

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 R+5 à Usage d'Habitation

Présenté par :

ABDELMOUMENE Fatima Zohra

Soutenu devant le jury composé de :

- Mme. MOHAMADI Saddika
- Mme. BOUMAIZA Malika
- Mr. BOUAMRA Youcef

Président
Encadreur
Examineur
Examineur

Année universitaire 2020/2021

A

Mon père

Ma mère

Mon mari et mes enfants Abd
Elouadoude, Abd Elmatine et Razane

et

A tous ceux qui m'aiment et
m'aimeront

Remerciements

Le **prophète Mohamed** (que la paix et la bénédiction d'Allah soient sur lui) a dit : « Celui qui ne remercie pas les gens ne remerciera pas **Dieu** »

D'abord et avant tout, je remercie mon Dieu, le tout puissant, le miséricordieux, de m'avoir donné d'innombrable bons et biens.

*Mes remerciements d'adressent aussi aux membres de jury de ce mémoire d'avoir accepté d'examiner ce travail. Mes sincères et spéciales remerciements s'adressent à madame **M. BOUMAIZA** d'avoir accepté de diriger ce travail et pour sa gentillesse, sa modestie, son aide et son encouragement sans quoi il me serait impossible d'achever ce mémoire.*

Il m'est impossible de ne pas remercier mon père, ma mère, mon mari, ma grand-mère et mes frères et sœurs aux près desquelles mes demandes ont toujours eu de suite favorable. Je tiens à remercier, également, mes amies Soumia, Chahra, Sarah, Yasmine, Tinhinane pour leur soutien et pour tous les bons moments que nous avons passé ensemble.

Il y a encore de nombreuses personnes que je voudrais remercier. Cependant, si ma mémoire est défaillante, que les oubliés me pardonnent !

ملخص

دراستنا هذه عبارة عن مساهمة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات خمسة طوابق ببلدية الهاشمية الواقعة بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (IIa) حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري. البناية تحتوي على العارضات والاعمدة والجدران الخرسانية المسلحة لضمان استقرارها ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية المحتملة. قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم وفق المعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 (RPA99/version2003) ومقياس الاسمنت المسلح CBA93. بالإضافة إلى هذا فقد تم دراسة تأثير ثقل البناية أثناء حدوث حركة زلزالية (المعروف ب L'effet P-Delta) وذلك وفقا للمقياس المذكور سابقا وهذا اعتمادا على التحليل الإنشائي باستعمال البرنامج (ETABS).

RESUME

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation implanté à Hachimia dans la wilaya de Bouira. Cette dernière est classée en zone sismique (IIa) selon le RPA-99version 2003. Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voile). Le prédimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CBA93 et RPA99/version2003. L'étude sismique de la structure a été faite par ETABS en plus de la mise en évidence de l'influence de la prise en charge de L'Effet P- Delta, selon la méthode approchée du RPA-99/version 2003.

ABSTRACT

Our project consists of the study of a R + 5 building for residential use located in Hachimia in the wilaya of Bouira. This latter is classified in seismic zone (IIa) according to RPA-99 version 2003. The studied structure is a mixed one (columns- thin unreinforced walls). The pre-dimensioning of the load-bearing elements was carried out in accordance with CBA93 and RPA99 / version 2003. The seismic study of the structure was carried out by ETABS in addition to the demonstration of the influence of the management of the P-Delta effect, according to the approximate method of RPA-99 / version 2003.

TABLES DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I :	
DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET DES MATERIAUX UTILISÉS	
I.1. Introduction :	3
I.2. Présentation de l'ouvrage :	3
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	3
I.2.1.1. En plan:	3
I.2.1.2. En élévation:	3
I.2.2. Données sismiques du site :.....	3
I.3. Conception structurelle :.....	5
I.3.1. Choix du système de contreventement :.....	5
I.3.2. Infrastructure :	5
I.3.3. Les planchers :	5
I.3.3.1. Planchers à corps creux :.....	5
I.3.3.2. Planchers en dalle pleine :.....	6
I.3.4. Maçonnerie :.....	6
I.3.5. Escaliers.....	7
I.3.6. Acrotère	7
I.3.7. Terrasse :.....	7
I.3.8. Balcons :	7
I.3.9. Revêtement :.....	7
I.4. Réglementation utilisée :	7
I.5. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :	8
I.5.1. Définition des états limites :	8
I.5.2. Etats limites ultimes (ELU) :.....	8
I.5.3. Etats limites de service (ELS) :	8
I.6. Actions et sollicitations :	9
I.6.1. Définition des actions :	9
I.6.2. Action permanentes (G) :.....	9
I.6.3. Actions variables (Qi) :.....	9

I.6.4. Actions accidentelles (FA) :	9
I.7. Caractéristiques des matériaux :	10
I.7.1. Béton :	10
I.7.1.1. Définition :	10
I.7.1.2. Composition par mètre cube :	10
I.7.1.3. Résistance:	10
I.7.1.4. Module de déformation longitudinale :	11
I.7.1.5. Module de déformation transversale :	12
I.7.1.6. Coefficient de Poisson : (BAEL91, art A2.1.3)	12
I.7.1.7. Modèles de calcul:	12
I.7.1.8. Contraintes limites du béton en compression :	13
I.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement:	14
I.7.1.10. Poids volumique de béton:	14
I.7.2. Aciers :	14
I.7.2.1. Caractéristiques géométriques :	14
I.7.2.2. Caractéristiques mécaniques :	15
I.7.2.3. Module d'élasticité:	15
I.7.2.4. Contraintes limites d'élasticité de l'acier	15
I.7.2.5. Diagramme contraintes - déformations :	16
I.8. Combinaisons d'actions	17
I.8.1. Combinaison de RPA99 /V2003	17
I.8.2. Combinaison du BAEL 91	17

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

II.1. Introduction	20
II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires	20
II.2.1. Les planchers	20
II.2.1.1. Planchers à corps creux:	20
II.2.1.2. Planchers à dalle pleine	20
II.2.2. L'acrotère :	21
II.2.3. Les balcons:	21
II.2.3.1. Balcon (dalle pleine) :	21
II.2.3.2. Balcon (dalle corps creux) :	22
II.2.4. Les escaliers :	22

II.3. Pré dimensionnement des poutres :.....	23
II.3.1. Les poutres principales (porteuses):.....	24
II.3.2. Les poutres secondaires (non porteuses) :	24
II.4. Evaluation des charges et des surcharges :	25
II.4.1. Terrasses:.....	25
II.4.1.1. Terrasse inaccessible :	25
II.4.1.2. Terrasse accessible :.....	26
II.4.2. Murs :.....	26
II.4.2.1. Murs extérieurs:	26
II.4.2.2. Murs intérieurs :.....	27
II.4.3. Acrotère :	27
II.4.4. L'escalier	28
II.4.4.1. Palier :.....	28
II.4.4.2. <i>Volée</i> :	28
II.4.5. Balcons :	28
II.4.5.1. Charges permanentes G :	28
II.4.5.2. Charges d'exploitation Q :.....	29
II.5. Pré- dimensionnement des poteaux :.....	29
II.5.1. Principe :.....	29
II.5.2. Calcul des surfaces d'influence pour le poteau le plus sollicité :.....	33
II.5.3. Les étapes de prédimensionnement :	34
II.5.4. Vérification des sections :	36
II.5.4.1. Vérification de l'RPA :	36
II.5.4.2. Vérification au flambement :	37
II.6. Pédimensionnement des voiles :	37

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Etude de l'acrotère :.....	41
III.1.1. Introduction :.....	41
III.1.2. Dimension de l'acrotère:	41
III.1.3. Schéma statique :.....	41
III.1.4. Vérification au séisme :.....	42
III.1.5. Ferrailage de l'acrotère :	43
III.1.5.1. Calcul des armatures à L'ELU :.....	43

III.1.5.2. Calcul des armatures à L'ELA :	45
III.1.5.3. Calcul des armatures à L'ELS :	45
III.1.6. Vérification à L'ELU :	46
III.1.6.1. Vérification de la condition de non fragilité :	46
III.1.6.2. Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :	47
III.1.6.3. Vérification de l'adhérence des barres :	47
III.1.7. Vérification des contraintes à L'ELS :	47
III.1.7.1. Dans le béton :	47
III.1.7.2. Dans l'acier :	48
III.1.8. Vérification de l'écartement des barres :	49
III.1.8.1. Armatures verticales :	49
III.1.8.2. Armatures de répartition :	49
III.1.9. Vérification au flambement :	49
III.1.9.1. Calcul de l'élancement :	49
III.1.9.2. Vérification à l'élancement :	49
III.1.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère :	50
III.2. Calcul du Balcon :	50
III.2.1. Détermination des efforts :	50
III.2.1.1. Combinaisons de charges :	50
III.2.1.2. Schéma statique de calcul :	51
III.2.1.3. Les moments et les efforts tranchant :	51
III.2.2. Ferrailage de balcon :	52
III.2.2.1. Armature principale :	52
III.2.2.2. Armature de répartition :	52
III.2.3. Schéma de ferrailage de balcon :	55
III .3. Les planchers :	55
III.3.1. Calcul du plancher :	55
III.3.2. Dalle de compression :	56
III.3.2.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :	56
III.3.2.2. Armatures parallèles aux poutrelles :	57
III.3.3. Etude des poutrelles :	57
III.3.3.1. Prédimensionnement des poutrelles :	58
III.3.3.2. 1 ^{ere} étape : avant coulage de la dalle de compression :	58

III.3.3.3. 2ème étape : Après coulage de la dalle de compression :	60
III.3.3.4. Schéma de ferrailage	72
III.4. Calcul des escaliers :	75
III.4.1. Définition :	75
III.4.2. Terminologie :	75
III.4.3. Différents types d'escaliers :	76
III.4.4. Escalier des étages courants :	77
III.4.4.1. Combinaison des charges :	77
III.4.4.2. Les schémas statiques :	78
III.4.4.3. Les réactions aux appuis :	78
III.4.4.4. Calcul des armatures :	79
III.4.5. Etude de la poutre palière :	84
III.4.5.1. Prédimensionnement :	84
III.4.5.2. Ferrailage de la poutre palière :	85

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :	88
IV.2. Etude dynamique :	88
IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :	88
IV.2.2. Modélisation mathématique :	88
IV.2.3. Modélisation de la structure étudiée :	88
IV.2.3.1. Présentation de logiciel de calcul ETABS :	88
IV.2.3.2. Modélisation des éléments structuraux :	89
IV.2.3.3. Modélisation de la masse :	89
IV.2.3.4. Disposition des voiles :	90
IV.2.4. Caractéristiques Géométriques :	91
IV.2.4.1. Centre de masse :	91
IV.2.4.2. Calcul de l'excentricité :	91
IV.2.5. Mode de vibration et participation massique :	93
IV.2.5.1. Nombre de modes à considérer :	93
IV.2.5.2. La période fondamentale de la structure :	93
IV.3. Etude sismique :	95
IV.3.1. Présentation des différentes méthodes de calcul :	95

IV.3.1.2. Méthode statique équivalente :.....	95
IV.3.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale :.....	95
IV.3.1.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :.....	95
IV.3.2. Choix de la méthode de calcul :.....	95
IV.3.3. Classification de l'ouvrage :.....	96
IV.3.4. Spectre de réponse de calcul :.....	96
IV.4. Vérifications :.....	98
IV.4.1. Vérification de l'effort normal réduit :.....	98
IV.4.2. Résultante des forces sismiques de calcul :.....	99
IV.4.3. Vérification des déplacements inter-étage :.....	101
IV.4.3.1. Le déplacement horizontal.....	101
IV.4.3.2. Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.).....	102
IV.4.3.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :.....	102
IV.4.3.4. Calcul du centre de gravité de la structure :.....	104

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Ferrailage des Poteaux.....	107
V.1.1. Introduction :.....	107
V.1.2. Les combinaisons d'actions :.....	107
V.1.3. Caractéristiques des matériaux :.....	108
V.1.4. Ferrailage des poteaux :.....	108
V.1.4.1. Ferrailage longitudinal :.....	108
V.1.4.2. Ferrailage transversale :.....	113
V.1.4.3. Vérifications diverses :.....	115
V.2. ETUDE DES POUTRES :.....	118
V.2.2. Exemple de calcul :.....	118
V.2.2.1. Poutres principales (30x45) cm ² :.....	118
V.2.2.2. Poutres secondaires (30x40) cm ²	122
V.3. Ferrailage des voiles :.....	125
V.3.1. Introduction :.....	125
V.3.2. Les combinaisons d'action :.....	125
V.3.3. Recommandations de RPA :.....	125
V.3.3.1. Armatures verticales :.....	125

V.3.3.2. Armatures horizontales :.....	126
V.3.3.3. Armatures transversales :	126
V.3.3.4. Règles communes :.....	127
V.3.4. Ferrailage des voiles :.....	127
V.3.4.1. Exposition de la méthode :	127
V.3.4.2. Exemple de calcul (voile V ₁₁ Zone 1) :	128
V.3.4.3. Ferrailage horizontal :	132

CHAPITRES VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

VI.1. Introduction :	136
Etude de sol :.....	136
VI.2. Choix de type de fondations :.....	137
VI.2.1. Semelles isolées sous poteaux:	137
VI.2.2. Semelles filantes :	138
VI.3. Radier général :.....	139
VI.3.1. Pré dimensionnement :.....	140
VI.3.1.1. Condition de rigidité (de la raideur):.....	140
VI.3.1.2. Condition forfaitaire :.....	140
VI.3.1.3. Calcul de surface minimale du radier :.....	140
VI.3.1.4. Calcul de D (débordement) :	141
VI.3.1.5. Détermination des efforts:.....	141
VI.3.1.6. Vérifications nécessaires:	142
VI.3.2. Ferrailage de la dalle du radier:	146
VI.3.2.1. Détermination des efforts:.....	146
VI.3.2.2. Les sollicitations:.....	146
VI.3.2.3. Calcul des moments :	147
VI.3.2.4. Calcul des armatures:	148
VI.3.3. Ferrailage de débord du radier:	150
VI.3.4. Vérifications:.....	151
VI.3.4.1. Vérification au cisaillement :	151
VI.3.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :	152
VI.3.5. Schéma de ferrailage du radier :	153
COLCLUSION GENERALE.....	155
BIBLIOGRAPHIE.....	156
ANNEXE	

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 œdométrique.
- 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
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

Les ingénieurs en génie civil sont appelés de plus en plus à concevoir des structures complexes dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes et des actions d'exploitations, climatiques et accidentelle, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage. Afin de bien confronter les exigences de la vie moderne, l'ingénieur doit tout d'abord apprendre à faire face aux problèmes (constructions) habituelles simples. En fait, c'est dans ce contexte qu'un projet de fin d'étude figure.

Notre projet consiste en sur l'étude d'un bâtiment (R+5) cent pour cent résidentiel contreventé par un système mixte (voiles portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC 2.331).

Ce manuscrit consiste en six chapitres en plus d'une introduction et d'un ensemble de conclusions. Le premier chapitre a fait l'objet d'exposition des différentes caractéristiques de la structure et des matériaux utilisés (béton et acier). Le deuxième chapitre a été consacré au prédimensionnement des éléments structuraux. Le calcul des éléments secondaires : poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère a fait l'objet du troisième chapitre. Le quatrième chapitre a été réservé à l'étude dynamique de notre structure où une modélisation par ETABS a été faite afin d'avoir la disposition optimale des voiles. Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) a fait l'objet du cinquième chapitre. Les résultats issus de l'étude de l'infrastructure ont été exposés dans le sixième chapitre pour terminer en fin avec une conclusion générale

CHAPITRE I

DESCRIPTION DE
L'OUVRAGE ET DES
MATERIAUX UTILISÉS

I.1. Introduction :

Toutes ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus de manière à pouvoir résister avec sécurité à toutes les sollicitations prévues durant toute la période d'exploitation envisagée.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation collective (**RDC + 5étages**) en béton armé implanté sur le site 4 a la commune de BOUIRA El hachimia programme 200 logement "location de vente "a usage habitation wilaya de Bouira qui fait partie de la zone de moyenne sismicité **IIa** selon les règles (**Art 3.1 RPA 99/ version 2003**). D'après la classification de ces règles, le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 02**) du fait que sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m (**Art 3.2 RPA 99/ version 2003**).

- Le rez-de-chaussée est habitable avec deux appartement f3 et deux appartement f4
- Les étages 1, 2, 3, 4 et 5 sont aussi à usage d'habitation avec deux appartements f3 et deux appartement f4 pour chaque étage.

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

I.2.1.1. En plan:

- Longueur totale 36.80 m
- Largeur totale 16.15 m

I.2.1.2. En élévation:

- Hauteur du RDC 3.06 m
- Hauteur des étages courants 3.06 m
- Hauteur d'acrotère 0.06 m
- Hauteur totale sans acrotère 18.36 m
- Hauteur totale y compris l'acrotère 18.42 m

I.2.2. Données sismiques du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité **IIa** (**Art 3.1 RPA 99/ version 2003**).
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$.
- Le site est considéré comme très meuble (S4) (**Art 3.3.1 RPA 99/ version 2003**).

