/A11

Zone	N,M	L	N (KN)	M ₃	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	sectio	L _t
Zone 1	Nmax	4	-2154.64	-	-	-	EC	2.64
	Nmin		2154.64	618.911	3853.75813	1532.84188	PC	2.64
	Mmax		1528.07	3573.83	8611.02813	-	PC	1.42
Zone 2	Nmax	4	-1766.3	-	-3018.4825	-1397.2675	EC	3.44
	Nmin		1766.3	432.324	3018.4825	1397.2675	PC	3.44
	Mmax		1232.35	2119.27	5514.07063	-	PC	1.22
Zone 3	Nmax	4	-1236.7	-	-2287.3025	-804.4475	EC	2.16
	Nmin		1236.7	395.428	2287.3025	804.4475	PC	2.16
	Mmax		908.65	1227.69	3437.73688	-	PC	1.01
Zone 4	Nmax	4	-1236.7	-	-2287.3025	-804.4475	EC	2.16
	Nmin		1236.7	395.428	2287.3025	804.4475	PC	2.16
	Mmax		908.65	1227.69	3437.73688	-	PC	1.01
Zone 5	Nmax	4	-477.8	-213.89	-998.29375	-196.20625	PC	0.97
	Nmin		477.8	213.89	998.29375	196.20625	PC	0.97
	Mmax		367.64	382.263	1176.29313	-	PC	0.71

V.4.9. Ferrailage des voiles

Les résultats de calcul du ferrailage des voiles sont donnés par les tableaux suivants :

- $A_1=A_2=A_3=A_4$

Tableau V.22 :Ferrailage vertical et horizontal du voile A1/A2/A3/A4

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimension	L (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	9587.8024	4686.276	3233.7912	2082.6232	1187.3752	
	σ_2 (KN/m ²)	-6233.602	-1875.75	-1120.951	-550.5032	-488.9192	
	L _t (m)	0.98	0.71	0.19	0.52	0.729	
	L _c (m)	1.52	1.79	2.31	1.98	1.77	
	V _U (KN)	486.18	283.99	214.25	161	93.39	
Ferrailages	A _v (cm ²)		15.35	3.35	1.80	0.72	0.89
	A _{vmaj} (cm ²)		29.32	6.40	3.44	1.37	1.70
	A _{min bael} (cm ²)		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	A _{min Rpa} (cm ²)		3.92	2.84	0.76	2.08	2.92
	A _{max} (cm ²)		29.32	6.40	3.44	2.5	2.92
	Choix	courante	18HA14	18HA14	18HA14	18HA14	18HA14
		d'about	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A _{adopté} (cm ²)		36.95	36.95	36.95	36.95	36.95
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	7.33	1.6	0.86	0.34	0.43
		RPA	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
	choix		5HA14	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
	A _{H adopté} (cm ²)		7.70	7.70	7.70	7.70	7.70
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- A7

Tableau V.23 : Ferrailage vertical et horizontal du voile A7

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimension	s						
	L (m)	2	2	2	2	2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	6249.6	4802.625	3949.195	3106.655	2686.955	
	σ_2 (KN/m ²)	-1427.55	-310.125	-431.195	-497.755	-1968.35	
	L_t (m)	0.37	0.12	0.19	0.27	0.84	
	L_c (m)	1.63	1.88	1.81	1.73	1.16	
	V_U (KN)	118.6	156.75	161.78	153.35	170.02	
Ferrillages	A_v (cm ²)		1.33	0.094	0.212	0.343	4.16
	A_{vmaj} (cm ²)		2.54	0.18	0.40	0.65	7.94
	$A_{min\ bael}$ (cm ²)		4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
	$A_{min\ Rpa}$ (cm ²)		1.48	0.48	0.76	1.08	3.36
	A_{max} (cm ²)		4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
	Choix	courante	18HA14	18HA14	18HA14	18HA14	18HA14
		d'about	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	$A_{adopté}$ (cm ²)		36.95	36.95	36.95	36.95	36.95
	S_t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A_H (cm ²)/ml	BAEL	0.64	0.045	0.1	0.16	2
		RPA	6	6	6	6	6
	choix		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	$A_{H\ adopté}$ (cm ²)		6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
	S_t (cm)		20	20	20	20	20
A_t (cm ²)/m ²		4					

- A6/A8

• **Tableau V.24:** Ferrailage vertical et horizontal du voile A6/A8

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimension	L (m)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	8869.06633	6295.10714	4087.22959	2963.5	1840.18878	
	σ_2 (KN/m ²)	-3514.56	-2499.39	-1684.3724	-656.21	-1253.1	
	L _t (m)	0.40	0.53	0.40	0.41	0.56	
	L _c (m)	1	0.87	1	1	0.84	
	V _U (KN)	143.27	152.51	119.3	81.61	59.58	
Ferrailages	A _v (cm ²)		3.49	2.48	1.72	1.41	1.78
	A _v maj (cm ²)		6.67	4.73	3.28	3	3.40
	A _{min} bael (cm ²)		3.38	3.38	3.38	3.38	3.38
	A _{min} Rpa (cm ²)		1.6	2.12	4	4	2.24
	A _{max} (cm ²)		6.67	4.73	3.38	3.38	3.40
	choix	courante	14HA14	14HA14	14HA14	14HA14	14HA14
		d'about	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
	A _{adopté} (cm ²)		27.71	27.71	27.71	27.71	27.71
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	1.67	1.18	0.82	0.75	0.85
		RPA	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
	choix		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	A _H adopté (cm ²)		5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- A5/A9/A10/A11

- **Tableau V.25:** Ferrailage vertical et horizontal du voile A5/A9/A10/A11

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimension	L (m)	4	4	4	4	4	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	8611.02813	5514.0706	3437.7368	3437.736	1176.293	
	σ_2 (KN/m ²)	-4790.8531	-2433.195	-1166.111	-1166.11	-257.193	
	L _t (m)	1.4	1.2	1.01	1.01	0.71	
	L _c (m)	2.6	2.8	2.99	2.99	3.29	
	V _U (KN)	667.2	582.23	439.13	256.96	185.2	
Ferrailages	A _v (cm ²)		17.12	12.04	4.36	4.36	0.46
	A _{vmax} (cm ²)		32.7	23	8.33	8.33	0.9
	A _{min bael} (cm ²)		9.66	9.66	9.66	9.66	9.66
	A _{min Rpa} (cm ²)		5.6	4.8	4.04	4.04	2.84
	A _{max} (cm ²)		32.7	23	9.66	9.66	9.66
	choix	courante	18HA14	18HA14	18HA14	18HA14	18HA14
		d'about	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A _{adopté} (cm ²)		36.95	36.95	36.95	36.95	36.95
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	8.17	5.75	2.08	2.08	0.239
		RPA	12	12	12	12	12
	choix		8HA14	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
	A _{H adopté} (cm ²)		12.32	12.32	12.32	12.32	12.32
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

V.4.10. Vérifications

Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités :

- Les voiles de dimension (L=2.5 m) :

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zon	Vu(KN)	τ	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b	τ_u	$\tau_b < \tau_{adm}$	Ns	σ_b	σ_{adm}	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
e)	(Mpa)			(Mpa)	τ_{adm}	τ	(KN)	(Mpa)	(Mp)	σ_{adm}
1	486.18	1.51	5	C.V	1.08	3.26	C.V	799.8	1.56	15	C.V
								6			
2	283.99	0.88	5	C.V	0.63	3.26	C.V	744.4	1.45	15	C.V
								7			
3	214.25	0.66	5	C.V	0.47	3.26	C.V	594.3	1.16	15	C.V
								8			
4	161	0.5	5	C.V	0.35	3.26	C.V	449.6	0.88	15	C.V
								9			
5	93.39	0.30	5	C.V	0.21	3.26	C.V	207.5	0.4	15	C.V
								4			

Tableau V.26 Vérification des contraintes de cisaillement du voile

- Les voiles de dimension (L=2 m) :

Tableau V.27 :Vérification des contraintes de cisaillement du voile

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zon	Vu(KN)	τ	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b	τ_u	$\tau_b < \tau_{adm}$	Ns	σ_b	σ_{adm}	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
e)	(Mpa)			(Mpa)	τ_{adm}	τ	(KN)	(Mpa)	(Mp)	σ_{adm}
1	118.6	0.46	5	C.V	0.33	3.26	C.V	1098.	2.67	15	C.V
								47			
2	156.75	0.61	5	C.V	0.44	3.26	C.V	980.5	2.4	15	C.V
								8			
3	161.78	0.63	5	C.V	0.5	3.26	C.V	751.6	1.83	15	C.V
								5			
4	153.35	0.60	5	C.V	0.43	3.26	C.V	543.6	1.33	15	C.V
								7			
5	170.02	0.66	5	C.V	0.47	3.26	C.V	294.5	0.72	15	C.V
								9			

- Les voiles de dimension (L=1.4 m) :

Tableau V.28 :Vérification des contraintes de cisaillement du voile

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL			Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mp)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
zon	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	τ_u τ_{adm}	$\tau_b < \tau$				
1	143.27	0.8	5	C.V	0.57	3.26	C.V	605.7	2.08	15	C.V
2	152.51	0.85	5	C.V	0.60	3.26	C.V	504.4	1.73	15	C.V
3	119.3	0.66	5	C.V	0.47	3.26	C.V	387.9	1.34	15	C.V
4	81.61	0.45	5	C.V	0.32	3.26	C.V	278.6	0.96	15	C.V
5	59.58	0.33	5	C.V	0.24	3.26	C.V	146.0	0.5	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=4 m) :

Tableau V.29 :Vérification des contraintes de cisaillement du voile

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL			Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mp)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
zon	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	τ_u τ_{adm}	$\tau_b < \tau$				
1	667.2	1.30	5	C.V	0.93	3.26	C.V	1858.	2.27	15	C.V
2	582.23	1.13	5	C.V	0.80	3.26	C.V	1602.	1.95	15	C.V
3	439.13	0.85	5	C.V	0.61	3.26	C.V	1205.	1.47	15	C.V
4	256.96	0.50	5	C.V	0.36	3.26	C.V	883.2	1.08	15	C.V
5	185.2	0.36	5	C.V	0.26	3.26	C.V	471.6	0.57	15	C.V

- Schéma de ferrailage :

Schéma de ferrailage du voile V5.V9.V10 et V11

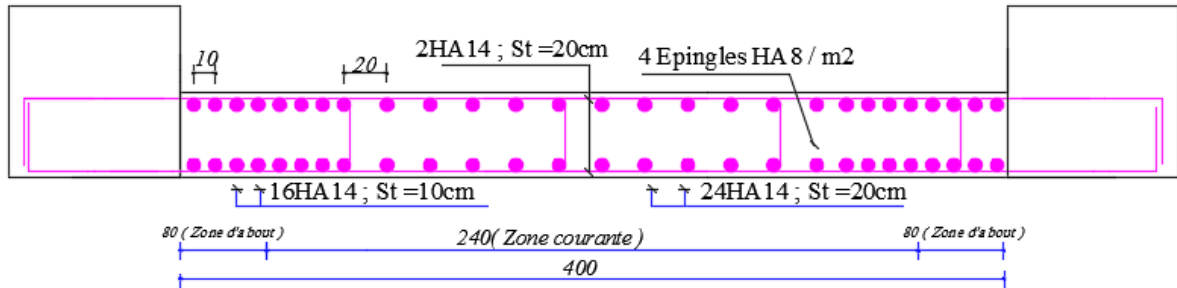


Figure V.7: Schéma de ferrailage des voiles.

Chapitre VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) :
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types de fondations :

- Fondation superficielles** : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
- Fondations profondes** : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI.2.Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ MPa}$.

VI.3.Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes.

VI.3.1 Dimensionnement de la semelle ccc

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \Longleftrightarrow \quad S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_u = 56241.43; \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\Longleftrightarrow S \geq \frac{56241.43 \times 10^{-3}}{0.2} = 281.21 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est :

$$S_{\text{bat}} = 286.16 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 0.98 > 0.5$$

- **Conclusion** :

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter pour **un radier général**.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

VI.4. Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier

a. L'épaisseur du radier :

a.1. Condition forfaitaire:

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.0\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $50\text{cm} \leq h_r \leq 80\text{cm}$. (1)

a.2. Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ Avec $I = \frac{bh^3}{12}$

E :Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b :largeur du radier (bande de 1 mètre).

K :coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0.54 \quad (2)$$

Finalement : d'après (1), (2), on opte : $h_r = 80\text{cm}$

a. calcul de la surface minimal du radier :

$$N_u = 65703.63 \text{ KN}$$

$$\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\max} \Rightarrow S_{\text{rad}} = 328.52\text{m}^2$$

b. Calcul de débordement (D) :

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{\text{bât}} = 286.16 \text{ m}^2$,

- L'emprise totale avec un débordement de :

$$DD \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}, 30\right) = 40\text{cm}$$

On prend: $D = 50 \text{ cm}$

Donc : $S_{\text{rad}} = 317.25 \text{ m}^2$

c. Détermination des efforts :

- Détermination des charges et des surcharges :
 - Superstructure : $G = 47673.95\text{KN}$; $Q = 8567.4 \text{ KN}$
 - Infrastructure :

Poids du voile périphérique d'épaisseur 15 cm sur une longueur de 48.03 m avec une hauteur de 4.55 m :

$$G_{vp} = L \times h \times e \times 25 = 819.51 \text{ KN}$$

Poids du radier :

$$G_{rad} = G \text{ (dalle)} = (S_{rad} \times h \times 25) = 6345 \text{ KN}$$

$$G_{infrastructures} = G_{voile} + G_{radier} = 7164.51 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} G_{TOTAL} = G_{infrastructures} + G_{superstructure} = 54838.46 \text{ KN} \\ Q_{TOTAL} = 8567.4 \text{ KN} \end{cases}$$

- Sollicitations :

$$\text{ELU: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 86883.02 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_S = N_G + N_Q = 63405.86 \text{ KN}$$

- **Caractéristiques géométrique du radier :**

- a. **Centre de masse du radier :**

$$(X_r, Y_r) = (9.83, 6.46) \text{ m}$$

- b. **Inertie du radier :**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_x = 10803.77 \text{ m}^4$$

$$I_y = 22922.08 \text{ m}^4$$

- c. **Centre de masse de la structure :**

$$(X_s, Y_s) = (9.32, 6.75) \text{ m}$$

- d) L'excentricité :

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.51 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.29 \text{ m}$$

- d. **Vérification du radier :**

- **Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait par la formule suivante :

Selon le BAEL 91 (page 358), nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h: Epaisseur totale du radier.

- **Pour les voiles :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V10) de longueur L=4m.

$$N_u = 2154.61 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h)^2 = (0.2 + 4 + 2 \times 0.8)^2 = 4.8$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 28800 \text{KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

• **Pour les poteaux :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1301.12 \text{KN} \\ \mu_c = 2 \cdot (a + b + 2h_{\text{radier}}) = 2 \cdot (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.80) = 5.2 \text{m} \\ N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

$$N_u \leq 3120.00 \text{KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

• **Conclusion :**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par poinçonnement.

• **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radié}} + W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{voile per}}$$

$$W = 6345 + 30038.532 + 819.51 = 37203.04 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement F_s = 1,5

γ : poids volumique de l'eau (γ = 10KN / m³).

Z : profondeur de l'infrastructure (Z = 4.55 m).

S : surface du radier (S = 317.25 m).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 4.55 \times 317.25 = 21652.32 \text{KN}$$

Donc: W ≥ F_s · γ · Z · S..... Condition vérifiée

• **Vérification au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h_r = 0.72 \text{ m} \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.00m.

$$N_u = 65703.63 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \cdot d \\ V_u = \frac{q L_{\text{max}}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}.$$

$$V_u = \frac{4.0}{2} \times \frac{65703.63}{317.25} = 414.20$$

$$\tau = \frac{414.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.8} = 575.27 \text{ MPa} \leq 1166.66 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \cdot h_r \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{rad} \times 0.06 f_{cj}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$. (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

• **Vérification du renversement :**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

$$\text{Avec } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot V}{I} ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot V}{I}$$

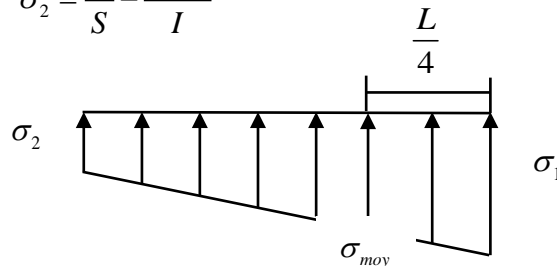


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes

Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.

T_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure. $h = 2$ m.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$.
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$.

Tableau VI.1 : Vérification de soulèvement

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (MN)	305.58	133.12	369.4	161.97
e(m)	0.04	1.9	0.04	1.9
S (m ²)	317.23	317.25	317.25	317.25
M (KN.m)	11.94	257.54	14.213	303.437
V (m)	9.32	6.75	9.32	6.75
I (m ⁴)	10803.77	22922.08	10803.77	22922.08
σ_1 (MPa)	0.97	0.5	1.17	0.6
σ_2 (MPa)	0.95	0.34	1.15	0.42
σ_{moy} (MPa)	0.96	0.46	1.17	0.56
σ_{adm} (MPa)	3	3	3	3
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

• **la Vérification de stabilité :**


Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure  $h = 4.55\text{m}$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le **RPA99/V2003** ((art 10.1.5) le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales. M : moment du au séisme .

N : Effort normal globale de la structure

Tableau. VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	845.7	224.44	1077.83	235.94
M (kN.m)	102.374	603.29	108.564	618.776
e (m)	0.12	2.68	0.10	2.62
l/4 (m)	3.00	3.00	3.00	3.00
Vérification	cv	cv	cv	cv

Donc il n'y a pas risque de renversement.

VI.4.2. Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93,

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VI.4.2.1. Ferrailage de la dalle du radier

• **Détermination des efforts :**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- 1^{ère} cas : $0 \leq \rho \leq 0.4$ \implies la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\rho = L_x / L_y$ $\implies L_x \leq L_y$

$M_x = qL_x / 8$; $M_y = 0$.

- 2^{ème} cas : $0.4 \leq \rho \leq 1$ \implies la dalle porte sur deux sens.