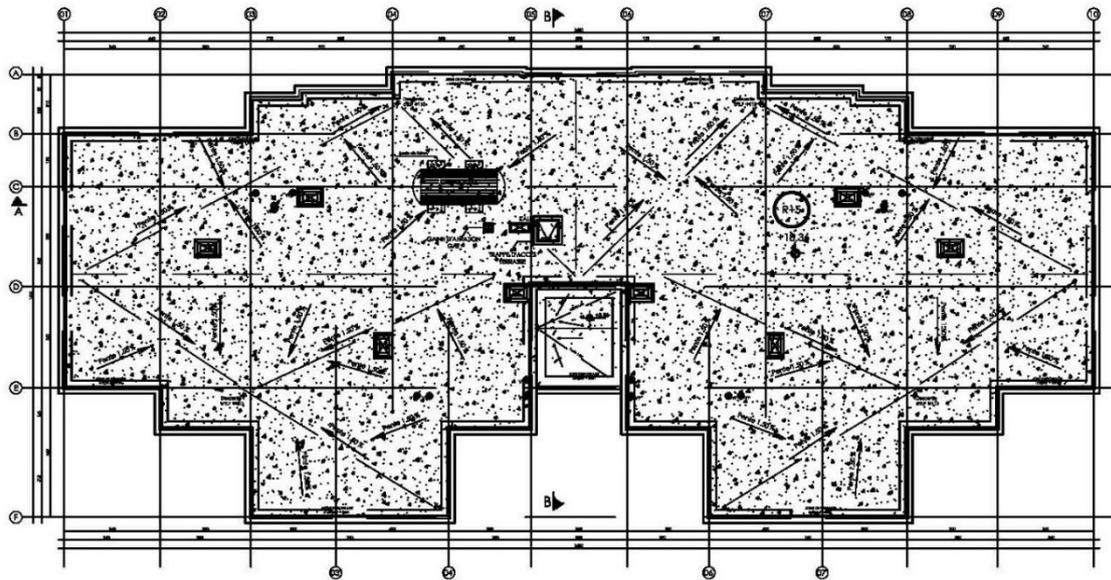


Figure I.1. Vue en plan de la terrasse.

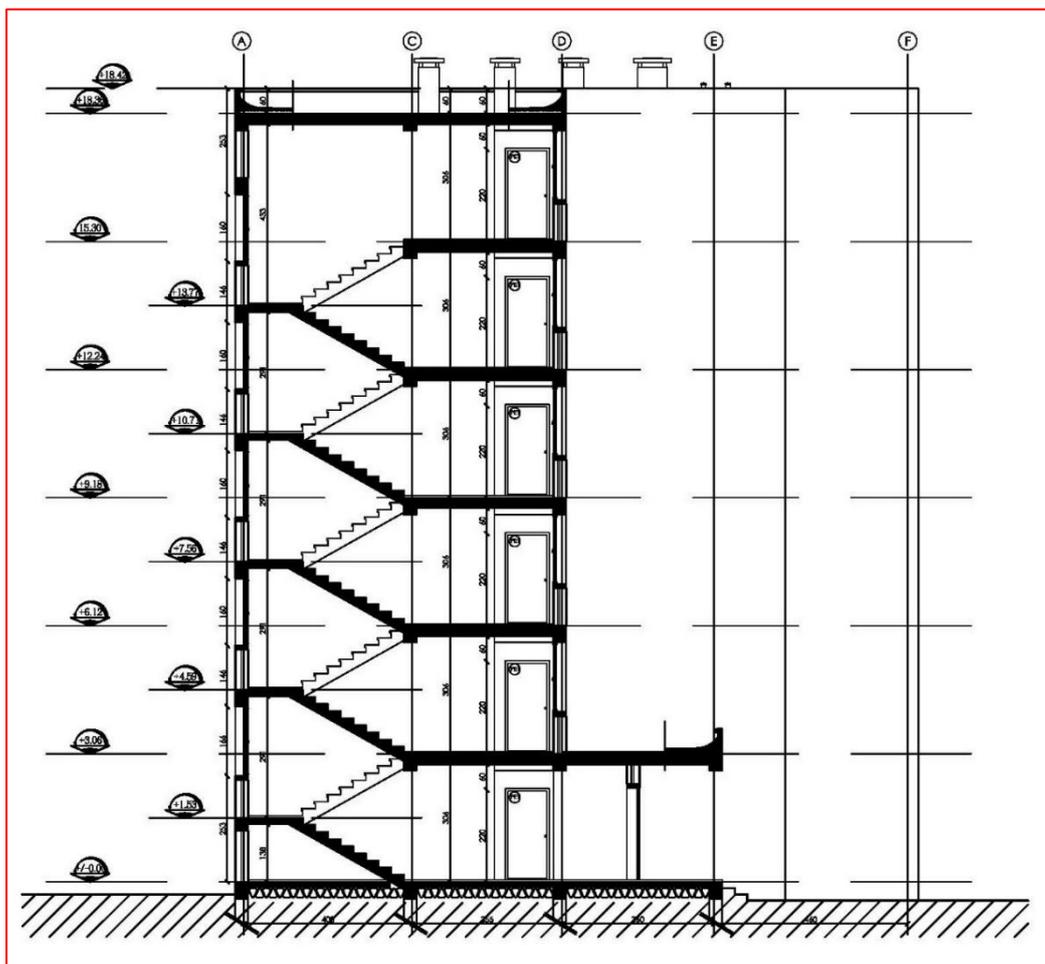


Figure I.2 Coupe verticale A-A

I.3. Conception structurelle :

Le souci de tous les ingénieurs est de concevoir une structure assurant le maximum de sécurité aux usagers avec le minimum du coût possible. Les critères de base à considérer sont :

- L'importance de l'ouvrage,
- L'usage auquel il est destiné l'ouvrage,
- Le confort souhaitable,
- La nature du sol,
- La superstructure,
- La structure porteuse,
- La stabilité de l'ouvrage.

I.3.1. Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone *Ila*. Par conséquent, le contreventement par portique est donc écarté (**Art. 1-b du RPA99/version 2003**) et le choix va se porter sur une ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres en béton armé formant un système auto-stable de portiques transversales et longitudinales.
- Voiles de contreventement en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

I.3.2. Infrastructure :

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La limitation des tassements différentiels.

I.3.3. Les planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Ils remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages

Pour ce bâtiment le choix du maître de l'ouvrage s'est porté sur :

I.3.3.1. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de **60 cm**, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (**4 à 5 cm**) en béton armé.

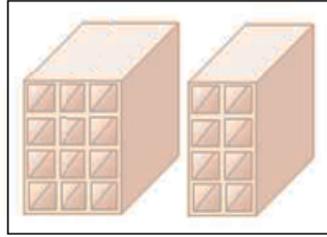


Figure I.4 : Brique creuse

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

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

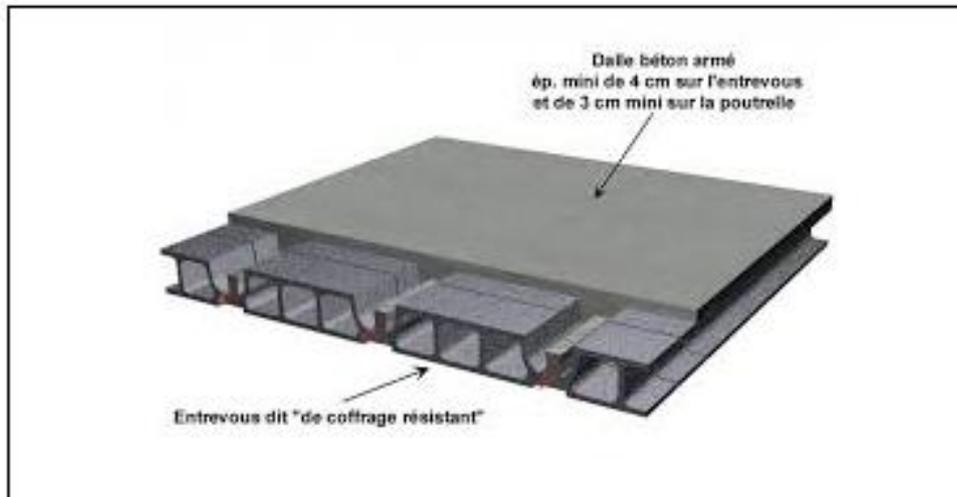


Figure I.3 : Plancher à corps creux

I.3.3.2. Planchers en dalle pleine :

Pour certaines zones on utilise des dalles pleines comme dans la dalle balcon et le palier de repos des escaliers.

I.3.4. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : réalisés en doubles cloisons en brique creuse de **15** et **10 cm** d'épaisseur séparées d'une lame d'air de **5 cm**.
- **Murs intérieurs** : seront réalisés en simples cloisons de **10 cm** d'épaisseur, ayant comme principale fonction la séparation des espaces et leurs assurer une isolation acoustique.

I.3.5. Escaliers

Le bâtiment présente un seul type d'escalier à deux volées et un palier de repos et ils sont coulés sur place.

I.3.6. Acrotère

Au niveau de terrasse, on a un acrotère en béton armé de **60 cm** d'hauteur et de **10 cm** d'épaisseur.



Figure I.5 : Acrotère

I.3.7. Terrasse :

Dans notre bâtiment, on distingue deux types de terrasse :

- Une terrasse du bâtiment est inaccessible.
- Une autre accessible (les étages courants).

I.3.8. Balcons :

Les balcons sont réalisés en :

- Consoles par dalle pleine en béton armé.
- Dans certaines zones en dalle en corps creux.

I.3.9. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de **2 cm** pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds (**e = 2 cm**).
- Mortier de ciment (**e=3cm**). Pour crépissages des façades extérieures.
- Mortier de pose de carrelage (**e = 2 cm**).
- Lit de sable sous le carrelage de (**e = 1 cm**).

I.4. Réglementation utilisée :

- **RPA, DTR B.C 2-4.8** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

- **BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)** (modifié 99 [Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- **DTR B.C 2-4.7** (règlement neige et vent R.N.V 1999)

I.5. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

I.5.1. Définition des états limites :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limitent de service.

I.5.2. Etats limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement)
- De la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- De la stabilité de forme (flambement)

Hypothèse de calcul à L'ELU

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5%** en flexion simple et **2%** en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 %**.

I.5.3. Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

Hypothèse de calcul à L'ELS :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$). $n = 15$: coefficient d'équivalence.

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1. Définition des actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure. Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

I.6.2. Action permanentes (G) :

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- le poids propre de la section.
- le poids des équipements fixes.
- le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

On note:

G_{\max} : actions permanentes défavorables.

G_{\min} : actions permanentes favorables.

I.6.3. Actions variables (Qi) :

Ce sont les actions dont l'intensité est plus au moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

On note :

Q : les charges exploitations

I.6.4. Actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

I.7. Caractéristiques des matériaux :

I.7.1. Béton :

I.7.1.1. Définition :

Le béton est composé de ciment ; gravier ; sable ; eau et éventuellement de produits d'addition «les adjuvants" de masse volumique de **2500Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **f_{c28} = 25 MPa**

I.7.1.2. Composition par mètre cube :

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- 350Kg de ciment portland artificiel CPA 325 bar.
- 400kg de sable.
- 800kg de gravillons (D ≤ 25mm).
- 175L d'eau.

I.7.1.3. Resistance:

a. Résistance caractéristique du béton à la compression : (art 2-1-11) BAEL91

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours** d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **f_{cj}**. Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (**16 x 32**) par compression axiale après **28 jours** de durcissement. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : **f_{c28}**.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (**j**)jours, définies à partir de **f_{c28}**, par :

➤ Pour des résistances **f_{c28} ≤ 40MPa**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

➤ Pour des résistances **f_{c28} > 40MPa** :

Le choix de **f_{c28}** :

Dans notre cas on considère que **f_{c28} = 25 MPa**

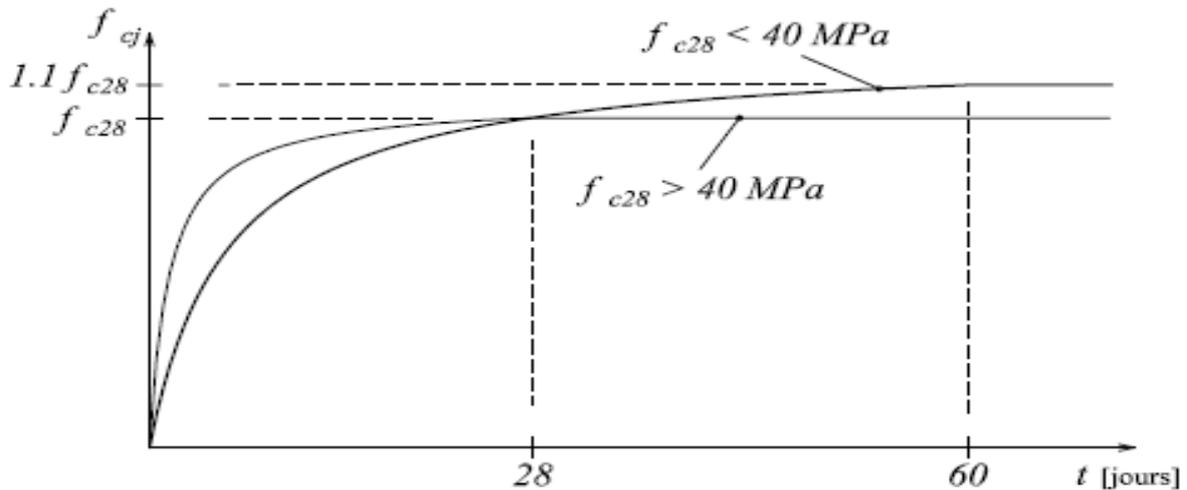


Figure I.6: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ j.} \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ j.} \end{cases}$$

b. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de **10 %** de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots(\text{BEAL 91, art A.2.1, 12}).$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou (N/mm²).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

Pour $j = 28$ jours, $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ MPa.

I.7.1.4. Module de déformation longitudinale :

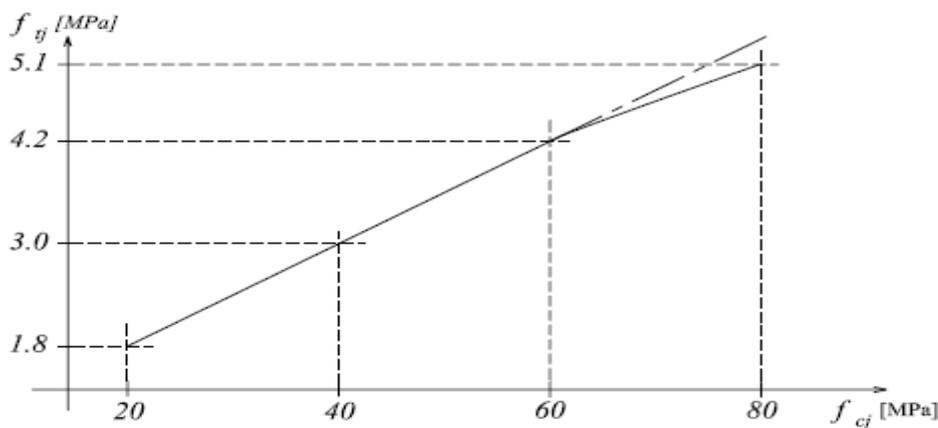


Figure I.7 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

On distingue les modules de Young instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}). Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des

chargements de longue durée (**cas courant**), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané : ($E_{ij} = 3E_{vj}$). Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

c. Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (*j*) jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.21})$$

Dans notre cas :

$$E_{ij} = 23164.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

d. Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.22})$$

Dans notre cas :

$$E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

I.7.1.5. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

E : module de YOUNG.

v : Coefficient de Poisson.

I.7.1.6. Coefficient de Poisson : (BAEL91, art A2.1.3)

Le coefficient de poisson v par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$v = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

v = 0 (E.L.U) pour le calcul des sollicitations..... (Section fissurée à ELU).

v = 0.2 (E.L.S) pour le calcul des déformations..... (Section non fissurée à ELU).

I.7.1.7. Modèles de calcul:

À l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur la figure (1.4)

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \\ 2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \text{ compression avec flexion.} \end{cases}$$

Avec : ε_{bc} : raccourcissement du béton.

I.7.1.8. Contraintes limites du béton en compression :

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 :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow \text{(BEAL91.art.A.4.3.41)}$$

Dans notre cas :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \dots\dots\dots \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 \dots\dots\dots \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

γ_b = Coefficient de sécurité partiel

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

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient : $\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa S.A} \end{cases}$

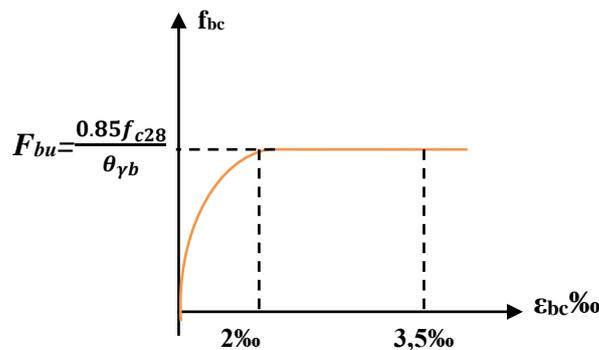


Figure I.8 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU

À l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

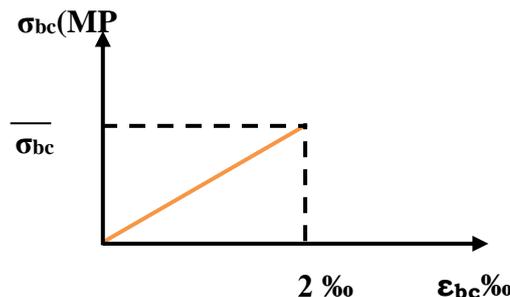


Figure.I.9 : Diagramme Déformations Contraintes du béton à l'ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \quad \text{(BAEL91, art A.4.5, 2)}$$

Pour notre cas : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,60 \cdot 25 = 15 \text{MPa}$

I.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement:

La contrainte de cisaillement à L'ELS est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} [\text{MPa}]. \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifie art A. 5.1.21}).$$

V_u = Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b₀ = Largeur de la section cisailée.

d = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \dots \right\} \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \dots \right\} \text{ fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

I.7.1.10. Poids volumique de béton:

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN / m³ s'il n'est pas armé
- 2500 daN / m³ s'il est armé

I.7.2. Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élançements faibles.

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.