$M_x = \mu_x q L^2$. $M_y = \mu_y M_x$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

- Pour les panneaux de rive :

Moment en travée : ($M_{tx}=0,85.M_x$; $M_{ty}=0,85.M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0,3.M_x$; $M_{ay}=0,3.M_y$)

- Pour les panneaux intermédiaires :

Moment en travée : ($M_{tx}=0,75.M_x$; $M_{ty}=0,75.M_x$)

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0,5.M_x$; $M_{ay}=0,5.M_x$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

- **Les sollicitations :**

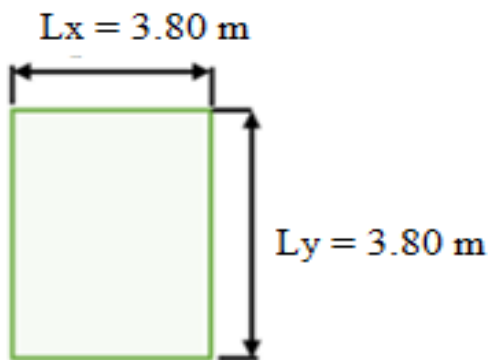


Figure VI.2: Le panneau le plus sollicité

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radiet}}} = \frac{86883.02}{317.25} = 273.86 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{N_{\text{SER}}}{S_{\text{radiet}}} = \frac{63405.86}{317.25} = 199.86 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$L_x = 3.80 \text{ m}$; $L_y = 3.80 \text{ m}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{380}{380} = 1.00$$

- **Calcul des moments :**

- **ELU :** ; $Q_u = 273.86 \text{ KN/m}^2$.

Tableau VI.3 : Les moments à L'ELU

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
P	3.80	3.80	1.00	0.037	1.00	109.73	73.15	109.73	109.73

- **ELS :** ; $Q_{\text{ser}} = 199.86 \text{ KN/m}^2$:

Tableau VI.4 : Les moments à L'ELS

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
P	3.80	3.80	1.00	0.037	1.00	80.08	53.40	80.08	53.40

- **Pourcentage minimal :**

Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 8.28 \text{ cm}^2$

- **Section minimale :**

- Sens XX** $A_{ymin} = \begin{cases} 6 h_0 : \text{feE500.} \\ 8 h_0 : \text{feE400.} \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases}$ (en exprimant h_0 en mètre).
- Sens YY** $A_{xmin} = \frac{3-\rho}{2} A_{ymin}$.
- Espacement maximal :**
 $S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$
 $S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ BAEL 91 Pages (360)
- Calcul des armatures :**

Tableau VI.5: Calcul des armatures à L'ELU

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_U(\text{KN.m})$	93.2	62.13	118.6	32.20
$As' \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	0.00	0.00	0.00	0.00
$As \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	6.4	6.4	6.4	6.4
$As_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	8.28	8.28	8.28	8.28
Choix des barres/ml	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
$As_{corr} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	10.05	10.05	10.05	10.05
Espacement (cm)	20	20	20	20

VI.4.2.2. Ferrailage de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0,5 \text{ m}$. Le calcul du Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h=0,8\text{m}$, $b=1\text{m}$, $d=0,9h=72\text{cm}$

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables

- Présentation schématique :**

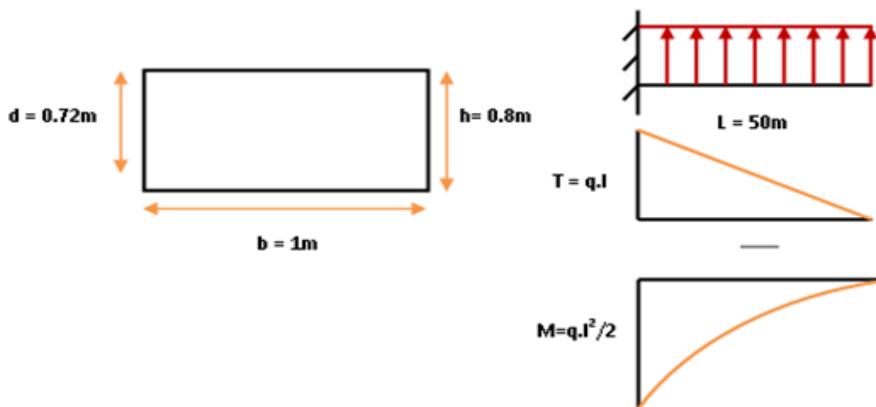


Figure VI.3 : Schéma statique du débord.

- L'ELU :**

$$M_{max} = \frac{q_u}{2} l^2 = \frac{273.86 \times 0.8^2}{2} = 87.63 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.6 : Ferrailage de débord du radier

Mu (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z (m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	St (cm)
87.63	0.72	0.198	0.63	6.7	8.28	10.05	5HA16	20

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \equiv 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,9 h_r = 0.72 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 109.54 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.122 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \implies 0.152 < 1,25 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{max} = \frac{q_u}{2} l^2 = \frac{199.86 \times 0.8^2}{2} = 38.35 \text{ KN.m}$$

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

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \sigma_{bc}$$

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
38.35	10.05	1.63	15	C.V

- Schéma de ferrailage du radier :

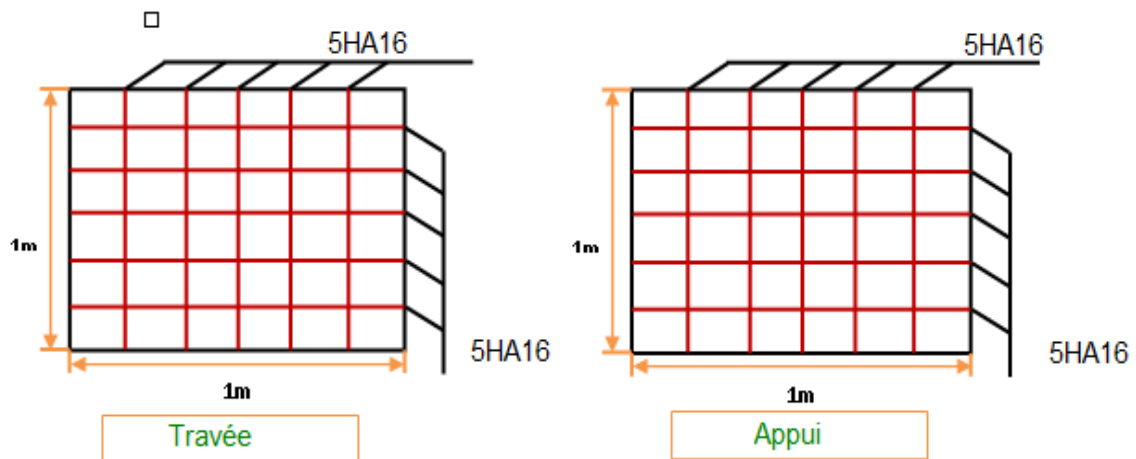


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier

VI.3. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

VI.3.1. INTRODUCTION

Une voile périphérique est prévue entre la fondation et le niveau du plancher RDC, d'après le (RPA99/V2003) le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués des nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.3.2.DIMENSIONNEMENT

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 15cm
- Hauteur de 4.10m
- Longueur de 48.03m

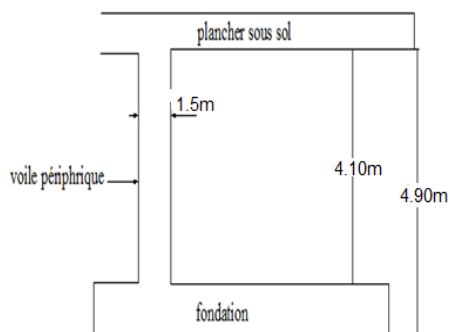


Figure VI.5: Dimensions du voile périphérique.

VI.3.3. Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de **1 ml**.

On a :

$$A_V \geq 0,1\% \times 15 \times 100 \rightarrow A_V \geq 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H \geq 0,1\% \times 15 \times 100 \rightarrow A_H \geq 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

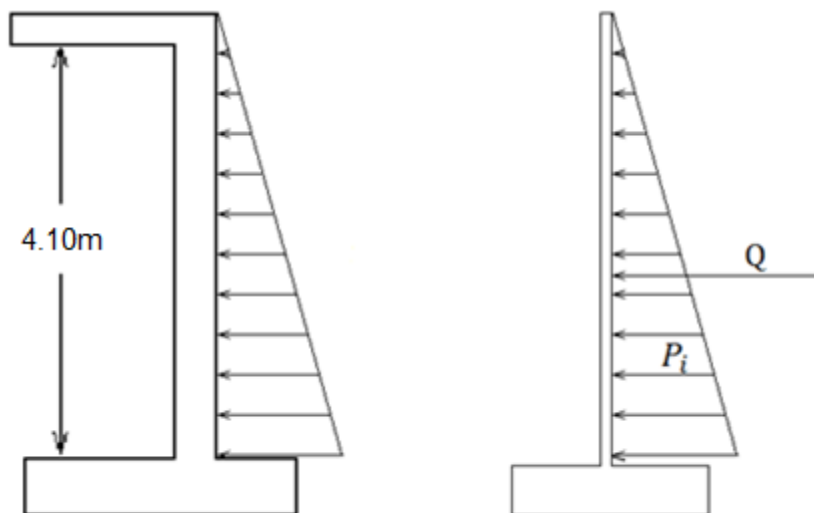


Figure VI.6 : Schéma statique du voile périphérique.

On a :

ϕ : L'angle de frottement du remblai ; $\phi = 15^\circ$

γ_d : Poids spécifique du remblai ; $\gamma_d = 17.30 \text{ KN/m}^2$

K_a : Coefficient de poussée (surface horizontale) ;

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,589$$

- **Calcul de la force de poussée :**

$$P_i = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot h^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \times 18 \times 4.90^2 \times 0,589 = 127.277 \text{ KN/m}$$

- **Evaluation des sollicitations :**

Le ferrailage était pour une bande de **1 m** de largeur et pour la panneau le plus sollicité.