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec **F_e ≤ 500 MPa**, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

I.7.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,22	0,39	0,61	0,88	1,20	1,57	2,46	3,85	6,31	9,86
	2	5	6	8	8	9	6	4	3	4

Tableau I.1 : les caractéristiques des barres utilisez

I.7.2.2. Caractéristiques mécaniques :

f_e = limite d'élasticité garantie (résistance caractéristique) en MPa.

Nous utilisons pour le ferrailage :

- des barres à hautes adhérences (HA) :
Fe E 400 $f_e = 400$ MPa \Rightarrow armatures longitudinales.
- des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TS):
FeE 520 $f_e = 520$ MPa \Rightarrow Dalles de compression

I.7.2.3. Module d'élasticité:

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa.

I.7.2.4. Contraintes limites d'élasticité de l'acier

a. Contrainte limite ultime à l'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où : γ_s : coefficient de sécurité tel que : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 348 \text{ MPa.....situations durables.} \\ 400 \text{ MPa.....situation accidentelles.} \end{array} \right.$$

b. Contrainte limite de service à l'ELS :

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des Fissures.

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peut nuisible :**
- Il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.
- **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA) de } \phi \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \phi < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,00 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{array} \right.$$

I.7.2.5. Diagramme contraintes - déformations :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante.

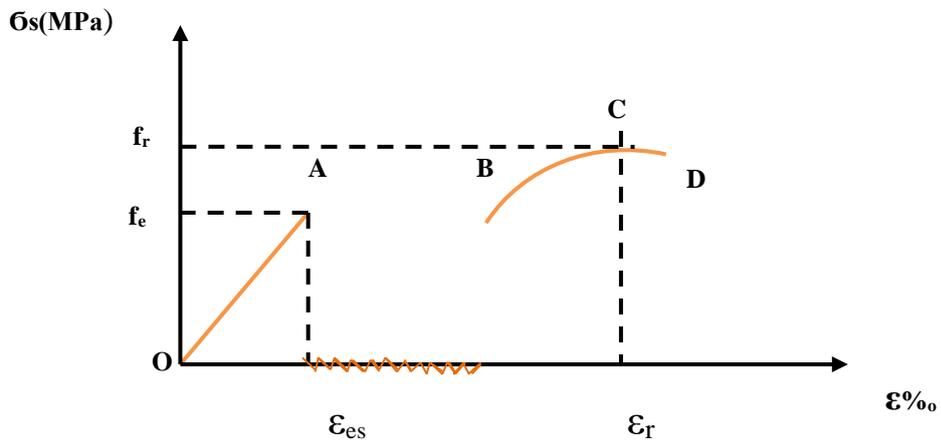


Figure : I.10 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine élastoplastique.

Zone BC : Domaine de plastique.

Zone CD : Domaine de striction

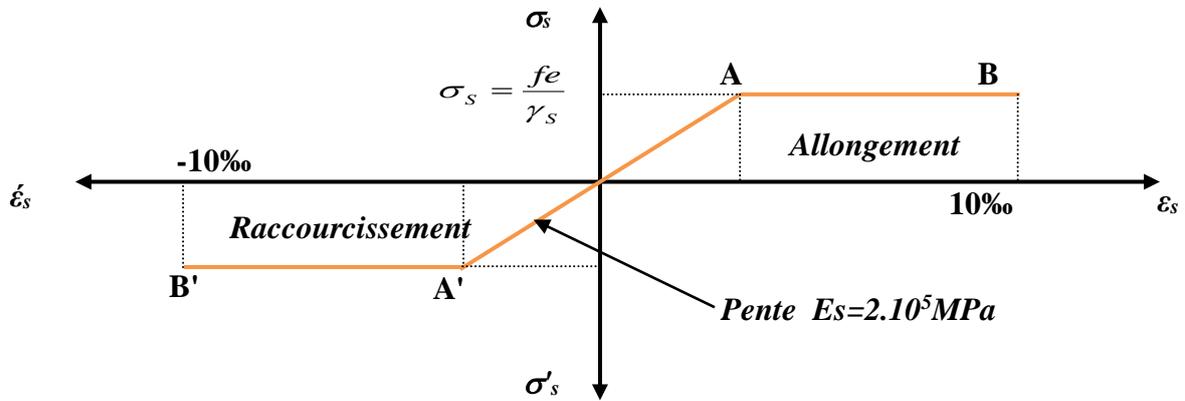


Figure I.11 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier.

I.8. Combinaisons d'actions

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

I.8.1. Combinaison de RPA99 /V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

I.8.2. Combinaison du BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles.

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET DES MATERIAUX UTILISÉS

I.1. Introduction :	3
I.2. Présentation de l'ouvrage :	3
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	3
I.2.1.1. En plan:	3
I.2.1.2. En élévation:	3
I.2.2. Données sismiques du site :	3
I.3. Conception structurelle :	5
I.3.1. Choix du système de contreventement :	5
I.3.2. Infrastructure :	5
I.3.3. Les planchers :	5
I.3.3.1. Planchers à corps creux :	5
I.3.3.2. Planchers en dalle pleine :	6
I.3.4. Maçonnerie :	6
I.3.5. Escaliers	7
I.3.6. Acrotère	7
I.3.7. Terrasse :	7
I.3.8. Balcons :	7
I.3.9. Revêtement :	7
I.4. Réglementation utilisée :	7
I.5. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :	8
I.5.1. Définition des états limites :	8
I.5.2. Etats limites ultimes (ELU) :	8
I.5.3. Etats limites de service (ELS) :	8
I.6. Actions et sollicitations :	9
I.6.1. Définition des actions :	9
I.6.2. Action permanentes (G) :	9
I.6.3. Actions variables (Qi) :	9
I.6.4. Actions accidentelles (FA) :	9
I.7. Caractéristiques des matériaux :	10
I.7.1. Béton :	10
I.7.1.1. Définition :	10
I.7.1.2. Composition par mètre cube :	10
I.7.1.3. Résistance:	10
I.7.1.4. Module de déformation longitudinale :	11
I.7.1.5. Module de déformation transversale :	12

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET DES MATERIAUX UTILISÉS

I.7.1.6. Coefficient de Poisson : (BAEL91, art A2.1.3)	12
I.7.1.7. Modèles de calcul:	12
I.7.1.8. Contraintes limites du béton en compression :	13
I.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement:	14
I.7.1.10. Poids volumique de béton:	14
I.7.2. Aciers :	14
I.7.2.1. Caractéristiques géométriques :	14
I.7.2.2. Caractéristiques mécaniques :	15
I.7.2.3. Module d'élasticité:	15
I.7.2.4. Contraintes limites d'élasticité de l'acier	15
I.7.2.5. Diagramme contraintes - déformations :	16
I.8. Combinaisons d'actions	17
I.8.1. Combinaison de RPA99 /V2003	17
I.8.2. Combinaison du BAEL 91	17

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS ET
DESCENTE DE CHARGES

II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (**RPA99/Version 2003**), (**BAEL99 modifié 99**) et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

II.2.1.1. Planchers à corps creux:

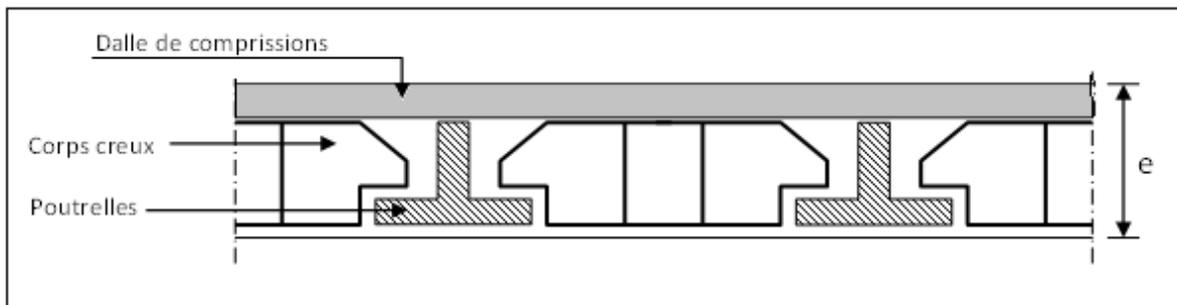


Figure II.1 Schéma d'une dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

Avec :

e : l'épaisseur du plancher.

l : distance maximum entre nus d'appuis

l : $\min(L_{x\max}; L_{y\max}) = (400-40; 545-40)$

$e \geq 16$ cm

On adopte pour un plancher de 20cm = (16+4) cm= **20 cm** où :

- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

II.2.1.2. Planchers à dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

➤ Résistance au feu :

- ✓ e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.
- ✓ e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

On admet que : $e = 11 \text{ cm}$

➤ Condition isolation acoustique :

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

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : $e = 14 \text{ cm}$

➤ Résistance à la flexion :

D'après les règles (BAEL 91), l'épaisseur du plancher doit être calculée selon le critère de rigidité :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \begin{cases} 0.4 \leq \alpha \leq 1 & \text{planchier porter sur 2 sens} \\ \alpha \leq 0.4 & \text{planchier porter sur 1 seul sens} \end{cases}$$

✓ Dalles reposant sur deux appuis : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

✓ Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{545} = 0.73 \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad \text{planchier porter sur 2 sens}$$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à :

$L_x = 4.00 \text{ m}$. Ceci engendre donc :

$$400 / 50 \leq e \leq 400 / 40 \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq e \leq 10 \text{ cm}$$

On prend : $e = 10 \text{ cm}$

$$e \geq \text{Max}(11 \text{ cm}, 14 \text{ cm}, 10 \text{ cm})$$

Alors on adopte : $e = 15 \text{ cm}$

II.2.2. L'acrotère :

$$S = ((0.012 \times 0.2) / 2) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.518)$$

$$S = 0,067 \text{ m}^2$$

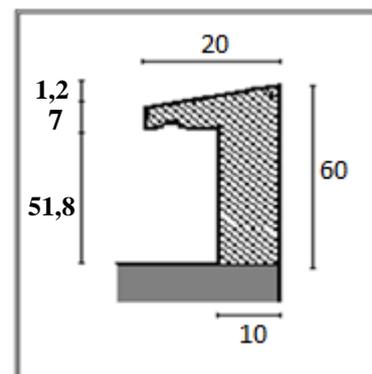


Figure II.2 : Schéma d'une Acrotère

II.2.3. Les balcons:

II.2.3.1. Balcon (dalle pleine) :

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 :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ avec } L : \text{ largeur de balcon}$$

On a trois types de balcons :

$$L = 130 \text{ cm}$$

$$e \geq 130 / 10 \quad \text{on adopte} \quad e = 15 \text{ cm}$$

II.2.3.2. Balcon (dalle corps creux) :

Le balcon est constitué d'une dalle corps creux ; l'épaisseur de la dalle de balcon :

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

II.2.4. Les escaliers :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

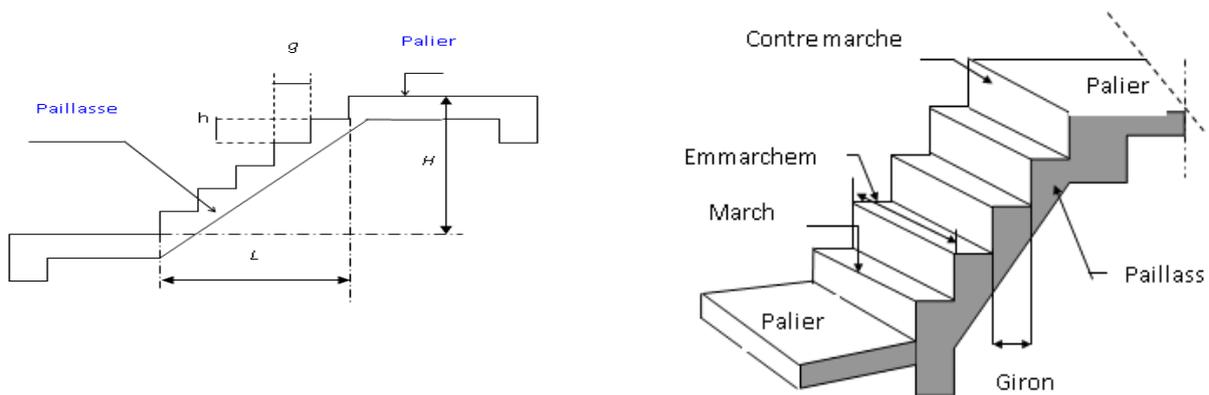


Figure II.3. : Terminologie de l'escalier (En général)

Dans notre structure les escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire R D C et les autres niveaux.

Hauteur : $H=3.06 \text{ m}$.

Giron : $g=30 \text{ cm}$. $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a: } 59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$$

$$\text{Pour: } h=17 \text{ cm} \quad N_c = H / h = 306/17 = 18$$

On aura 18 contre marche

Il y a 2 volées : chaque volée à 9 contre marches avec :

$$n = N_c - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$H_1 = N_c \cdot h = 9 \cdot 17 = 1.53 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 8 \cdot 0.3 = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } \text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.64 \Rightarrow \alpha_1 = 32.62^\circ$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

La longueur de volée est : $L'_1 = \frac{153}{\sin\alpha} \Rightarrow L'_1 = 2.84 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{284}{30} < e < \frac{284}{20} \quad e = 14 \text{ cm.}$

Largeur de la paillasse est : $d = \frac{280-20}{2} = 1.30 \text{ m.}$

Le vide entre les deux paillasses : $b = 40 \text{ cm.}$

L'épaisseur de la dalle de palet de repos est telle de paillasse $e = 14 \text{ cm.}$

Longueur de palet de repos : 2.80 m

Largeur de palet de repos intermédiaire : 1.53m

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

En construction, il existe plusieurs types de poutres de point de vue section. Pour les bâtiments d'habitation on adopte des sections régulières (rectangulaire ; carrée)

Le pré dimensionnement de ces poutres est basé sur le critère suivant :

➤ **Critère de rigidité (flèche) Selon les règles de BAEL91 :**

Pour ne pas compliquer les calculs et rester dans le domaine de la théorie de la poutre on donne la recommandation suivante :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

- L : portée libre de la poutre.
 - h : hauteur de la section.
 - b: largeur de la section.
- **Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :**
- $b \geq 20 \text{ cm}$
 - $h \geq 30 \text{ cm}$
 - $h/b \leq 4$
 - $b_{\max} = 1,5.h_1 + b_1$

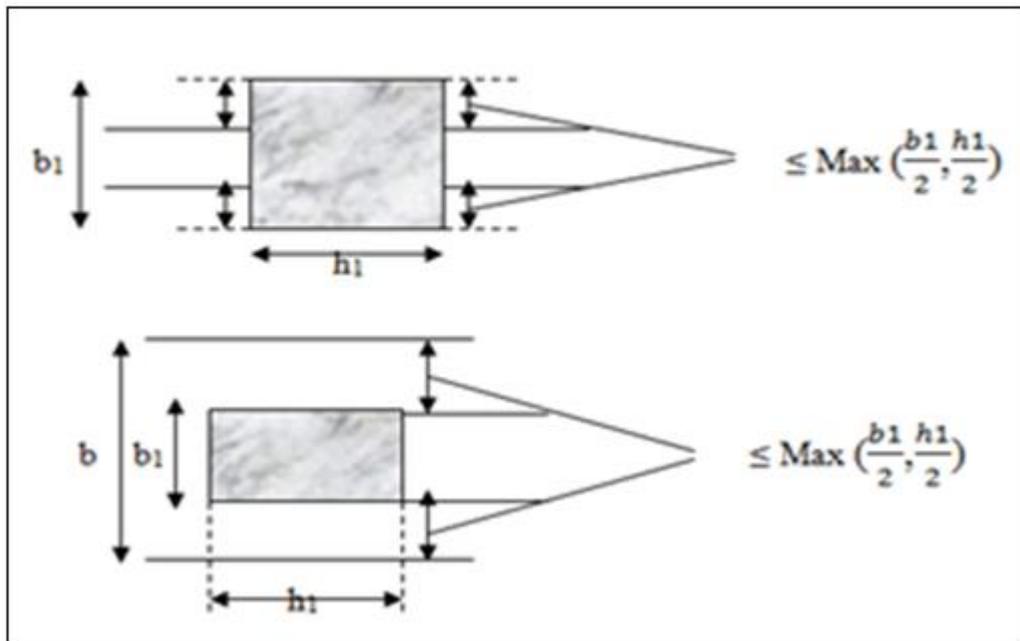


Figure II.4 : Dimensions à respecter pour les poutres.

➤ **Critère de rigidité :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

II.3.1. Les poutres principales (porteuses):

$$L = 5.45 - 0.40 = 5.05 \text{ m}$$

$$\frac{5.05}{15} \leq h \leq \frac{5.05}{10} \Rightarrow 33.66 \leq h \leq 50.5 \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $45 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1.5 < 4$ (cv)

Vérifications critère de rigidité :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{505} = 0.089 > 0.063$ (cv)

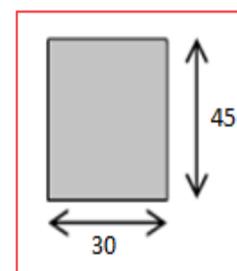


Figure II.5 : Poutres principales

II.3.2. Les poutres secondaires (non porteuses) :

Elles sont conçues pour le contreventement du bâtiment ; elles jouent un rôle de chaînage.

$$L = 4.00 - 0.40 = 3.60 \text{ m}$$

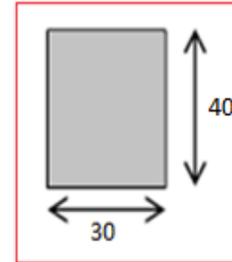
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36 \quad \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $40 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1.33 < 4$ (cv)



Vérifications critère de rigidité :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{360} = 0.11 > 0.063 \dots$ (cv)

Figure II.6 : Poutres secondaires

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

poutres	Section (cm ²)
Principales	(30x45)
Secondaires	(30x40)

II.4. Evaluation des charges et des surcharges :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.4.1. Terrasses:

II.4.1.1. Terrasse inaccessible :

a. Charges permanentes G :

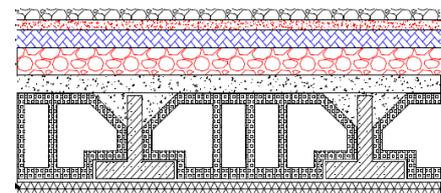


Figure II.7 : Schéma d'une terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillon	20	0.04	0.8
Étanchéité multicouche	12	0.01	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle de compression + corps creux	14	0.16 + 0.04	2.8

Tableau II.1 : Différentes charges permanentes exercées sur une terrasse inaccessible.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

b. Charges d'exploitation Q :

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

II.4.1.2. Terrasse accessible :

a. Plancher RDC et des étages courants :

- Charges permanentes G :

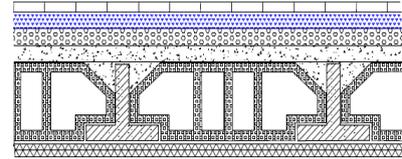


Figure II.8 : Schéma d'une terrasse accessible

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.01	0.18
Plancher en corps creux	14	0.2	2.8
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
		Total	G = 4.02 KN/m ²

Tableau II.2 : Différentes charges permanentes exercées sur une terrasse accessible.

- Charges d'exploitation Q :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{pour les etages courant Habitation})$$

II.4.2. Murs :

II.4.2.1. Murs extérieurs:

a. Charges permanentes G :

La maçonnerie utilisée est en brique avec 30 % d'ouverture :

$$G = 2.85 * 0.7 = 1.995 \text{ KN/m}^2$$

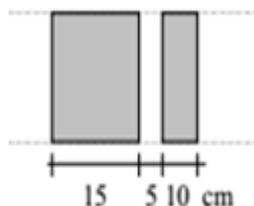


Figure II.9 : Schéma d'un mur extérieur

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse extérieure	9	0.15	1.35
Brique creuse intérieure	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Total			2.85 KN/m²

Tableau II.3 : Différentes charges permanentes exercées sur un mur extérieur .

II.4.2.2. Murs intérieurs :

a. Charges permanentes G :

$$G = 1.5 * 0.7 = 1.02 \text{ KN/m}^2$$

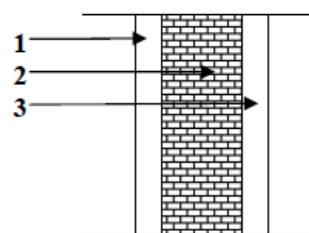


Figure II.9 : Schéma d'un mur intérieur

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Total			1.46 KN/m²

Tableau II.4 : Différentes charges permanentes exercées sur un mur intérieur .

II.4.3. Acrotère :

Charges	Surface	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
G	0.067	25	1.675
Q	/	/	1

Tableau II.5 : Différentes charges exercées sur l'acrotère.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

II.4.4. L'escalier

II.4.4.1. Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	17	0,51
Dalle pleine	20	25	5
Enduit	2	18	0,36

Tableau II.6 : Différentes charges permanentes exercées sur le palier .

II.4.4.2. Volée :

$$G = 9,71 \text{ KN/m}$$

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	17	0,51
Poids propre	20	25	$(25 \times 0,2) / \cos 30 = 5,77$
Poids propre de la dalle	17	25	$0,17 \times 25 / 2 = 2,13$
Enduit	2	18	0,36

Tableau II.7 : Différentes charges permanentes exercées sur la volée .

Nous allons choisir un garde-corps en fer forgé dont le poids est négligeable

II.4.5. Balcons :

II.4.5.1. Charges permanentes G :

a. Balcon en dalle corps creux :

$$G = 4.02 \text{ KN/m}^2$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

b. Balcon en dalle pleine :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.01	0.18
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Garde-corps métallique	/	/	0.15
Total			G = 5.32 KN/m ²

Tableau II.8 : Différentes charges permanentes exercées sur le balcon en dalle pleine .

II.4.5.2. Charges d'exploitation Q :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

II.5. Pré- dimensionnement des 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.

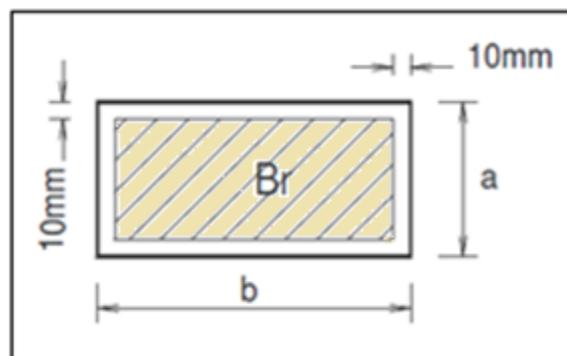


Figure II.10 : Schéma d'un poteau.

II.5.1. Principe :

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

Les étapes de calcul :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

- ✓ 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 :

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A}{Br} f_{ed}}$$

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

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \quad \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{cj} \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours}$$

$k = 1$ pour les autres cas

Br : section réduite du poteau en (cm²)

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

- ✓ f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25$ MPa;
- ✓ f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400$ MPa ;
- ✓ $\gamma_b = 1,5$;
- ✓ $\gamma_s = 1,15$;
- ✓ θ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

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

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).

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

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

On adopte un poteau carré :

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

Loi de dégression (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 étage de 10 % par étage jusqu'à $0.5 \times Q$ sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.Donnée par « **BAEL 91 modifié 99** »

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers pour les autres étages.

Surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.

$Q_{(1,2,3,4,5)} = 1,5 \text{ KN/m}^2$ Etage Courant.

Surcharge d'exploitation

Le bâtiment est a usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1,000 \text{ KN/m}^2$ Terrasse non Accessible.

$Q_1 = 1,500 \text{ KN/m}^2$ Etage Courant.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

Dégression des Surcharges d'Exploitation

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 Q_0+Q_1 .

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Terrasse= Q_0

$$5^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1$$

$$4^{\text{ème}} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$3^{\text{ème}} = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$2^{\text{ème}} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$1^{\text{er}} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

Le prédimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité

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

- ✓ En doit majorer la surface de 10%.
- ✓ 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)
- ✓ Calcul de la charge limite ultime N_u :
 $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$
- ✓ Calcul de la section réduite : $Br = 0,66 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$
- ✓ Calcul de la section adoptée : $a = \sqrt{Br} + 2$

Le minimum requis par (RPA99/V2003) :

Pour une zone sismique (IIa) on doit avoir au minimum:

- $\text{Min (a, b)} \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min (a, b)} \geq h_e/20$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

- $1/4 < a / b < 4$
avec : (**a** ; **b**) : dimension de la section de poteau.
he : la hauteur d'étage.

Vérification a l'ELS :

Vérification de la section a l'ELS selon la formule suivante :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta A_s} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal a l'ELS ($N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$)

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 0.8 \% B$).

η : Coefficient d'équivalence ($\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$).

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant les différents termes par leur valeurs, on obtient :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1.12B} \leq 15\text{MPa}$$

Vérification (solicitation normale) :

L'art (7.4.3.1) du RPA 99 outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Où

- ✓ N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- ✓ B : c'est l'aire (section brute) de cette dernière.
- ✓ f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

II.5.2. Calcul des surfaces d'influence pour le poteau le plus sollicité :

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau (figure).

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

II.5.3. Les étapes de prédimensionnement :

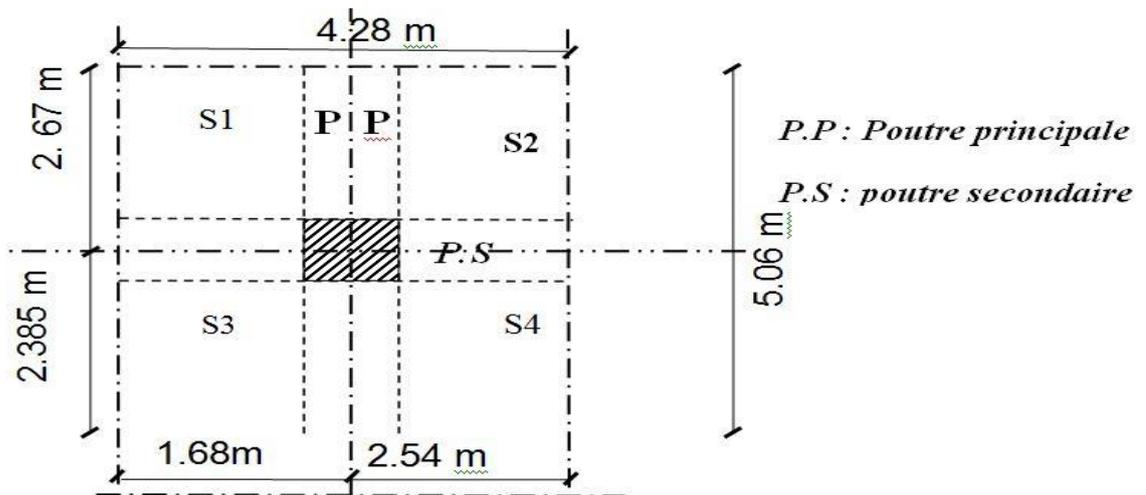


Figure II.11 : Section afférente d'un poteau sollicité.

- La section afférente de plancher :
- $S_{\text{total}} = S1 + S2 + S3 + S4 = 16.6 \text{ m}^2$
- La longueur afférente de poutre principale (P.P) :
- $L_{p.p} = 5.03 \text{ m}$
- La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) : $L_{p.s} = 3.3 \text{ m}$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

Niveaux	Elément	G (KN)	Q (KN)
5 – 5	Plancher terrasse Poutre principale Poutre secondaire	16.6 x 4.02 = 66.732 0,3 x 0,45 x 3,3 x 25 = 11.1375 0,3x0,4x5.025x25 = 15.075 G = 92.9445	1 x 16.6 = 16.6 Q=16.6
4 – 4	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 5 -5	16.6 x 6,78 = 112.548 0,3 x 0,45 x 3,3x 25 = 11,1375 0,3x0,4x5.025x25 = 15.075 0,4 x 0,4 x 25 x 2.61 = 10.44 G = 92.9445 G=241.815	1,5 x 16.6 = 24.9 Revenant 5 – 5 Q = 41.5
3 – 3	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 4 – 4	16.6 x 6,78 = 112.548 0,3 x 0,45 x 3,3x 25 = 11,1375 0,3x0,4x5.025x25 = 15.075 0,4 x 0,4 x 25 x 2.61 = 10.44 G=241.815 G=391.0155	1,5 x 16.6 = 24.9 Revenant 4 – 4 Q = 66.4
2 – 2	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 3 - 3	16.6 x 6,78 = 112.548 0,3 x 0,45 x 3,3x 25 = 11,1375 0,3x0,4x5.025x25 = 15.075 0,4 x 0,4 x 25 x 2.61 = 10.44 G=391.0155 G=540.0216	1,5 x 16.6 = 24.9 Revenant 3 – 3 Q = 91.3
1 – 1	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 2 – 2	16.6 x 6,78 = 112.548 0,3 x 0,45 x 3,3x 25 = 11,1375 0,3x0,4x5.025x25 = 15.075 0,4 x 0,4 x 25 x 2.61 = 10.44 G=540.0216 G=689.2221	1,5 x 16.6 = 24.9 Revenant 2 – 2 Q = 116.2
R D C	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 1 –1	16.6 x 6,78 = 112.548 0,3 x 0,45 x 3,3x 25 = 11,1375 0,3x0,4x5.025x25 = 15.075 0,4 x 0,4 x 25 x 2.61 = 10.44 G=689.2221 G=838.4226	1,5 x 16.6 = 24.9 Revenant 2 – 2 Q = 141.1

Tableau II.9 : Différentes charges exercées sur les différents niveaux.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

Etage	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN) $1,35G + 1,5Q$	$B_r = 0,65N_u$ (cm^2)	a x b (cm^2)	a x b selon RPA
5 ^{ième}	92.9445	16.6	150.38	97.747	11.88 x 11.86	30 x 30
4 ^{ième}	241.815	41.5	388.70	252.655	17.89 x 17.89	30 x 30
3 ^{ième}	391.0155	66.4	627.47	407.86	22.19 x 22.19	30 x 30
2 ^{ième}	540.0216	91.4	866.13	562.98	25.72 x 25.72	30 x 30
1 ^{ier}	689.2221	116.2	1104.75	718.09	28.79 x 28.79	40 x 40
RDC	838.4226	141.6	1344.27	873.78	31.55 x 42,96	40 x 40

Tableau II.10 : Dimensions des poteaux ds différents niveaux

II.5.4. Vérification des sections :

II.5.4.1. Vérification de l'RPA :

L'article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b_1, h_1, h_e : les dimensions du poteau :

Pour la zone IIa on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Conditions	40x40	40x40	30x30	30x30	30x30	
Min (b_1, h_1)	40	40	30	30	30	cv
$h_e/20$	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	cv
b_1/h_1	1	1	1	1	1	cv

Tableau II.11 : Vérification de l'RPA99.

D'après l'article 7.4.1 de RPA 99, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux ; pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

II.5.4.2. Vérification au flambement :

On vérifie que $\lambda = \frac{l_f}{i} < 35$

Pour un palier de bâtiment à étages multiples on a :

$$l_f = 0,7 L$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12}$$

$$\Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ donc } \lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12}$$

Etage	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	i (m)	λ	Condition
RDC et 1 ^{er} étage	3.06	2.142	0.0021	0.16	0.1155	18.55	C.V
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	3.06	2.142	0.0007	0.09	0.0866	24.73	C.V

Tableau II.12 : Vérification du poteau au flambement.

II.6. Pédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4 e$) (figure 2.4). L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit 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 l'indique la figure 2.5.

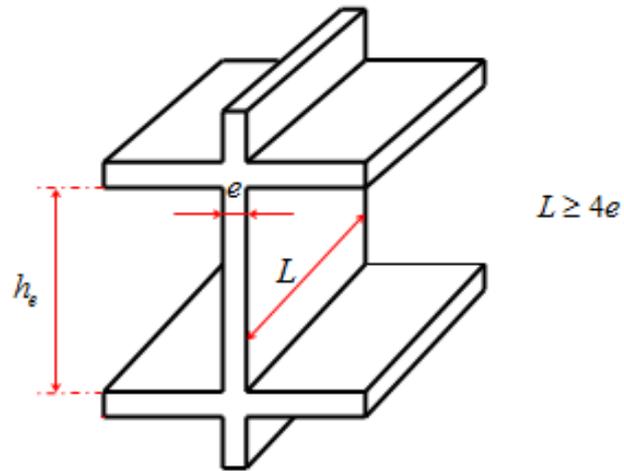


Figure II.12 : Coupe de voile en élévation.

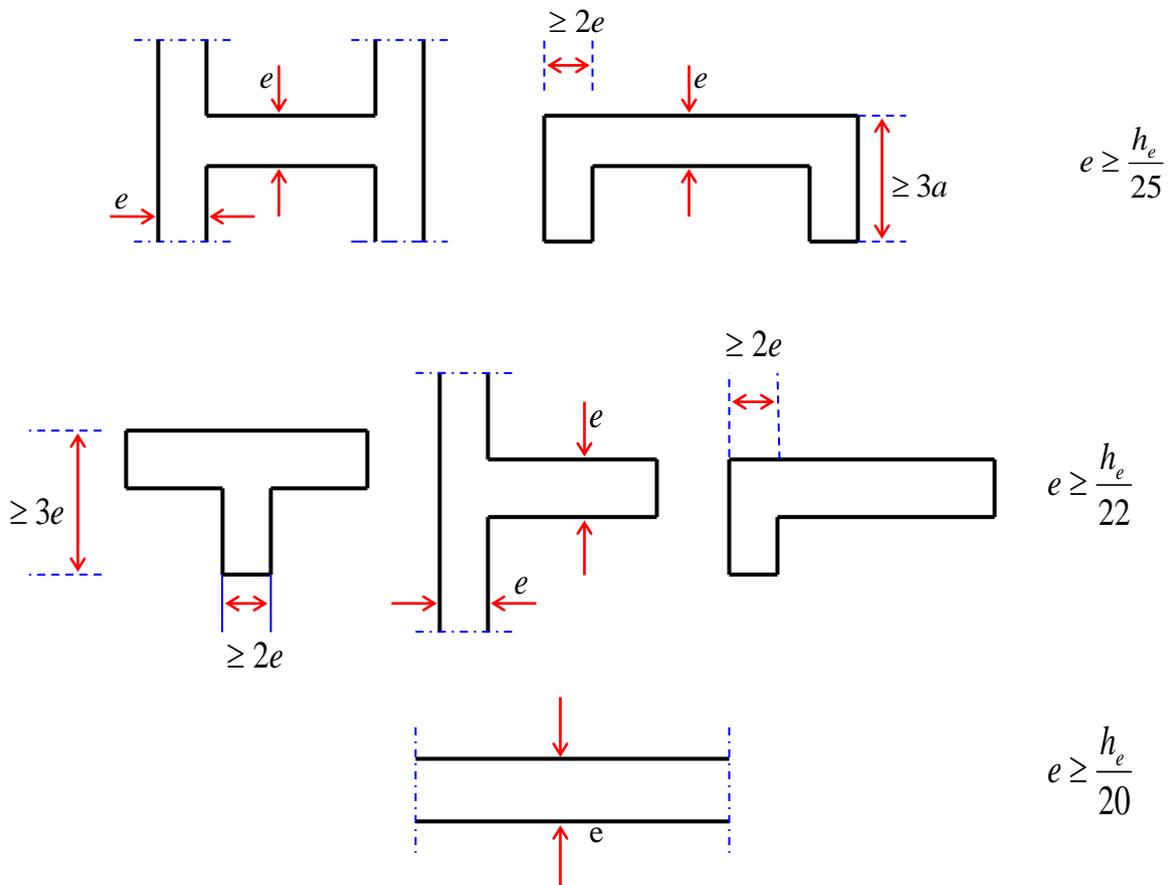


Figure II.13 : Coupe du voile en plan.