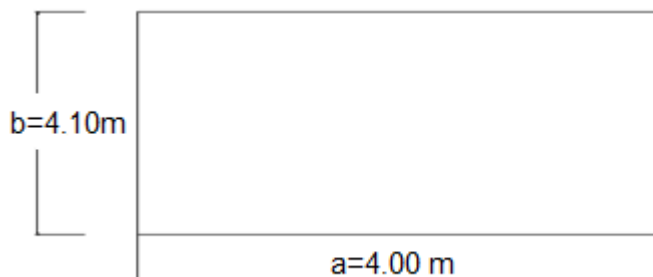


Figure VI.7 : Le panneau le plus sollicité du voile périphérique

$a = 4.00 \text{ m}$; $b = 4.10 \text{ m}$;

$$\rightarrow \alpha = 4.10 / (4.00 - 0.5) = 1.17$$

▪ **Calcul du ferrailage vertical :**

Le ferrailage du voile périphérique se fera en considérant la fissuration comme très préjudiciable (calcul à l'E.L.S.).

-A l'E.L.S. :

$$\mu_x = 0.037; \mu_y = 1.00$$

▪ **Dans le sens X-X :**

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.037 \times 127.277 \times 4^2 = 75.35 \text{ KN.m}$$

▪ **Dans le sens Y-Y :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 1 \times 75.35 = 75.35 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.8 : Les moments à L'ELS

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	α	μ _x	μ _y	M _{tx} (KN.m)	M _{ax} (KN.m)	M _{ty} (KN.m)	M _{ay} (KN.m)
P	4	4.10	1.17	0.037	1.00	56.51	37.67	56.51	37.67

Tableau VI.9 : Ferrailage du mur de soutènement

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M _U (KN.m)	56.51	37.67	56.51	37.67
As' (cm ² /ml)	0	0	0	0
As (cm ² /ml)	4.63	3	4.63	3
As _{min} (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix des barres/ml	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12
As _{corr} (cm ² /ml)	7.7	7.7	5.65	5.65

VI.3.4. VERIFICATIONS NECESSAIRES

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} \geq 1,54 \text{ cm}^2$$

La condition de non Fragilité est vérifiée

- **Armature transversale :**

-Les dalles sont bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute leur épaisseur

$-\tau_u \leq 0,07f_{c28}/\gamma_b$: selon (l'article A.5.2.2 du CBA 93)

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\tau_u = V_u/b_0d$$

$$V_u = P_u \times L/2 = 127.277 \times 4 / 2 = 254.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 254.55 / 1 \times 0,18 = 1.4 \text{ MPa}$$

$$0,07f_{c28}/\gamma_b = 0.07 \times 25 / 1.15 = 1.522 \text{ MPa}$$

D'où :

$-\tau_u \leq 0,07f_{c28}/\gamma_b$ ➡ condition vérifiée

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Schéma du voile périphérique :**

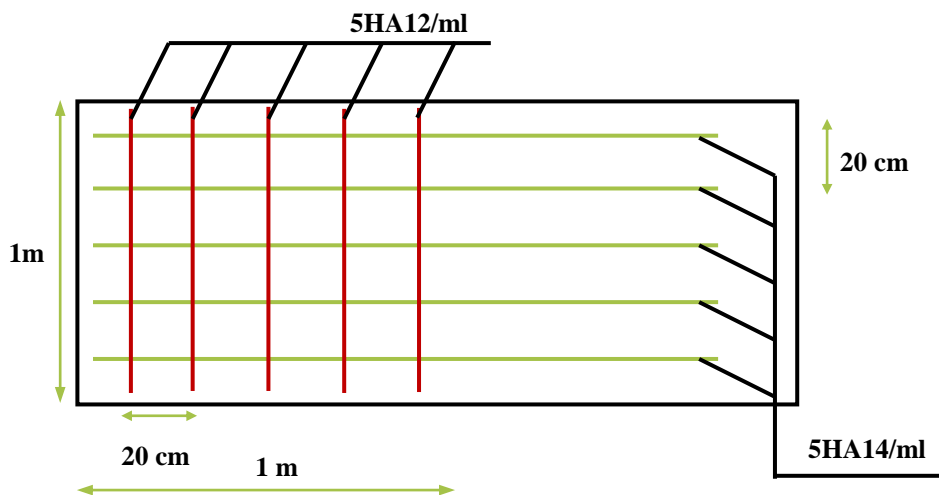


Figure VI.8 : Ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION
GENERALE

Dans ce projet nous avons effectué une étude détaillée d'un bâtiment R+8 en béton armé situé en zone de sismicité moyenne (zone II a) , Il est implanté dans la commune wilaya de BOUIRA.

La réalisation de cette étude représente en quelque sorte la concrétisation de l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout de mettre en application les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. Elle nous a permis aussi de développer l'esprit de recherche, et le savoir de se documenter.

Nous avons constaté par ailleurs que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théoriques mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise sur le terrain.

A noter aussi que lors de la conception d'ouvrages, la prise en compte de la notion de durabilité revêt une importance croissante et tend à devenir primordiale ; elle repose d'abord sur un choix pertinent des matériaux de construction.

A cet égard, l'utilisation des armatures inox en substitution partielle ou totale des armatures en acier s'impose pour les ouvrages vulnérables ou soumis à des environnements agressifs, ou dans certains cas pour les zones de forte sismicité,

Sur le plan technique, l'utilisation optimisée de l'inox nécessite en premier lieu de déterminer les structures ou parties d'ouvrages exposées à des agressions environnementales sévères puis celles qui sont soumises par ailleurs à des contraintes spécifiques du type séisme .environnement agressif, ou dans certains cas pour les zones de forte sismicité,

Enfin pour l'utilisation de l'outil informatique, dans un domaine aussi présent et diversifié qui est le génie civil et la construction en générale, il est de nos jours un outil de travail indispensable.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Enfin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Bibliographie

Règlements :

- Règlement Parasismique Algérien 99 ver.03, DTR B C 2 48.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère del'Habitat.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** « Document technique réglementaire (charges et surcharges) ».

➤ LIVRES :

- **M.BELAZOUGUI**, « calcul des ouvrages en béton armé », Edition OPU.
- **H.RENAUD et J.LAMIRAULT**, « précis de calcul béton armé », Edition Dunod.

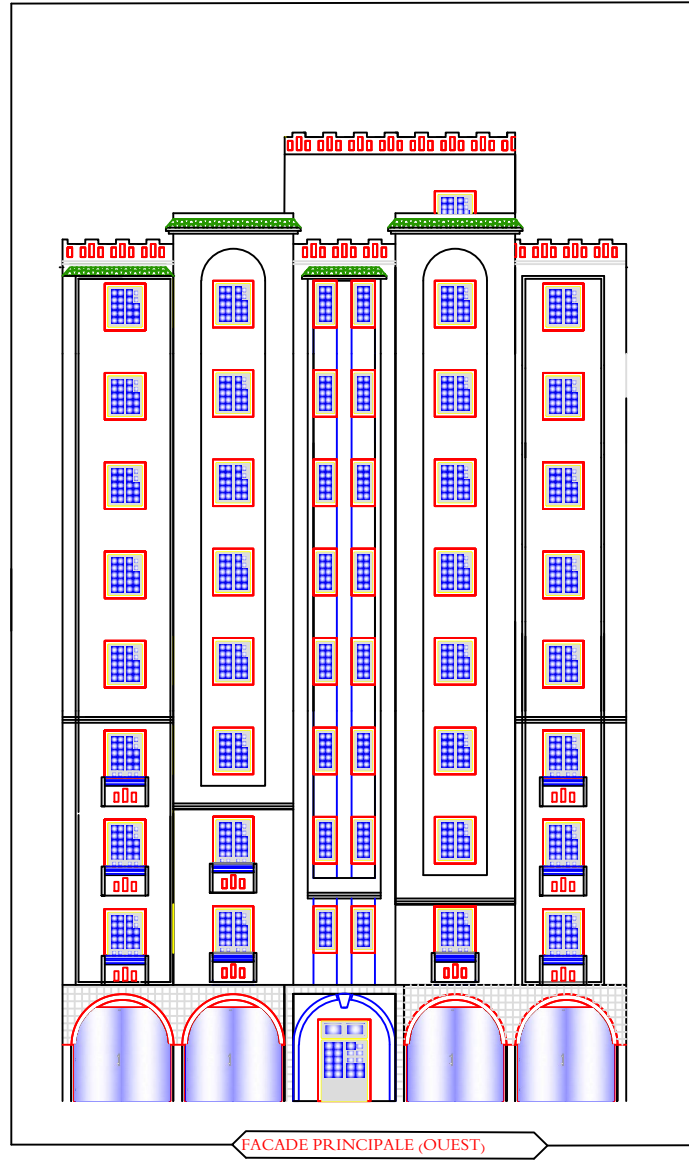
➤ Logiciels :