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

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

On a la même hauteur de toutes les étages : RDC et les étages courants

-Hauteur d'étage : **H=3.06.**

$$e \geq 306 / 20 = 15.53 \text{ cm.}$$

Donc on prend comme épaisseur :

$$e = 20 \text{ cm.}$$

Conclusion :

On adopte l'épaisseur des voiles : **e= 20cm** sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4e = 80\text{cm.}$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

II.1. Introduction	20
II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires	20
II.2.1. Les planchers	20
II.2.1.1. Planchers à corps creux:	20
II.2.1.2. Planchers à dalle pleine.....	20
II.2.2. L'acrotère :	21
II.2.3. Les balcons:	21
II.2.3.1. Balcon (dalle pleine) :.....	21
II.2.3.2. Balcon (dalle corps creux) :.....	22
II.2.4. Les escaliers :	22
II.3. Pré dimensionnement des poutres :.....	23
II.3.1. Les poutres principales (porteuses):	24
II.3.2. Les poutres secondaires (non porteuses) :.....	24
II.4. Evaluation des charges et des surcharges :	25
II.4.1. Terrasses:.....	25
II.4.1.1. Terrasse inaccessible :	25
II.4.1.2. Terrasse accessible :.....	26
II.4.2. Murs :.....	26
II.4.2.1. Murs extérieurs:	26
II.4.2.2. Murs intérieurs :.....	27
II.4.3. Acrotère :.....	27
II.4.4. L'escalier	28
II.4.4.1. Palier :	28
II.4.4.2. <i>Volée</i> :	28
II.4.5. Balcons :	28
II.4.5.1. Charges permanentes G :.....	28
II.4.5.2. Charges d'exploitation Q :.....	29
II.5. Pré- dimensionnement des poteaux :.....	29
II.5.1. Principe :.....	29
II.5.2. Calcul des surfaces d'influence pour le poteau le plus sollicité :.....	33
II.5.3. Les étapes de prédimensionnement :	34
II.5.4. Vérification des sections :	36
II.5.4.1. Vérification de l'RPA :	36
II.5.4.2. Vérification au flambement :	37
II.6. Pédimensionnement des voiles :	37

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Etude de l'acrotère :

III.1.1. Introduction :

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 encastrée 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'ELU et à l'ELS.

III.1.2. Dimension de l'acrotère:

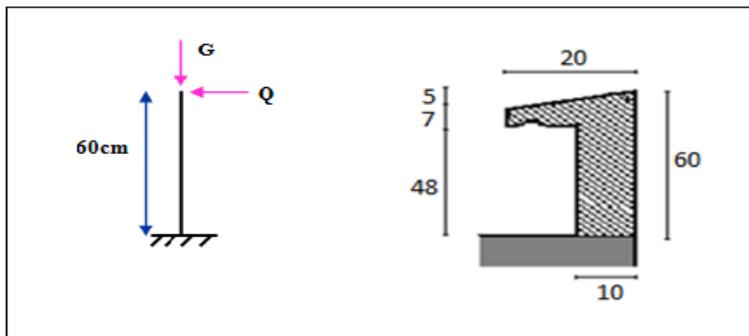


Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère

III.1.3. Schéma statique :

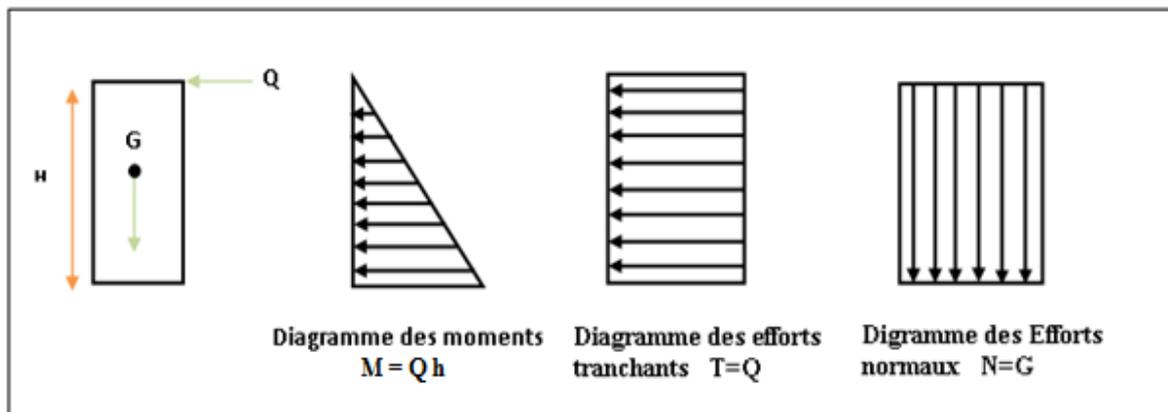
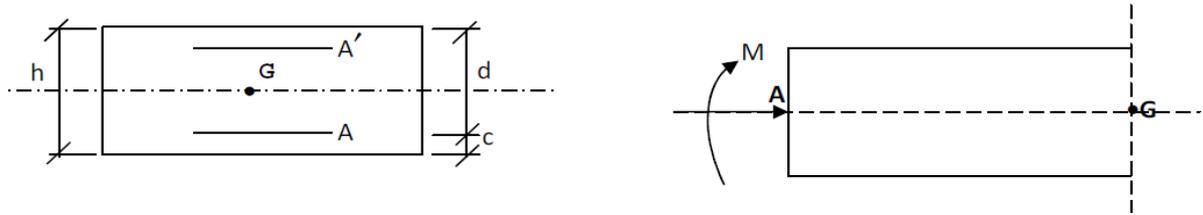


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

III.1.4. Vérification au séisme :



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 (groupe2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p: facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le **tableau (6.1)**

C_p = 0,80 (élément en console)

W_p: poids de l'acrotère **W_p = 1.675 KN/ml**

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675$ donc : **$F_p = 0.804$ KN/ml**

➤ **Les charges :**

Poids propre de l'acrotère: **$G = 1.675$ KN/ml**

$Q = \max (1 \text{ KN/m} , F_p)$

Surcharge d'exploitation : **$Q = 1$ KN/ml**

Force sismique : **$F_p = 0.804$ KN/ml**

$Q = \max \{ 1 ; 0.804 \}$ KN/m $Q = 1$ KN/ml.

➤ **Sollicitations :**

G : Crée un effort normal : $N_G = G \times 1 = 1.675$ KN

Crée un Moment : $M_G = 0$ KN m

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0$ KN

Crée un Moment : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6$ KNm

F_p : Crée un effort normal : $N_{F_p} = 0$ KN

Crée un Moment : $M_{F_p} = F_p \times 2.h/3 = 0.32$ KNm

➤ **Combinaison des sollicitations :**

ELU : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$

ELS :

$N_{ser} = N_G + N_Q$

$M_{ser} = M_G + M_Q$

➤ **Combinaison accidentelle :** $G + 0.75Q + F_p$

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\text{ELA : } N_A = N_G + 0.75N_Q + N_{Fp}$$

$$M_A = M_G + 0.75M_Q + M_{Fp}$$

Cas	Combinaisons	M(KNm)	N(KN)
ELU	1.35G+1.5Q	0.9	2.26
ELS	G+Q	0.6	1.675
ELA	G+0.75Q+F _p	0.77	1.675

Tableau III.1. Sollicitations dans l'acrotère

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (**b x h**) cm² soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : **h = 10cm**

b : largeur de la section : **b = 100cm**

cet **c'** : Enrobage : **c = c' = 2cm**

d = h - c : Hauteur utile **d = 8cm**

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité (**CDG**) des armatures tendues.

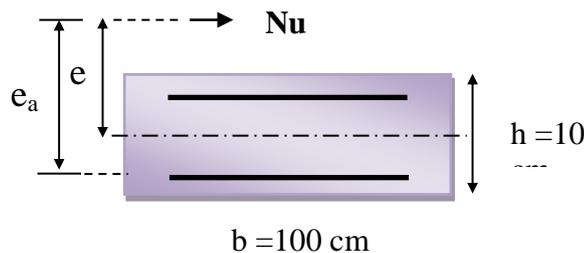
III.1.5.1. Calcul des armatures à L'ELU :

a. Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.26} = 39.82 \text{ cm} \approx \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

$\frac{h}{2} - C = \mathbf{3 \text{ cm}} < e_u = \mathbf{40 \text{ cm}} \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple à l'état limite ultime, sous l'effet du moment fictif (**M**), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



b. Calcule en flexion simple :

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u e_f$$

$$e_f = \frac{h}{2} - C + e_u = \frac{10}{2} - 2 + 40 = \mathbf{43 \text{ cm}}$$

$$M_f = N_u e_f = 2.26 \times 0.43 = \mathbf{0.972 \text{ KN m}}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.972 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = \mathbf{0.0107}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

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

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{0.972}{0.6} = \mathbf{1.62}$$

$$\mu_{lim} = ((3440 \times 1.62) + (49 \times 25) - 3050) \times 10^{-4} = \mathbf{0.375}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.0107} < \mu_{lim} = \mathbf{0.375} \Rightarrow \text{La section est simplement armée, donc :}$$

$$A'_s = \mathbf{0} \text{ (Pas d'armature comprimé).}$$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \qquad \beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

Tel que :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0107)}) = \mathbf{0.0134}$$

$$\text{Donc : } \beta = \mathbf{0.995}$$

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} > \varepsilon_1 = 1.739 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \bar{\sigma}_s$$

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

$$A_f = \frac{0.972 \times 10^5}{0.995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = \mathbf{0.351 \text{ cm}^2}$$

➤ **Armatures en flexion composée : La section réelle des armatures**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.351 - \frac{2.26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = \mathbf{0.286 \text{ cm}^2}$$

III.1.5.2. Calcul des armatures à L'ELA :

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_a}{N_a} = \frac{0.77}{1.675} = 0.46 \text{ m} = 46 \text{ cm}$$

$$h/2 - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_0 = 46 \text{ cm} > h/2 - c' = 3 \text{ cm}$$

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.

b. Calcul en flexion simple :

$$e_A = e_0 + (h/2 - c') = 0.46 + (0.1/2 - 0.02) = 0.49 \text{ m}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 1.675 \times 0.49 = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 21.7} = 0.006$$

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

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{0.82}{0.6} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.37 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.289$$

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

$$\mu_{bu} = 0.006 < 0.275 \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 \times (1 - 0.6 \times 0.006) = 0.08 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b f_{ed}} = \frac{0.8 \times 10}{0.08 \times 400} = 0.256 \text{ cm}^2$$

c. Les armatures en flexion composée :

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.256 - \frac{2.26}{400} = 0.25 \text{ cm}$$

III.1.5.3. Calcul des armatures à L'ELS :

On a: $N_{ser} = 1.675 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) \times b_0 \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min(266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 15(15) / (15 \times 15 + 201.63) = 0.53$$

$$M_{rb} = \left\{ \frac{1}{2} (0.53) \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \right\} 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3 = \mathbf{20.94 \text{ KNm}}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow \mathbf{A' = 0}$$

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = \mathbf{0.00047}$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00047) + 1}{(54 \times 0.00047) + 1} = \mathbf{7.45 \text{ cm}}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{7.45 \times 201.63} = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

$$A_{ser} = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

III.1.6. Vérification à L'ELU :

III.1.6.1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiés 99):

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{F_e} \frac{e_s - 0.45 d}{e_s - 0.185 d}$$

$$\text{Avec } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \cdot 10^2}{1.675} = \mathbf{35.82 \text{ cm}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \frac{2.1}{400} \times \frac{35.82 - (0.45 \times 8)}{35.82 - (0.185 \times 8)} = \mathbf{0.906 \text{ cm}^2}$$

On remarque que : $A_{calcul} = A_s = \mathbf{0.286 \text{ cm}^2} < A_{min} = \mathbf{0,906 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{min} = \mathbf{0.906 \text{ cm}^2}$$

a. Conclusion de ferrailage :

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}; A_u, A_a, A_{min}) = \text{Max}(0.4; 0.286, 0.256, 0.906) = \mathbf{0.906 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } A_s = \mathbf{4 \text{ HA8 /ml}} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}, \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = \mathbf{0.503 \text{ cm}^2 / \text{ml.}}$$

Soit : **4HA8/ml = 2.01cm²** répartie sur **60 cm** de hauteur, avec un espacement

$$St = \frac{60}{4} = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

III.1.6.2. Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = \mathbf{0.0187 \text{ MPa}} \quad \text{Avec : } \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement.}$$

$$Vu = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

On a aussi pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

III.1.6.3. Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres.

φ : diamètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = \mathbf{0.21 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.21 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \quad \Rightarrow \quad \text{condition est vérifiée}$$

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

III.1.7. Vérification des contraintes à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le

III.1.7.1. Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

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

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec :}$$

y : position de l'axe neutre

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

a. Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15 (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 1.91 \text{ cm}$$

b. Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] = 1350.46 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 44.43 \text{ MPa/m} \quad \sigma_{bc} = 0.0191 \times 44.43 = 0.849 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.849 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appui	0.6	2.01	1.35 .10 ³	1.91	44.43	0.849	15	C.V

Tableau III.2 : Vérification des contraintes dans le béton.

III.1.7.2. Dans l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour des HA} > 6 \text{ mm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \quad 226.6 \text{ MPa} ; \max (200 \text{ MPa}, 201.6 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) \quad \text{Tel que : } n = 15.$$

$$\sigma_s = 40.59 \leq 201.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.8. Vérification de l'écartement des barres :

III.1.8.1. Armatures verticales :

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.8.2. Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min\{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.9. Vérification au flambement :

III.1.9.1. Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}} \quad \text{Avec :}$$

λ : Élancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$A = l b = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$L_f = 2 L_0 = 2 H = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

III.1.9.2. Vérification à l'élancement :

$$\lambda \leq \max [50 ; \min (\frac{67 e_u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (268 ; 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

III.1.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

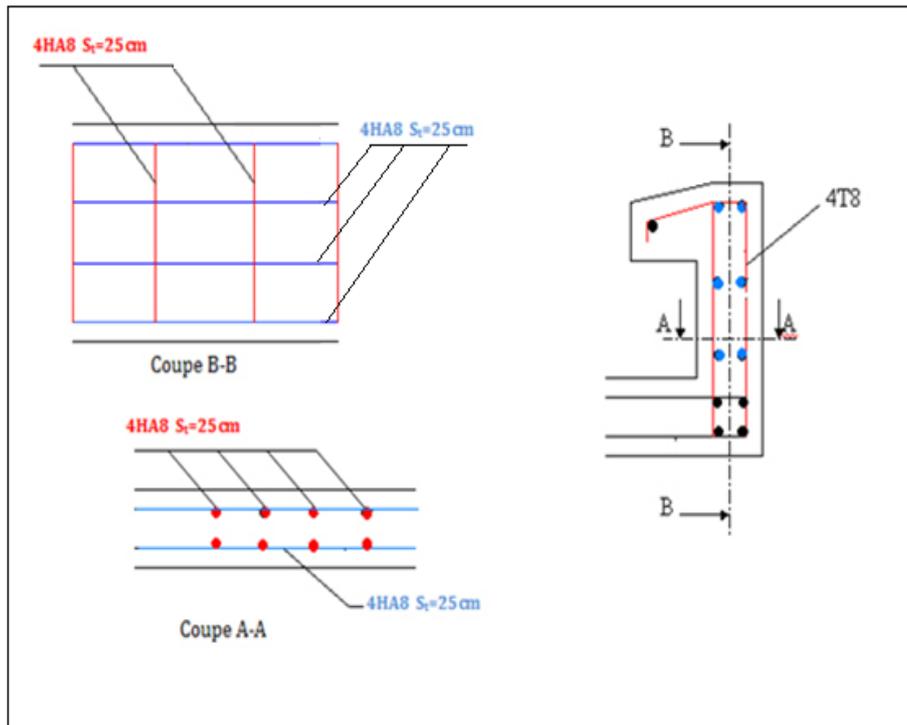


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Calcul du Balcon :

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15cm** d'épaisseur. Elles sont de type console.

III.2.1. Détermination des efforts :

- Charges permanentes : $G_1 = 5,32 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) : $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$

III.2.1.1. Combinaisons de charges :

a. L'état limite ultime(ELU) :

$$P_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 3,5 = 12,432 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,5 \times Q_2 = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

b. L'état limite de service (ELS) :

$$P_s = 5,32 + 3,5 = 8,82 \text{ KN/ml}$$

$$P' = 1 \times G_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.1.2. Schéma statique de calcul :

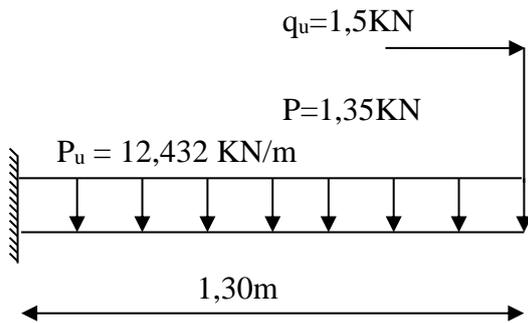


Schéma statique (ELU)

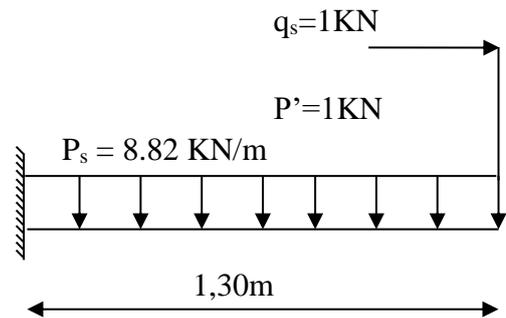


Schéma statique (ELS)

Figure III.4 : Schémas statiques du balcon .

III.2.1.3. Les moments et les efforts tranchant :

a. L'ELU :

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + p \times l + q_u = 13.76 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u l + P = 17.51 \text{ KN}$$

b. L'ELS :

$$M_s = \frac{P_s l^2}{2} + P' l + q_s = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$V_s = P_s l + P' = 12.47 \text{ KN.m}$$

c. Diagramme des sollicitations à l'ELU :

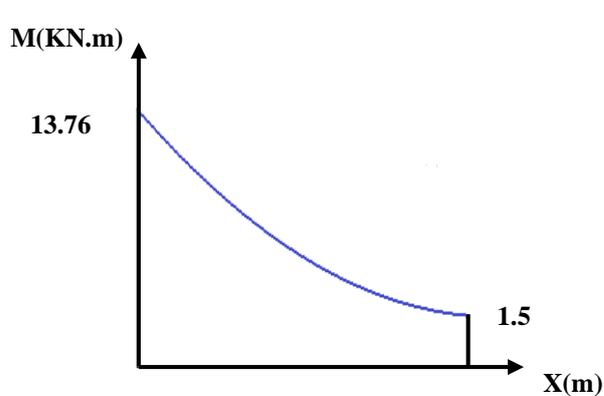


Diagramme du moment

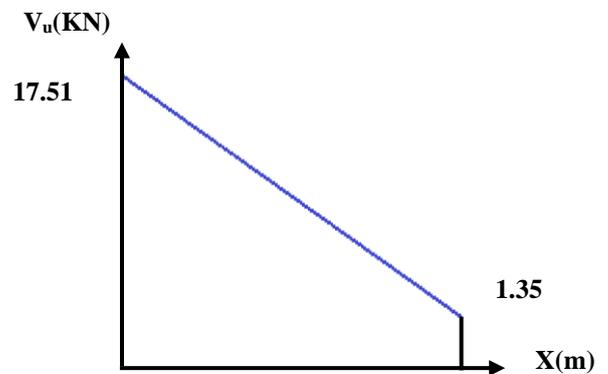


Diagramme de l'effort tranchant

d. Diagramme des sollicitations à l'ELS :

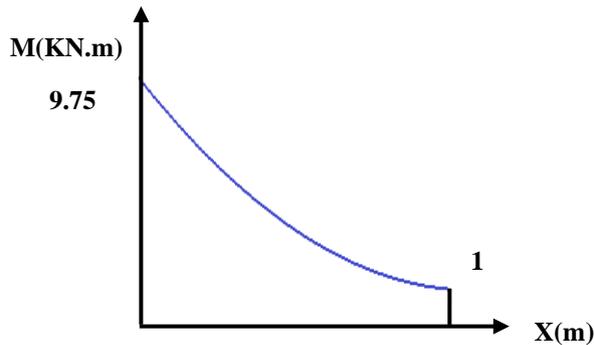


Diagramme du moment

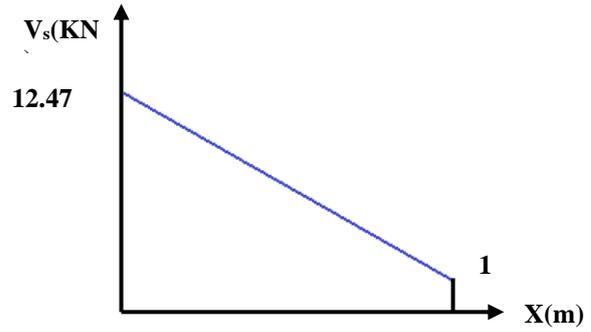


Diagramme de l'effort tranchant

III.2.2. Ferrailage de balcon :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable et une section de **1.00 m** de largeur et de **15 cm** d'épaisseur

III.2.2.1. Armature principale :

$b=1\text{m}$, $h=15\text{cm}$, $d=0.9 h=13.5\text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13.76 \cdot 10^6}{1000 (135)^2 \cdot 14.2} = \mathbf{0.053}$$

avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13.76}{9.75} = \mathbf{1.41}$

a. Calcul de μ_{lu} :

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

$$\mu_{lu} = [3440(1.41) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.302}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.053} < \mu_{lu} = \mathbf{0.302} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.053} < \mathbf{0.27} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

b. Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.053)] \Rightarrow Z_b = \mathbf{130.707\text{ mm}}$$

c. Calcul de A_l :

$$A_l = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{13.76 \times 10^6}{130.707 \times 348} = 302.510 \text{ mm}^2 = \mathbf{3.02\text{ cm}^2}$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** Avec : $S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25\text{ cm}}$

III.2.2.2. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3.02}{4} = \mathbf{0.755\text{ cm}^2}$$

Soit: **6HA8 = 3.02 cm²** Avec : $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20\text{ cm}}$

a. Vérifications :

➤ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies (\text{cv}) \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies (\text{cv}) \end{cases}$$

➤ **Vérification de disposition des armatures :**

✓ **Armatures longitudinales :**

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

Avec : h : l'épaisseur du balcon h=15cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies (\text{cv})$$

✓ **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4 h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \implies (\text{cv})$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$V_u = 17.51 \text{ KN}$$

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{17.51 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies (\text{cv})$$

➤ **Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL/91)**

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

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

$$V_u^{\max} = 17.51 \text{ KN}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{17.51 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.5} = 0.76 \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.85 \text{ cm}$$

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$\sum U_i =$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv})$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification des Contrainte de compression dans le béton :**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K y$$

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

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad n \text{ est le coefficient d'équivalence.}$$

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
9.75	5.65	9.782 10 ³	4.01	87.405	3.505	15	C.V

Tableau III.3 : Vérification des Contrainte de compression dans le béton

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{su}$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ (Coefficient de fissuration pour les armatures à haute adhérence).

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\{266.67 ; \text{Max}(200 ; 202)\} \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n K (d - y) = 15 \times 87.405 \times (0.135 - 0.0401) \\ &= 124.420 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tel que: $n = 15$

$$\sigma_s = 124.421 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{su} = 202 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{c.v})$$

➤ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

M = M₀ : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{(c v)}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{1}{10} \frac{2.237}{2.237} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{(c v)}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.185 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400}$$

$$= 0.01 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(c v)}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.3. Schéma de ferrailage de balcon :

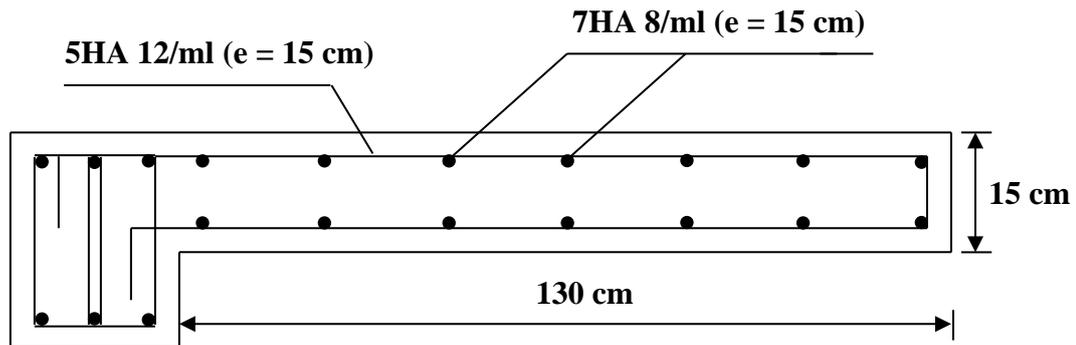


Figure III.5. Schéma de ferrailage de balcon

III .3. Les planchers :

III.3.1. Calcul du plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux (Hourdis); sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures (Treillis soudés) ayant pour but :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

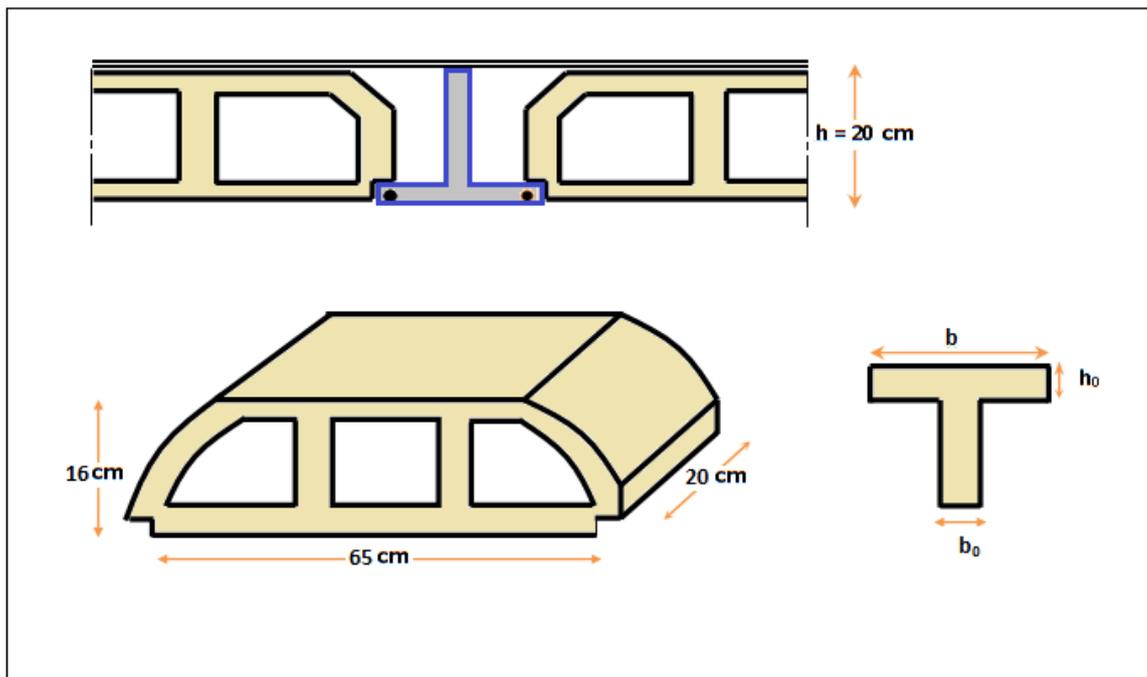


Figure III.6 : Schéma coupe verticale de plancher

III.3.2. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 33 cm : **dans le sens parallèle aux poutrelles.**
- 20 cm : **dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.**

En pratique, en Algérie on considère un maillage de **20cm**.

III.3.2.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$L_1 \leq 50 \text{ cm}$ La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$ donc la section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec: } (L_1 \text{ en cm})$$

Avec un espacement : $St=20 \text{ cm}$

- L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).
- $A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,
- $F_e = 520 \text{ MPa}$ (F_e : limite élastique des aciers utilisés).
- Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

III.3.2.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{// \text{ nervures}} = A_{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \quad A_{//} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à **20cm** suivant les deux sens (**20x20**).

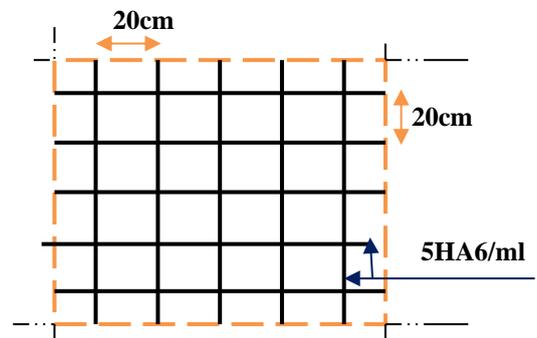


Figure III.7. Treillis soudés (20x20) cm^2

III.3.3. Etude des poutrelles :

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

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.

Le calcul se fait en deux étapes :

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

III.3.3.1. Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en T. Ses dimensions comme suite (voir le deuxième chapitre) :

- $h_0 = 4 \text{ cm}$: L'épaisseur de la dalle de compression.
- $h_t = 20 \text{ cm}$: La hauteur de la nervure.
- $b = 65 \text{ cm}$: largeur de la table de compression.
- $b_0 = 12 \text{ cm}$: Le largeur de la nervure.
- $b_1 = 12 \text{ cm}$

D'après le pré dimensionnement on a un plancher (16 + 4) cm.

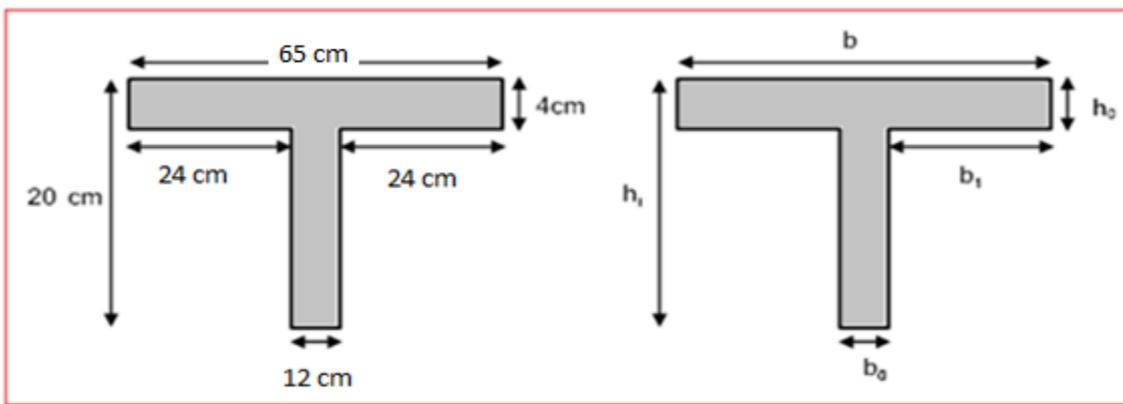


Figure III.8 : Schéma d'une poutrelle

III.3.3.2. 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 de corps creux, ainsi qu'à la charge due à la main d'œuvre.

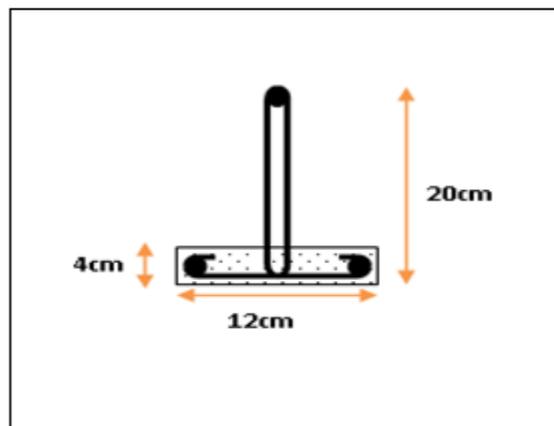


Figure III.9 : Schéma de la nervure

a. Charges et surcharges :

Charge permanente (KN/ml)		Charge d'exploitation (KN/ml)
Poids propre de la poutrelle	$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Poids de corps creux	$0.65 \times 0.95 = 0.62$	
$G = 0.12 + 0.62 = 0.74$ KN/ml		$Q = 0.65$ KN/ml

- (Sens x-x) $L_{x_{max}} = 4m$: distance entre deux appuis des poutres dans le panneau le plus sollicité
- (Sens y-y) $L_{y_{max}} = 5.45m$: distance entre deux appui des poutres dans le panneau le plus sollicité

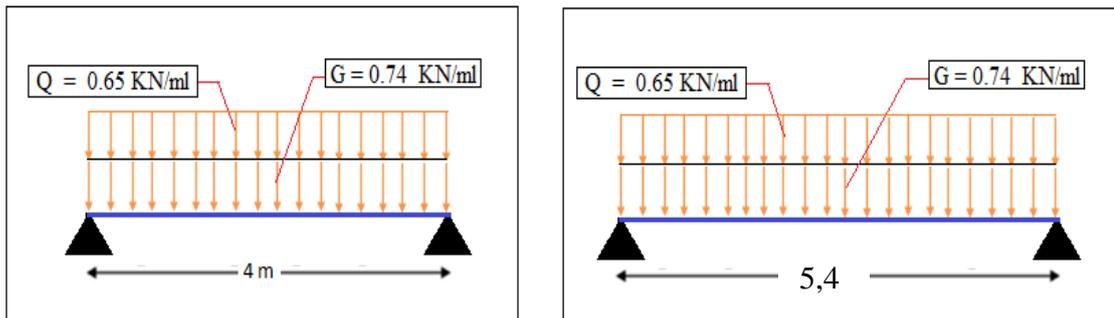


Figure III.10 : Schéma des charges appliquées sur la poutrelle

b. 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 considérée comme peu nuisible (FPN).

❖ **Combinaison des charges :**

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

$$q_{ser} = G + Q = 0.74 + 0.65 = \mathbf{1.39 \text{ KN/ml}}$$

❖ **Le moment en travée :**

$$M = q \cdot \frac{l^2}{8}$$

	M_u	M_{ser}
Sens x-x	3.94 KN.m	2.78 KN.m
Sens y-y	7.31 KN.m	5.16 KN.m

❖ **L'effort tranchant :**

$$R_a = R_b = q \times \frac{l}{2}$$

	ELU	ELS
Sens x-x	$R_a = R_b = 3.94 \text{ KN}$	$R_a = R_b = 2.78 \text{ KN}$
Sens y-y	$R_a = R_b = 5.37 \text{ KN}$	$R_a = R_b = 3.78 \text{ KN}$

❖ **Calcul des armatures :**

$$b = 0.12 \text{ m}, \quad h = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.9 \cdot h = 0.036 \text{ m}, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

➤ **Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{3.94 \times 10^6}{120 \times (36)^2 \times 14.2} = 1.78$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.94}{3.86} = 1.021$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_c 28) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.169$$

$$\mu_{lu} = 0.306 \quad (\text{tableau des moments réduits} - 2.3.1 - \text{BAEL91})$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow \text{la section est doublement armée (A' } \neq 0)$$

➤ **sens y-y :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{6.16 \times 10^6}{120 \times (36)^2 \times 14.2} = 2.789$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.16}{4.34} = 1.419$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_c 28) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.306$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow \text{la section est doublement armée (A' } \neq 0)$$

Conclusion :

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

III.3.3.3. 2ème 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

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

a. Charge et surcharge et la combinaison de charges :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases} \quad \text{Avec : } g = 0.65 G \quad \text{et} \quad q = 0.65 Q$$

❖ **Suivant le sens X-X :**

Les charges supportées par la poutrelle sont :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN.m)
Terrasse inaccessible	6.78	1.00	4.41	0.65	6.93	5.06
Étage courant	4.02	1.50	2.61	0.97	4.98	3.58

TabIII.4 : Les charges supportées par la poutrelle

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible : **q_u = 6.92 KN/m** et **q_{ser} = 5.06 KN/m** . Donc on va travailler avec **G = 6.78KN/m²** et **Q = 1KN/m²**.