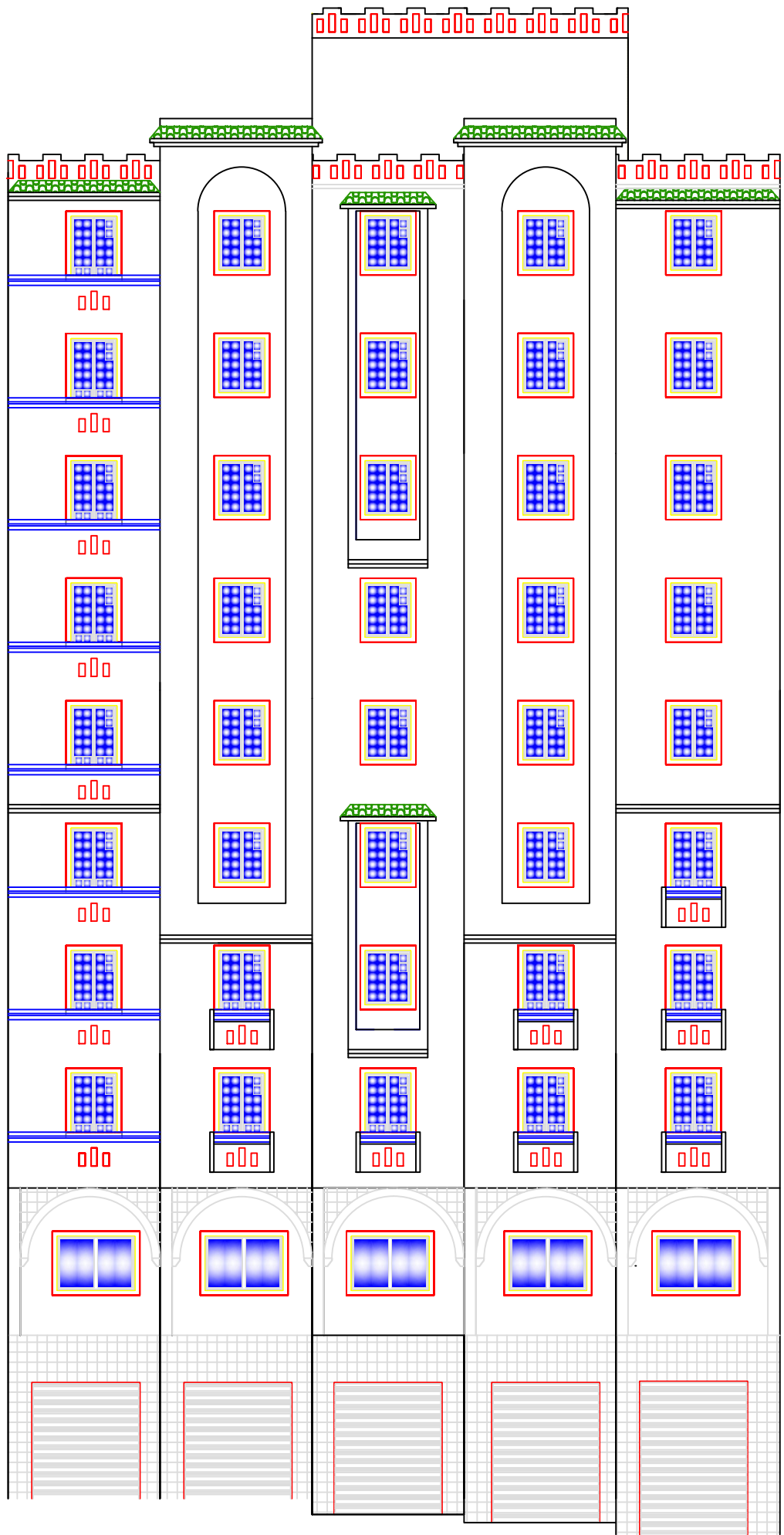
- ETABS.....Analyse des structures.
- RDM6... Calcul des moments et des efforts.
- AUTOCAD 2015Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007... Traitement du texte.
- SOCOTEC... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée).

➤ Cours :

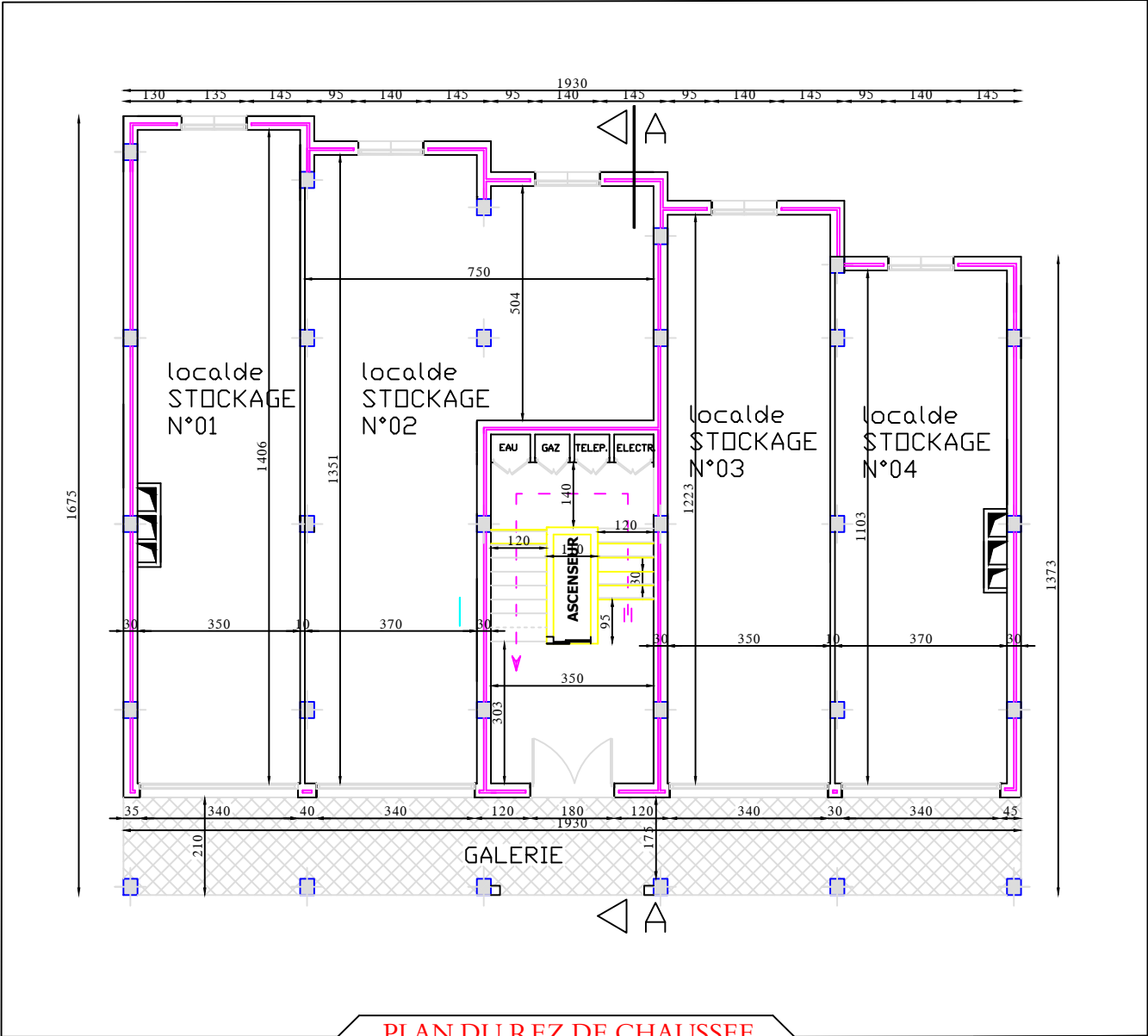
- Béton armé
- Dynamique des structures
- Cours de bâtiment
- Résistance des matériaux