❖ **Suivant le sens Y-Y :**

Les charges supportées par la poutrelle sont :

Les surcharges **Q = 3.5 KN/m²** dans la Terrasse inaccessible et dans les étages courants parce que on les considère comme des consoles.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g=0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN.m)
Terrasse inaccessible	6.78	3.5	4.41	2.27	9.36	6.68
Étage courant	4.02	3.5	2.61	2.27	6.93	4.88

Tableau III.5 : Les charges supportées par la poutrelle

On calcule la console le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres consoles des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible : **q_u = 9.36 KN/m** et **q_{ser} = 6.68 KN/m** . Donc on va travailler avec **G = 6.78KN/m²** et **Q = 3.5 KN/m²**.

b. 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 et la méthode de Caquot.

➤ **Méthode forfaitaire :**

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

- $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- Fissuration peu nuisible.

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

Application :

$$Q < 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 13.56 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5,45}{2,1} = 2,59 \Rightarrow 2,59 > 1,25 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La fissuration est peu nuisible.

⇒ donc on applique **la méthode de Caquot.**

➤ **Méthode de Caquot :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Principe de calcul :**

Notation de longueur :

$$L' = 0,8 L \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.}$$

$$L = L \dots\dots\dots \text{travée de rive}$$

Cas des charges uniformément réparties :

$$\text{Moment en appuis : } M_i(q) = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_i(x_0)} P_i x \end{cases}$$

$$\text{Efforts tranchants : } \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}$$

➤ **Plancher étages courants**

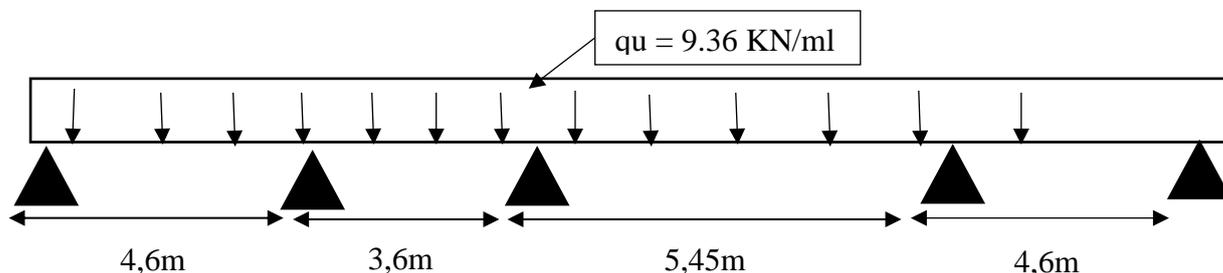


Figure III.11 : 1 er type des poutres (P1) chargé à l'ELU.

L'ELU :

Appui	Qw	qe	l'w	lw'3	l'e	le'3	lw	le	Moment appui
1	0	9.36	0,00	0,00	4.6	97.34	0,00	4.6	0
2	9.36	9.36	4.6	97.34	3,50	42.88	4.6	3.6	-23.3
3	9.36	9.36	2.88	23.88	2,8	21.96	3.6	5.45	-8.88
4	9.36	9.36	4.36	82.88	4.6	97.34	5.45	4.6	-22.14
5	9.36	9.36	4.6	97.34	0	0	4.6	0	0
									Moment Max = -23.3

Tableau III.6 : Moment appui P1

Travée	Mw	Me	L	q	Ve	Vw	x0	Mt
1	0,00	-23.3	4.60	9.36	26.596	-16.46	1.76	-14.5
2	-23.3	-8.88	3.6	9.36	12.846	-20.85	2.22	-46.36
3	-8.88	-22.14	5.45	9.36	27.94	-23.072	2.46	-37.2
4	-22.14	0	4.6	9.36	21.786	-21.27	2.27	-26.34

Tableau III.7 Moment en travée à l'ELU P1

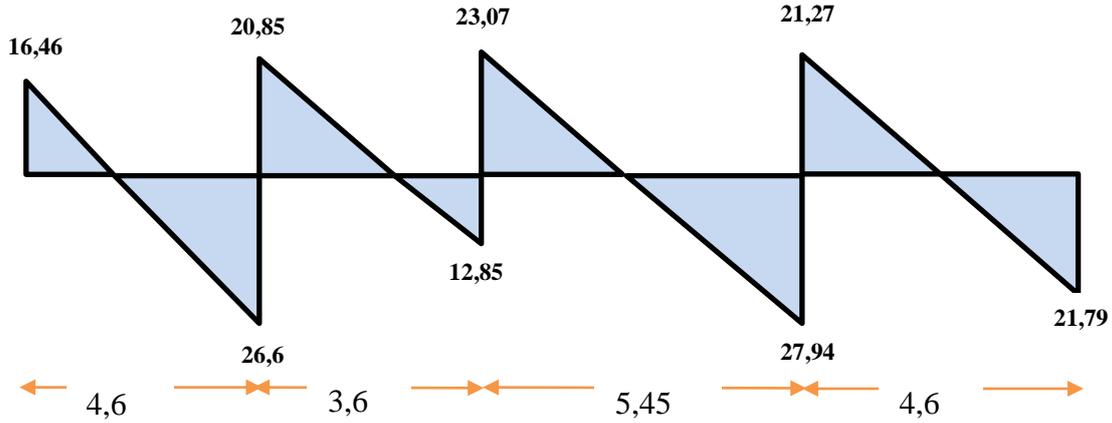


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant P1 à l'ELU.

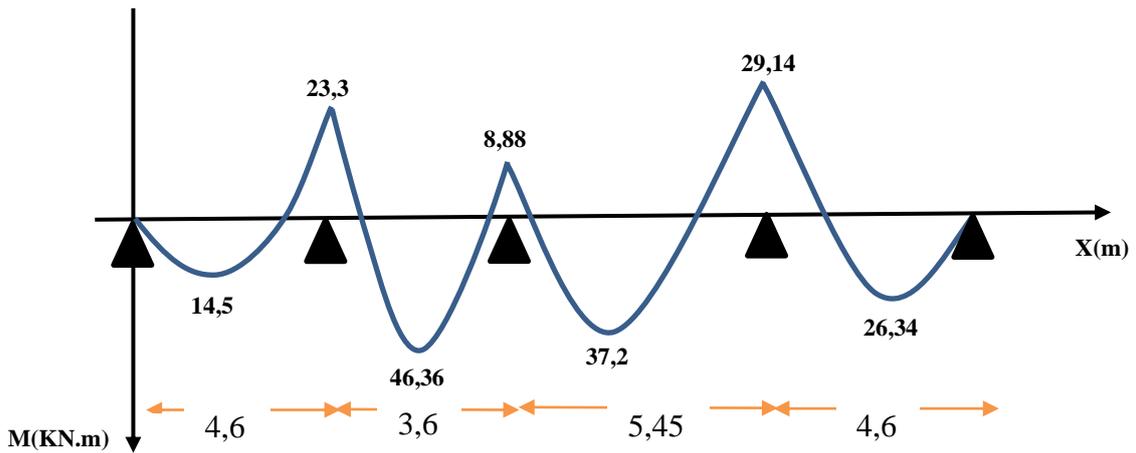


Figure III.13. Diagramme des moments à l'ELU

L'ELS :

Type de poutrelle à quatre travées :

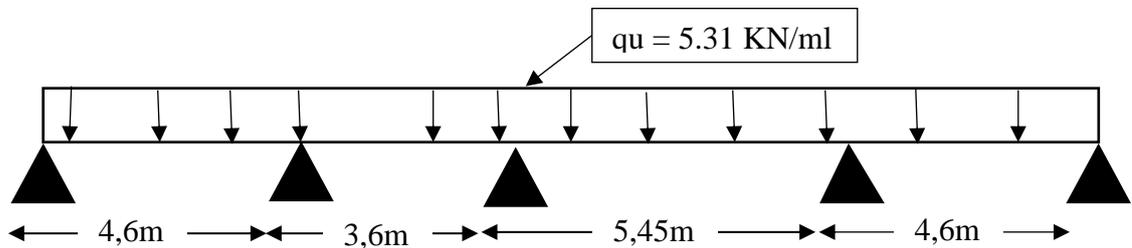


Figure III.14 : P1 charges à l'ELS

Les conditions de la methode forfaitaire :

- $Q = 3.5\text{KN/m}^2 < 2G = 13.56\text{KN/m}^2$ condition vérifié.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5,45}{2,1} = 2,59 \Rightarrow 2,59 < 1,51$ condition non vérifié

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- La fissuration est peu nuisible.
- ⇒ donc on applique la méthode de Caquot.

L'ELS :

Appui	Qw (KN/m²)	Qe (KN/m²)	l'w (m)	lw'3 (m³)	l'e (m)	le'3 (m³)	Lw (m)	Le (m)	M appui (KN.m)
1	0	5.31	0,00	0,00	4.6	97.33	0,00	4.6	0
2	5.31	5.31	4.6	97.33	2.88	23.88	4.6	3.6	-12.73
3	5.31	5.31	2.88	23.88	4.36	82.88	3.6	5.45	-11.58
4	5.31	5.31	4.36	82.88	2.1	9.261	5.45	2.1	-11.2
5	5.31	5.31	2.1	9.261	0	0	2.1	0	0
									Moment Max =12.73

Tableau III.8: Moment en appuis a l'ELS.

Travée	Mw	Me	L	q	Ve	Vw	x0	Mt		
1	0,00	-12.73	4.6	5.31	9.446	-14.98	2.82	-21.11		
2	-12.73	-11.58	3.6	5.31	9.246	-9.87	1.86	-21.92		
3	-11.58	-11.2	4.36	5.31	11.4916	-11.66	2.19	-24.31		
4	-11.2	0	4.6	5.31	9.786	-14.64	2.75	-31.28		
					Ve max	11.4916			Mt max	31.28
					vw min	14.98				

Tableau III.8: Moment en travée a l'ELS.

Tableau III.7 : Moment en travées à l'ELS

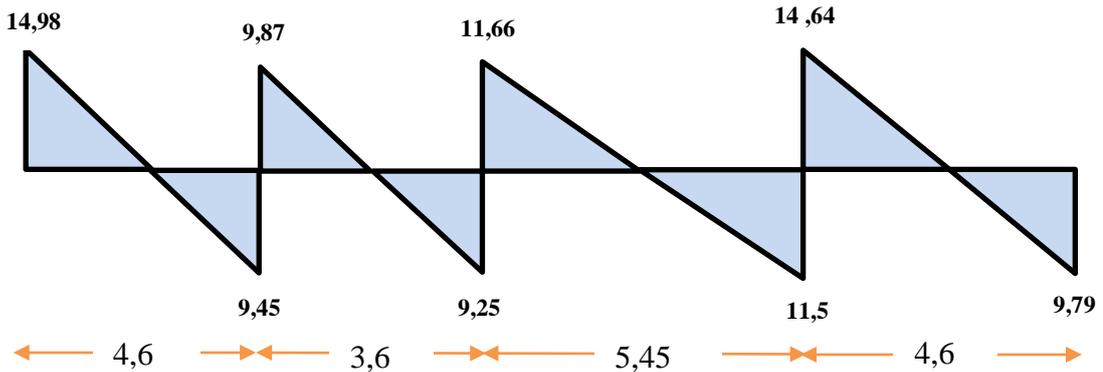


Figure III 15: Diagramme des moments et les efforts

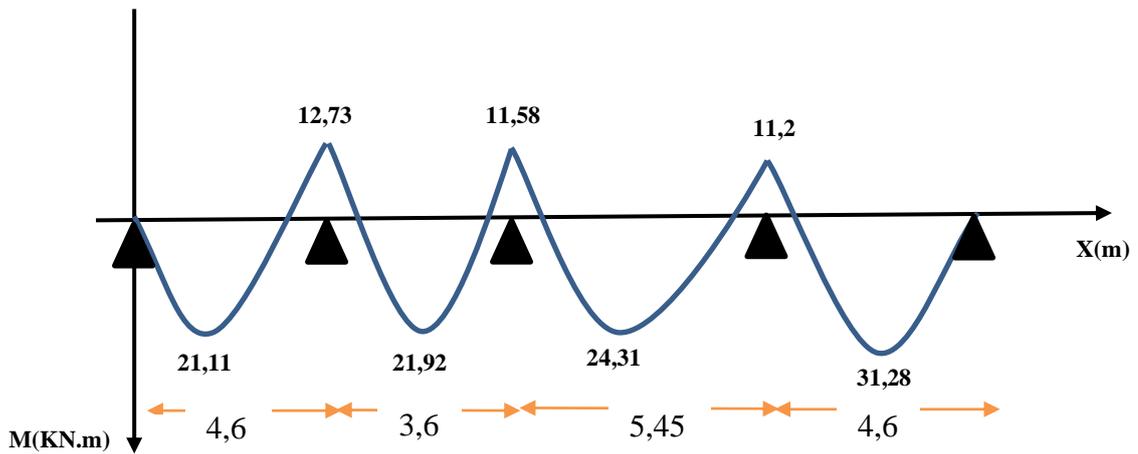


Figure III.16 : Diagramme des moments à l'ELU

Calcul de ferrailage à L'ELU :

➤ **En travée**

On adoptera le même ferrailage en travées avec le moment maximum $M_t = 46.36 \text{ kN.m}$, et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a = 23.3 \text{ kN.m}$.

Les caractéristiques de la section sont :

$b = 65 \text{ cm} ; b_o = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ;$

$h = 20 \text{ cm} ; h_o = 04 \text{ cm}.$

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

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

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

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

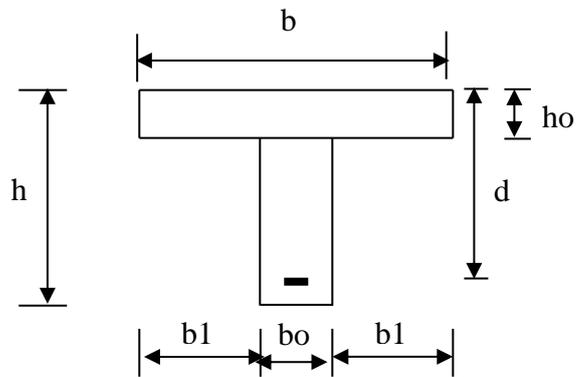


Figure III 17 : Dimensions d'une poutrelle

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$M_0 > M_t \Rightarrow$ 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, soumise à un moment : $M_t = 19.55 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{46.36 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.2} = 0.155$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t \text{ ser}}} = \frac{46.36}{31.29} = 1.48$$

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

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

$$\mu_{bu} = 0.155 < 0.288 \Rightarrow \text{Méthode simplifier}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 18 [1 - 0.6(0.155)] = 16.326 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{46.36 \times 10^3}{16.326 \times 348} = 8.15 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = \max (A_t, A_{\min}) = \max (8.15, 1.41) \Rightarrow A_s = 8.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 16 \text{ HA } 8 = 8.04 \text{ cm}^2$$

➤ En Appuis

En considérant le moment en appui max $\Rightarrow M_{a \text{ max}} = 23.3 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.3 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.2} = 0.078$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = \frac{23.3}{12.73} = 1.83$$

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

$$\mu_{bu} = 0.078 < \mu_{lu} = 0.288 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.078 < 0.275 \Rightarrow \text{Méthode simplifier}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 18 [1 - 0.6*(0.078)] = 17.16 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b f_{ed}} = \frac{23.3 \times 10^3}{17.16 \times 348} = 3.9 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = \max (A_a, A_{\min}) = \max (0.26, 3.9)$$

$$A_s = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 20 \text{ HA } 5 = 3.93 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

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

Vérification a L'ELU :

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

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

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

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

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

$$A_t = 3.24 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_a = 3.82 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

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

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

$$V_u = T_{\max} = 27.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{27,94 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.29 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Au voisinage des appuis**

• **Appuis de rive**

$$\frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{27,94 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 180} = 1,43 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \text{ ----- Vérifiée}$$

Section minimale de l'acier sur appuis :

$$\frac{1,15}{f_e} \cdot T_u^{\max} = 0,08 \text{ cm}^2 < A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ ----- Vérifiée}$$

• **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.

➤ **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:

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

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

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 8\text{mm}$)

$$\bar{\tau}_s = \Psi * f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{27.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 16 \times 8} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.43 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_s \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

Vérification de disposition d'armature

➤ Armature longitudinale

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

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

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

➤ Armature de répartition

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

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

➤ Ancrage des barres

✓ 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 :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

✓ Ancrages courbe

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 16.92 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 17 \text{ cm}$$

➤ **Espacement**

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

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

Vérification à l'ELS

➤ **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**

$$M_{ser} = 29.28 \text{ KN.m}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad A_S = 4.94 \text{ cm}^2; \quad A_S' = 0$$

	Mser r (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K MPa/m	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	12.73	2.08	8990.02	12.6	105.22	13.25	15	Vérifiée
Travée	29.28	4.94	10211.44	6.27	39.17	2.46	15	Vérifiée

➤ **En appuis**

$$M_{ser} = 12.73 \text{ KN.m}; \quad b_0 = 12\text{cm}; \quad A_S = 2.08\text{cm}^2; \quad A_S' = 0; \quad d = 18 \text{ cm}$$

✓ **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.