ANNEXES

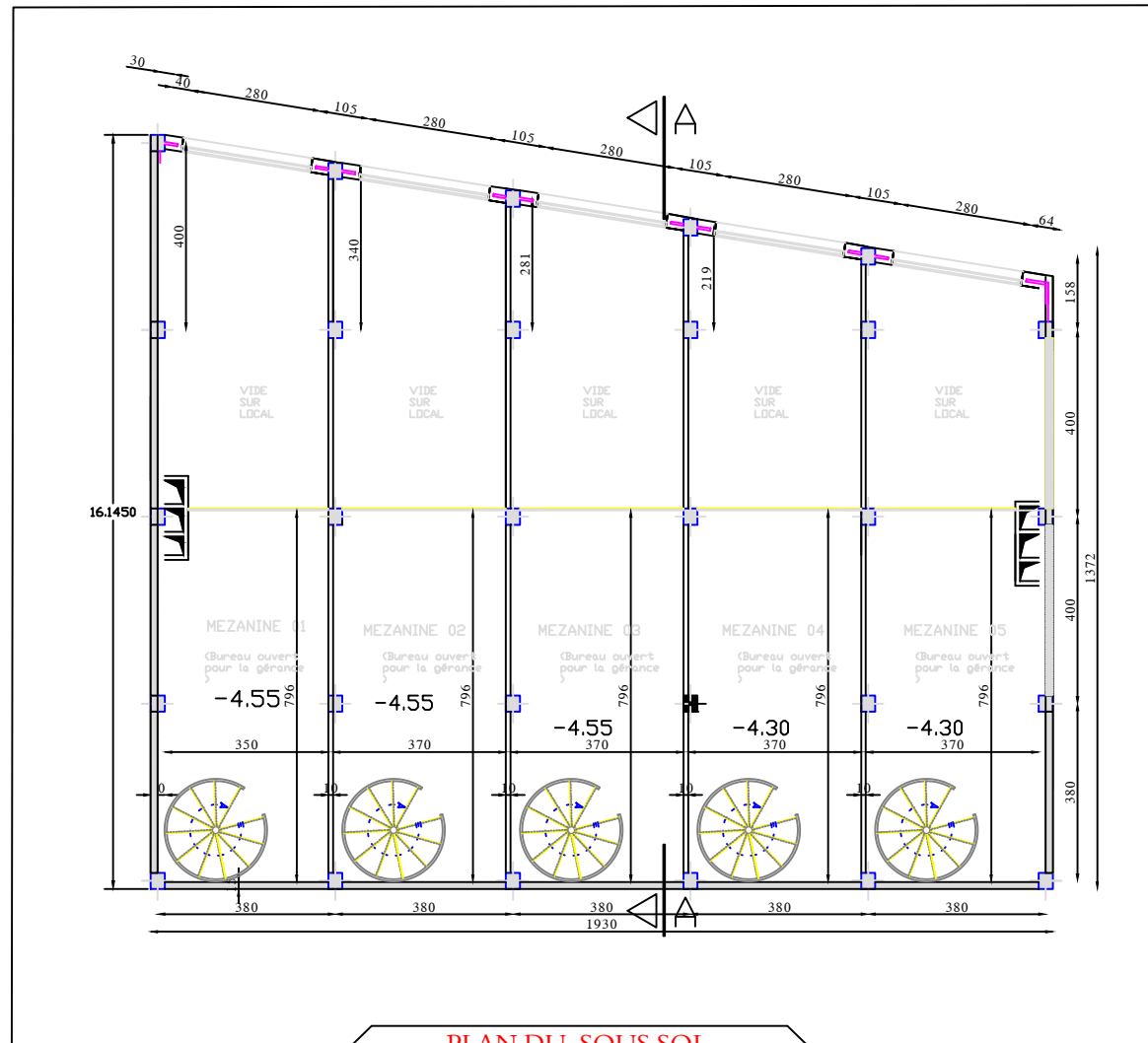


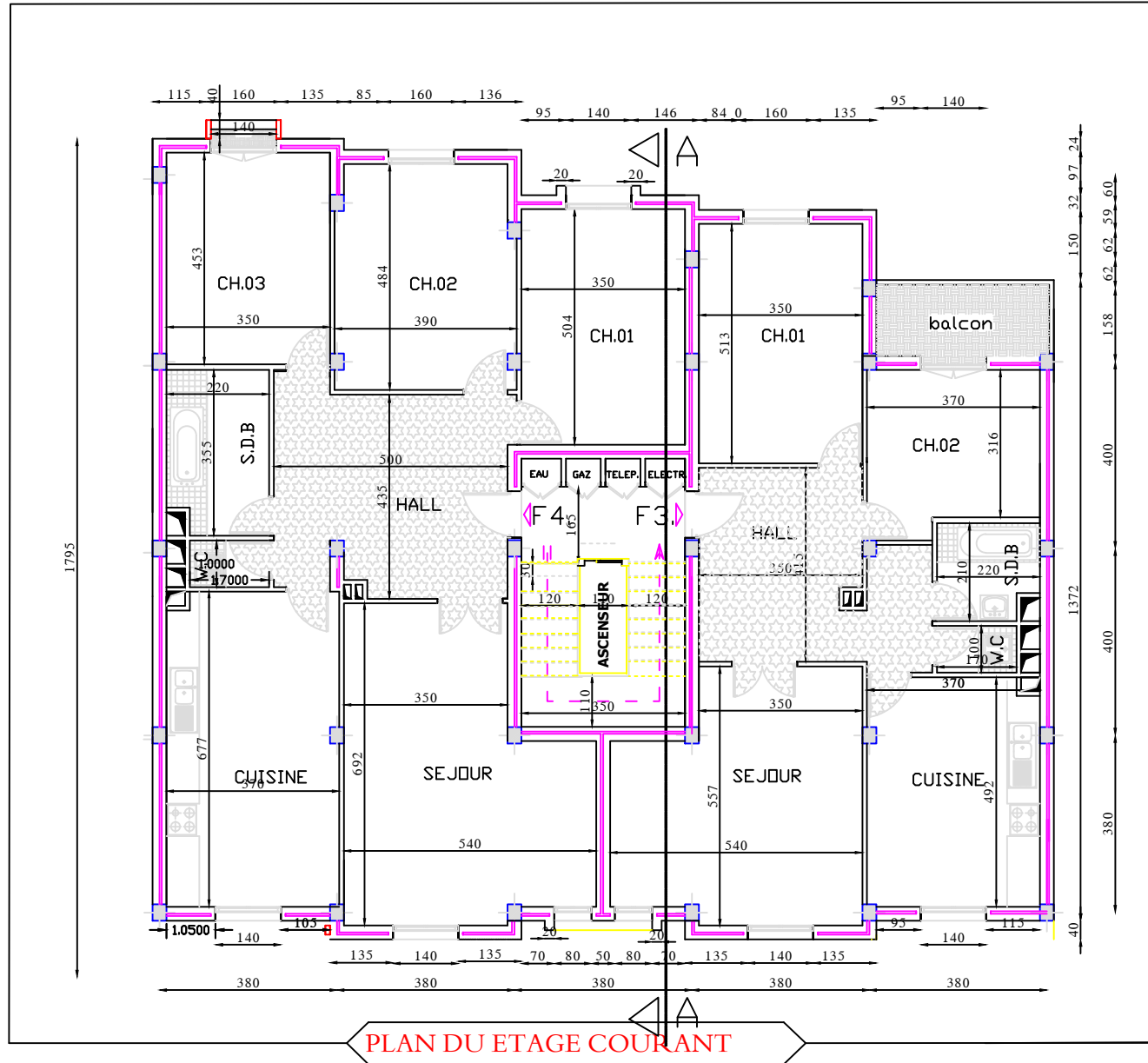


FACADE ARRIERE (EST)

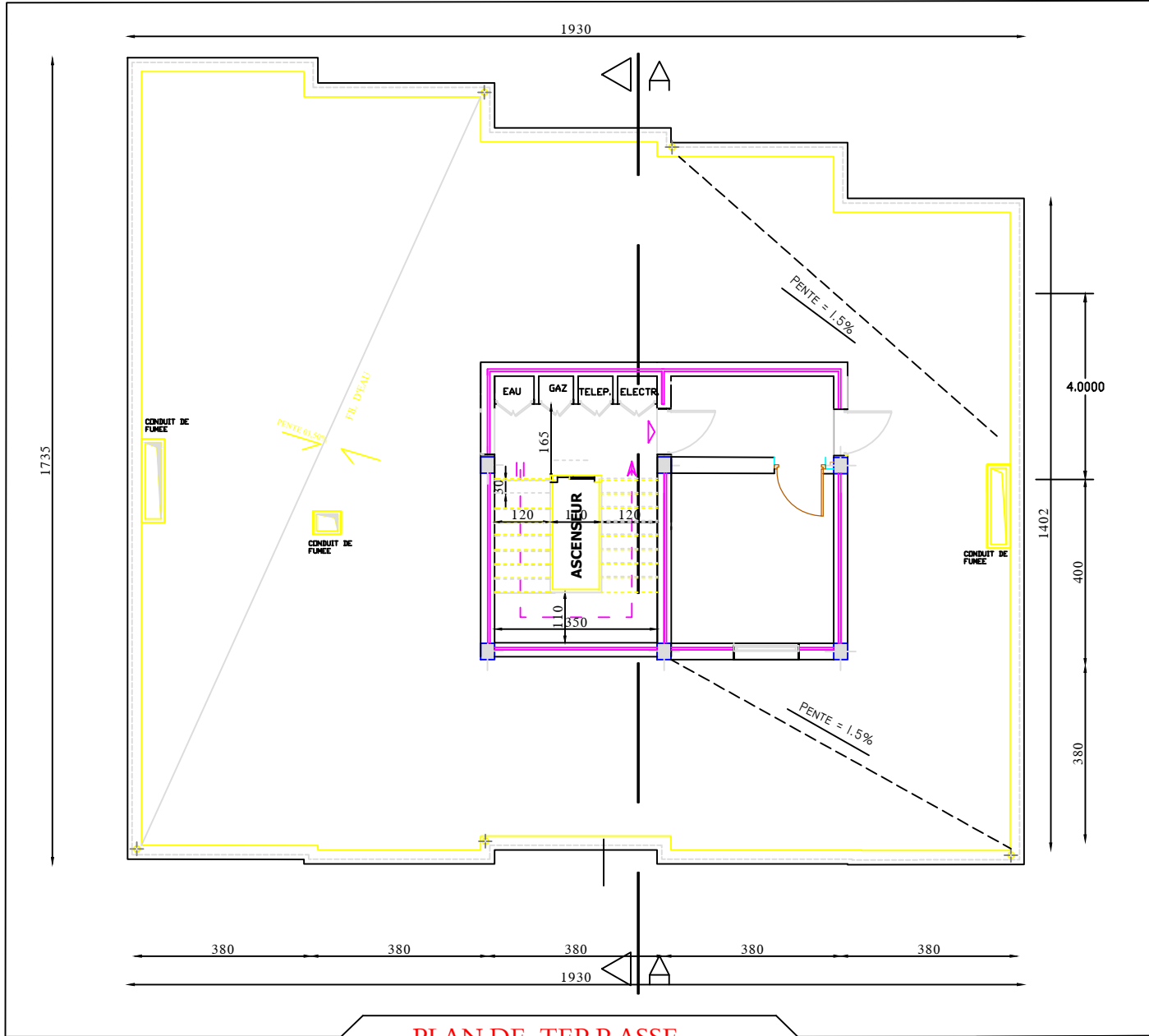


PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

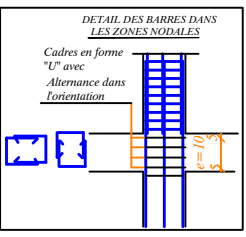
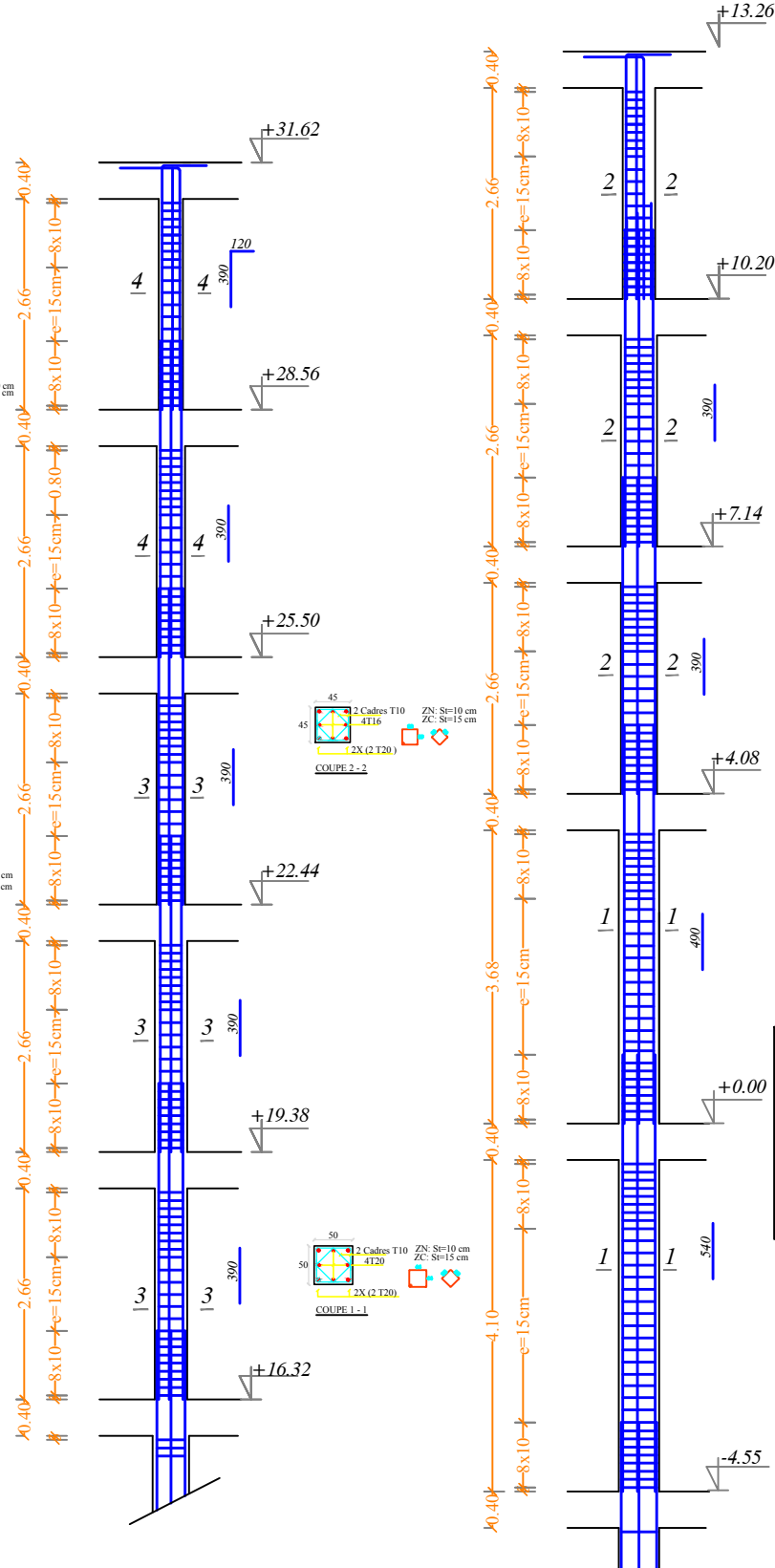
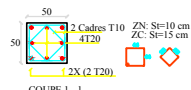
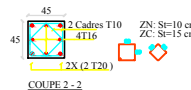
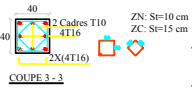




PLAN DU ETAGE COURANT



PLAN DE TERRASSE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE ALI MENDJOUFLIA

FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUEES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

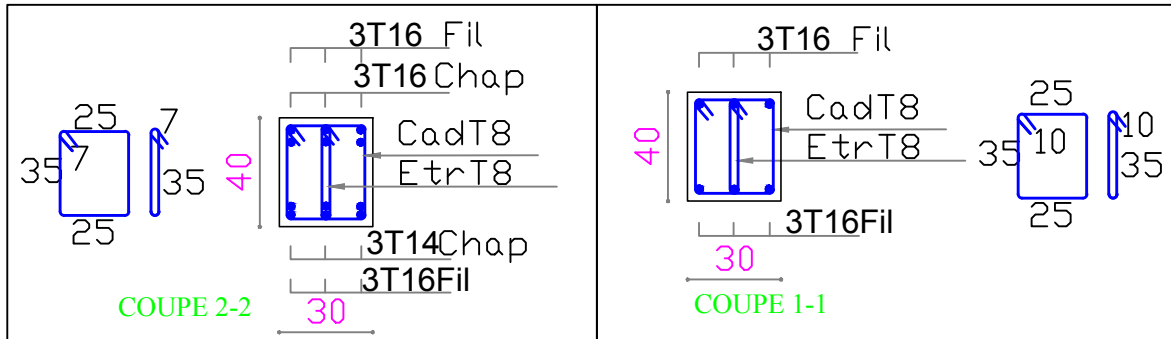
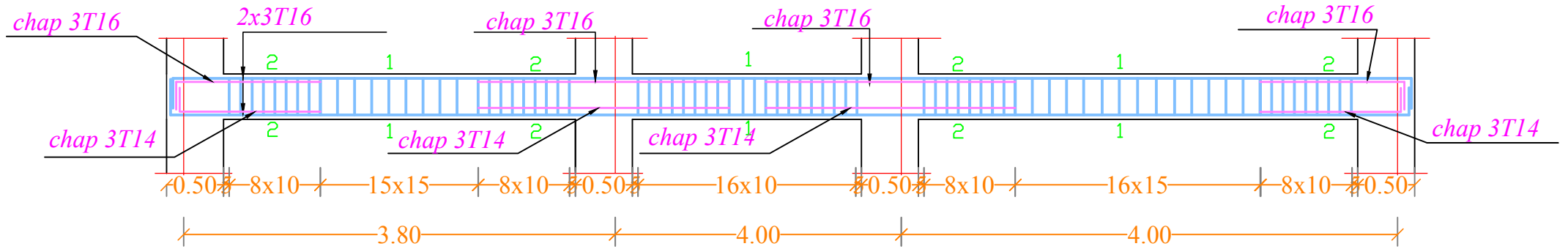
PROJET DE FIN D'ETUDE

BATIMENT ALI MENDJOUFLIA A USAGE MULTIFONCTIONNEL

PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

Drawn by:	Dr. Boudia	Checked:	2021
Drawn by:	DRISMA JINEB	Scale:	1/500
Drawn by:	CHOUK NAJDET	Page N°:	01

POUTRES (30x40) - Sens (Y-Y)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE AKLI MHAND OULHADJ

FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUEES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

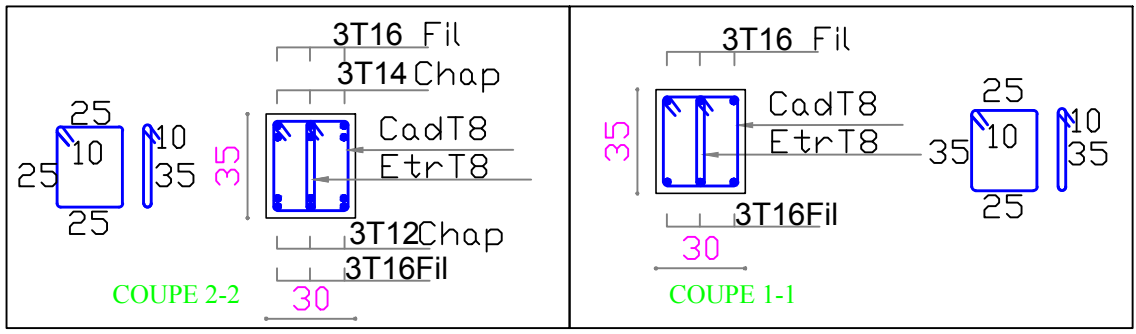
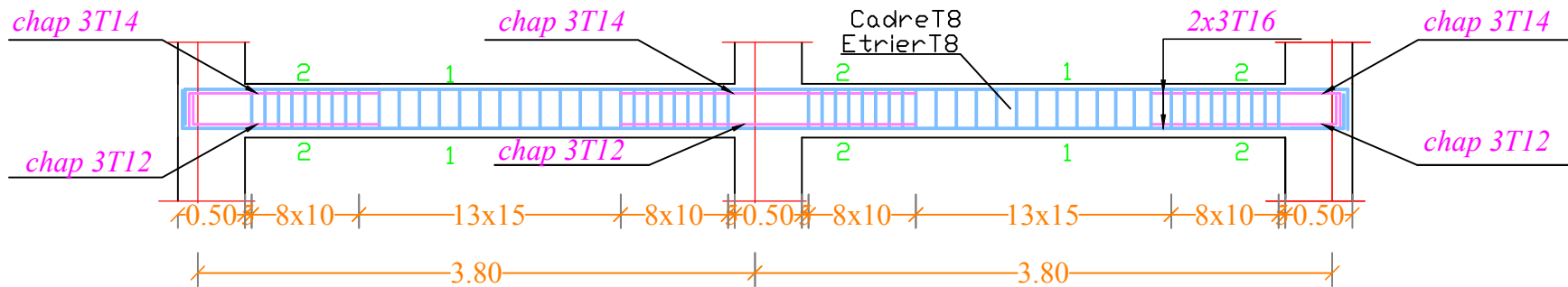
PROJET DE FIN D'ETUDE:

ETUDE D'UN
BATIMENT EN R+8+E/SOL A USAGE
MULTIPLE CONTREVENTE PAR DES VOILES

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

Suivi par:	Mr refas	Promotion:	2021
Etudié par:	-DHEMA ZINEB	Echelle:	
	-GHOUL NADJET	Plan N°:	03

POUTRES (30x35) - Sens (X-X)



REPUBLICHE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE AKLI MHAND OULHADJ

FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUÉES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE:

ETUDE D'UN
BATIMENT EN R+8+E/SOL A USAGE
MULTIPLE CONTREVENTE PAR DES VOILES

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALLE

Suivi par:	Mr Refas	Promotion:	2021
Etudié par:	-DJEMA ZINEB	Echelle:	
	-GHOUL NADJET	Plan N°:	02

Schéma de ferrailage du voile V5.V9.V10 et V11

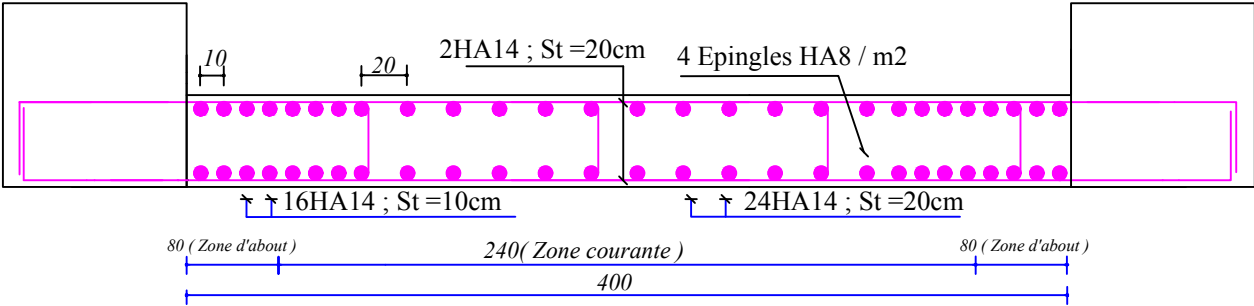
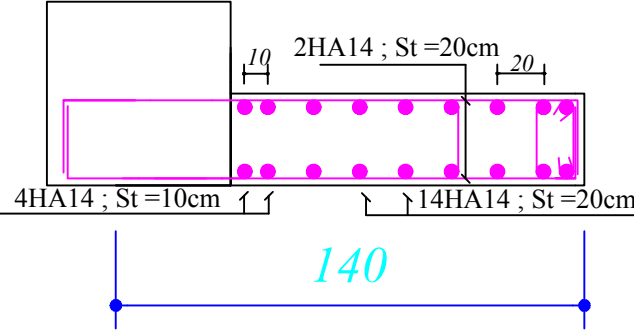


Schéma de ferrailage du voile V6.V8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE AKLI MHAND OULHADJ

FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLI&ES

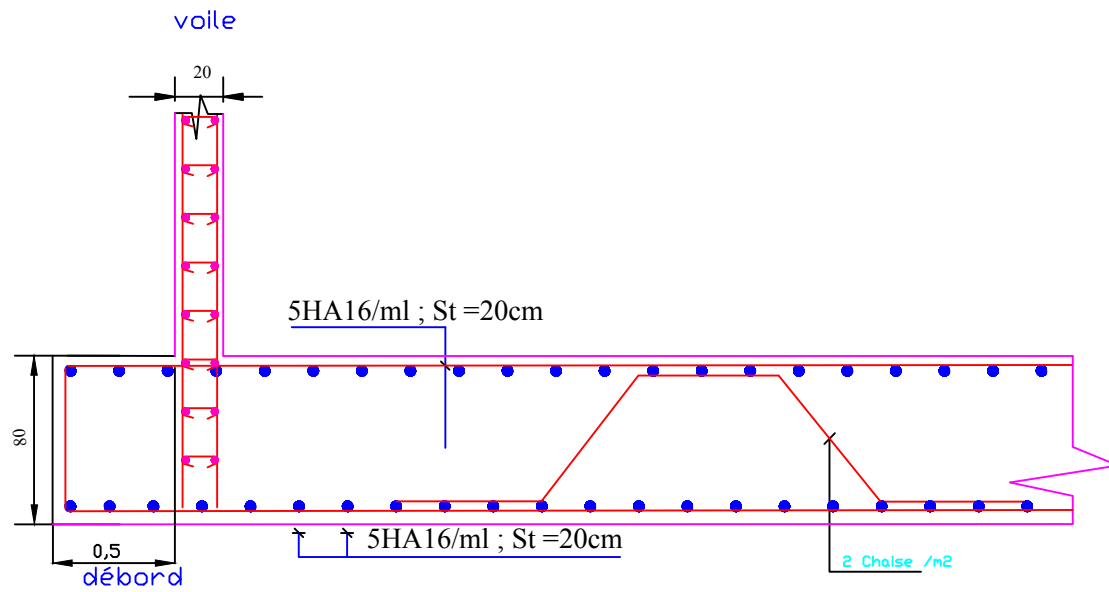
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE:

ETUDE D'UN
BATIMENT EN R+8+E/SOL A USAGE
MULTIPLE CONTREVENTE PAR DES VOILES

PLAN DE FERRAILAGE DES VOILES

Suivi par:	Mr Refas	Promotion:	2021
Etudié par:	-DJEMA ZINEB	Echelle:	
	-GHOUL NADJET	Plan N° :	04



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE AKLI MHAND OULHADJ

FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUÉES

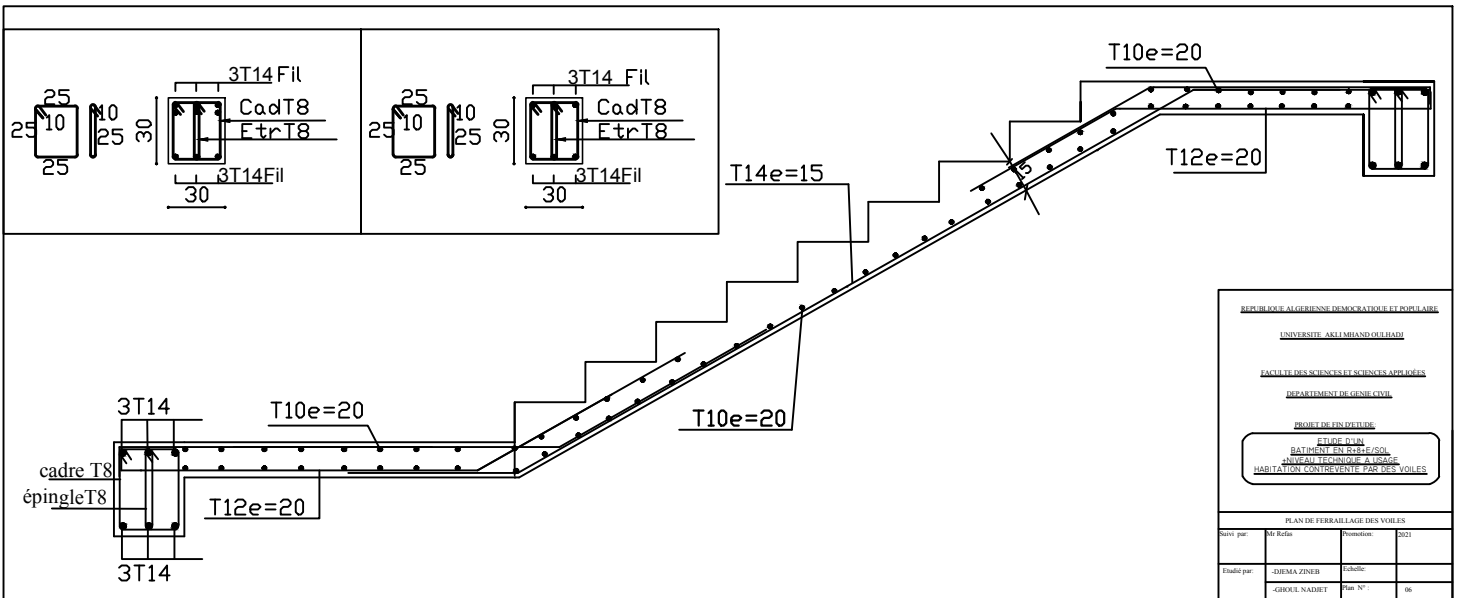
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE:

ETUDE D'UN
BATIMENT EN R+8+E/SOL A USAGE
MULTIPLE CONTREVENTE PAR DES VOILES

PLAN DE FERRAILLAGE DE RADIER

Suivi par:	Mr Refas	Promotion:	2021
Etudié par:	-DJEMA ZINEB	Echelle:	
	-GHOUL NADJET	Plan N° :	05



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE AKIL MIAHOUCHELI BADI
 FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUEES
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDE
 ETUDE TECHNIQUE
 BATIMENT EN BLOC/SOL
 NOUVEAU TECHNIQUE A USAGE
 HABITATION CONTEMPORAINE POUR LES VOILES

PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES

Scris par:	M. Boudia	Revisé par:	EDZ
Etudié par:	-DIEMA ZINEB	Échelle:	
	-GHOUL NADET	Plan N°:	06