✓ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

M : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{3,06} = 0,065 < \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

✓ **Calcul de la flèche**

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

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

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$
 Si $L < 5.00 \text{ m}$ $\bar{f} = \frac{3,06}{5} = 0,612 \text{ cm}$

✓ **Moment d'inertie de la section rectangulaire**

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

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

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_S(d - y)^2 + A'_S(y - d')^2]$$

✓ **Moment d'inertie fictive d'après BAEL 91.**

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

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

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}) \cdot \delta}$: 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.

$$f_i = \frac{M_S \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fi}}, \quad f_v = \frac{M_S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}}$$

$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 32164,2 \text{ MPa}$: Module de déformation différée du béton

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

$$f_i = \frac{27,94 \times 10^6 \times (3060)^2}{10 \times 32164,2 \times 4129,01 \cdot 10^8} \dots \dots \dots f_i = 0,50 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{27,94 \times 10^6 \times (3060)^2}{10 \times 10818,86 \times 6664,63 \cdot 10^8} \dots \dots \dots f_v = 0,93 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0,43 \leq \bar{f} = 0,82 \dots \dots \dots \text{Condition..Verifié}$$

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Mser (kN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	σs (MPa)	λi	λv	I ₀ cm ²	I _{FI} cm ⁴	IFv cm ⁴
29.28	4.94	6.27	9.41	3.74	1.49	10211.43	4129.01	6664.63

f_{max} (cm)	\bar{f} (cm)	Obs
0.43	0.82	OK

III.3.3.4. Schéma de ferrailage

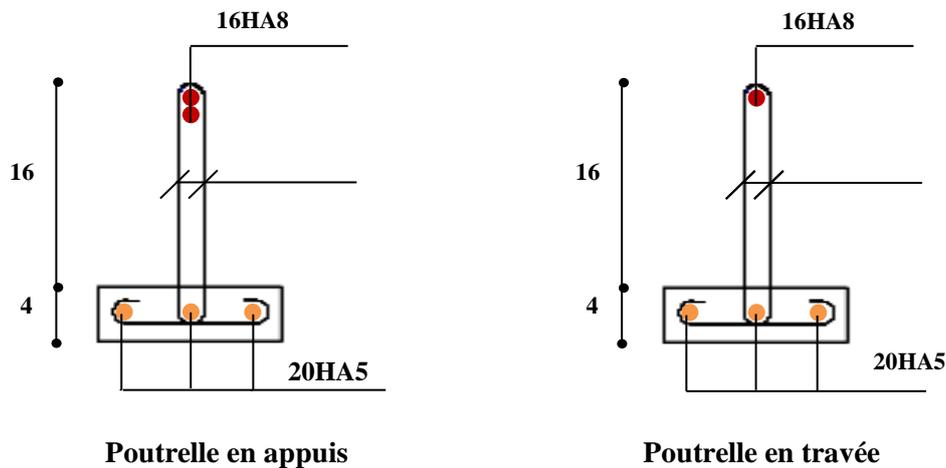


Figure III.18. Schéma de ferrailage de Poutrelle (sens y-y)

$$F_{yG} = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15(A + A')} = 15.29 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) \left((y_G - h_0)^3 / 3 \right) + 15 [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2 + b_0 \left((h - y_G)^3 / 3 \right)]$$

$$\Rightarrow I_0 = 3302 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3,93}{12 \times 21.6} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0089 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 4.6$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.84$$

- Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.11 = 3.32 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.11 + 1.5) = 4.29 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.32 \times 5.08^2}{8} = 7.741 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 5.08^2}{8} = 6.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.57 \times 5.08^2}{8} = 9.97 \text{ KN.m}$$

- Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{6.62 \times (0.216 - 0.0438) \times 10^5}{0.0001281} \Rightarrow \sigma_{js} = 79.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{7.741 \times (0.216 - 0.0438) \times 10^5}{0.0001281} \Rightarrow \sigma_{gs} = 13.477 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{9.97 \times (0.216 - 0.0438) \times 10^5}{0.0001281} \Rightarrow \sigma_{ps} = 185.39 \text{ MPa}$$

- Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0096 \times 143.477 + 2.1} = 0.516$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0096 \times 79.95 + 2.1} = 0.288$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0096 \times 185.39 + 2.1} = 0.601$$

- Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 4.29 \times 0.288} = 115715 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 4.29 \times 0.516} = 80515 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 4.29 \times 0.601} = 72367 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 1.72 \times 0.516} = 137261 \text{ cm}^4$$

- Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{6.62 \times 5.08^2}{10 \times 32164.2 \times 11420} \times 10^8 = 4.61 \text{ mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{7.74 \times 5.08^2}{10 \times 32456 \times 10575} \times 10^8 = 5.82 \text{ mm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{vg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{7.74 \times 5.08^2}{10 \times 10818.866 \times 18400} \times 10^8 = 10.03 \text{ mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{9.97 \times 5.08^2}{10 \times 32465,597 \times 95280} \times 10^8 = 8.32 \text{ mm}$$

- La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 10.03 + 8.32 - 5.82 - 4.61 = 8.12 \text{ mm} < f_{adm} = 10.08 \text{ mm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

- Diamètre d'armature d'âme

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \phi = 1.2 \text{ cm} \\ \frac{h}{35} = 0.68 \text{ cm} \quad \phi_t < 0.68 \text{ cm on prend } \phi_t = 6 \text{ mm} \\ \frac{b_o}{10} = 1.2 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Espacement maximal**

-- D'après le R.P.A 99 :

+Zone nodale :

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi \text{ min} ; 30 \text{ cm}) = \min (24 / 4 ; 12 \times 1,2 ; 30)$$

On prend : St = 5 cm

+Zone courante:

$$St \leq h / 2 = 24 / 2 \text{ on prend .. St = 10 cm.}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\frac{b_o y^2}{2} + [(b - b_o)h_o + \eta A] y - \left[(b - b_o) \frac{h_o^2}{2} + \eta A d \right] = 0$$

$$Y = 8.42 \text{ cm}$$

$$I_T = \frac{by^3}{3} - (b - b_o) \frac{(y-h_o)^3}{3} + \eta A (d - y)^2 = 90446.53 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 44.93 \text{ MN/m}^3$$

$\sigma_{bc} = K \cdot y = 3.78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 197.14 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

- Calcul des armatures transversal et de l'espacement :

- $St = \min$

$$(0.9d, 40\text{cm}) = 19.44\text{cm}$$

$$\frac{At * f_e}{0.4 * b_0} = 47\text{cm}$$

$$\frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 17\text{cm}$$

Avec $\tau_u = 0.85 \text{ MPa}$; $A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0.57 \text{ cm}^2$ et $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte : **St = 15 cm.**

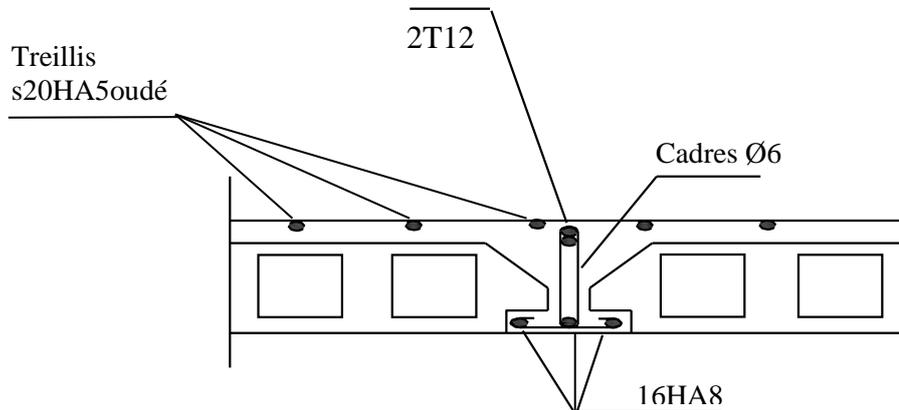


Figure III.19. Ferrailage de la poutrelle et de la dalle de compression.

III.4. Calcul des escaliers :

III.4.1. Définition :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger. Dans Notre structure il y a 1 seul type d'escalier : *droit à deux volées*. Ce type est présent dans tous les étages.

III.4.2. Terminologie :

- Giron : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.

- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

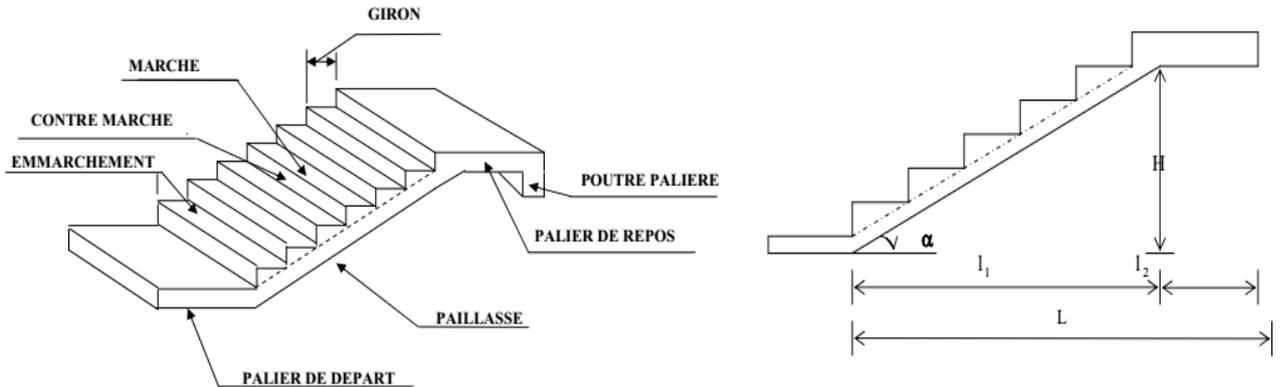


Figure III.20 : Terminologie de l'escalier (En général)

III.4.3. Différents types d'escaliers :

On peut pratiquement et à condition que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe qu'elle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure.a. donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

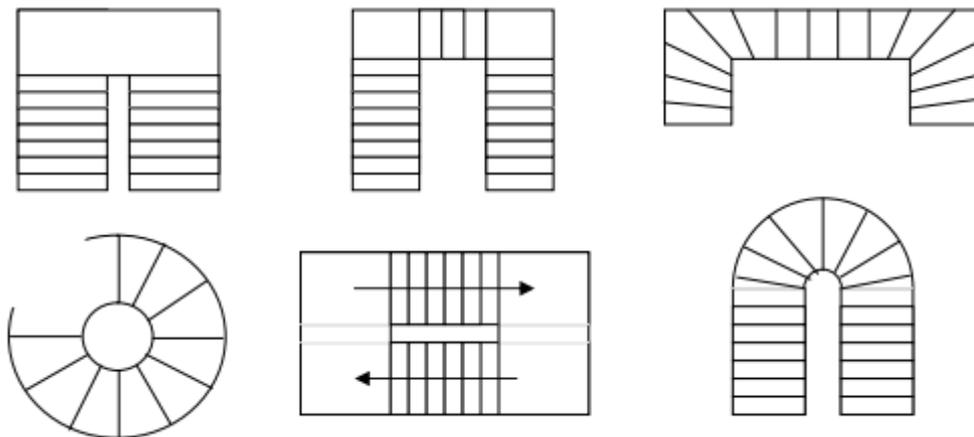


Figure III.21 : Différents types d'escaliers intérieurs

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées. La figure. b donne quelques exemples.

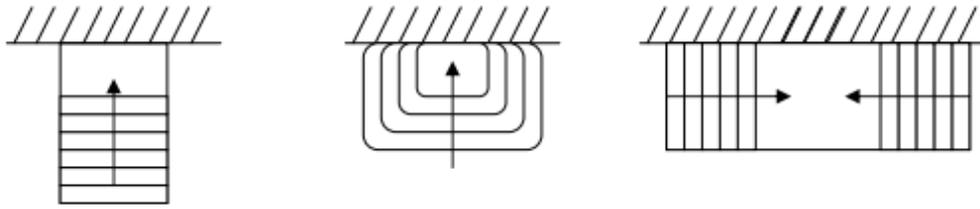


Figure III.22 : Différents types d'escaliers extérieurs

III.4.4. Escalier des étages courants :

III.4.4.1. Combinaison des charges :

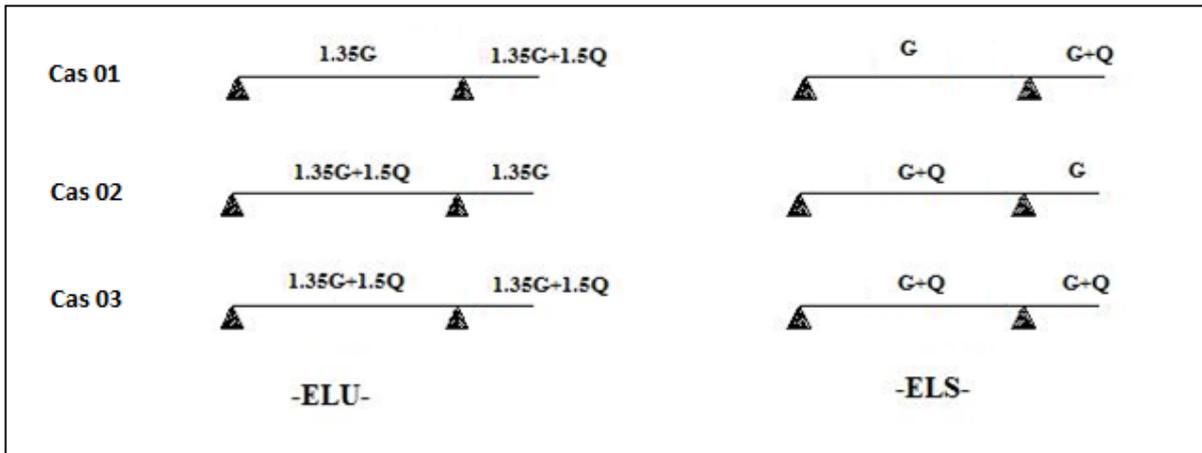


Figure III.23 : Combinaison des charges ELU et ELS

	Elément	ELU			ELS		
cas 01		1.35G	1.5Q	Pu	G	Q	Pser
	Volée	11.097	/	11.097	8.22	/	8.22
	Palier de repos	6.831	3.75	10.581	5.06	2.5	7.56
cas 02		1.35G	1.5Q	Pu	G	Q	Pser
	Volée	11.097	3.75	14.847	8.22	2.5	10.72
	Palier de repos	6.831	/	6.831	5.06	/	5.06
cas 03		1.35G	1.5Q	Pu	G	Q	Pser
	Volée	11.097	3.75	14.847	8.22	2.5	10.72
	Palier de repos	6.831	3.75	10.581	5.06	2.5	7.56

Tableau III.9 : Combinaison des charges ELU et ELS

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

On prend les valeurs du 3eme cas (les plus grandes valeurs de P_u et P_{ser}) dans les calculs.

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P_u (KN/m ²)	P_{ser} (KN/cm ²)
Volée	8.22	2,50	14.847	10.72
Palier	5.06	2,50	10,581	7.56
Mur ext	1.995	0	2.693	1.995

Tableau III.10 : Chargement de la rampe pour une bande de 1m

III.4.4.2. Les schémas statiques :

On présente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

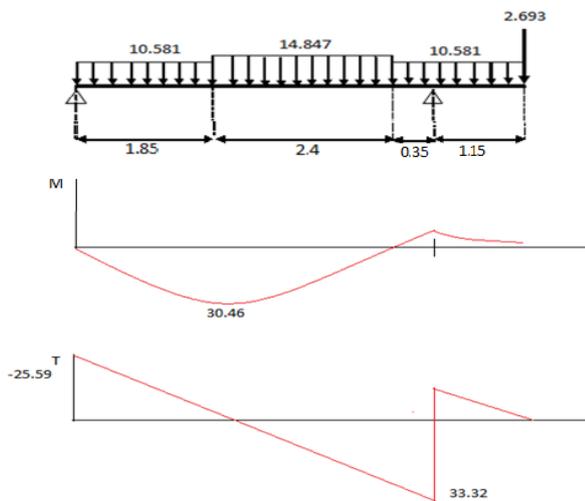


Figure III.24 : Le schéma statique à l'ELU

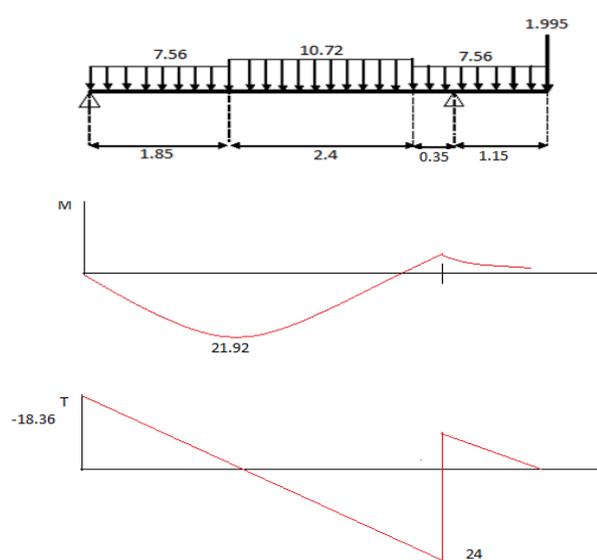


Figure III.25 : Le schéma statique à l'ELS

III.4.4.3. Les réactions aux appuis :

Réactions	ELU	ELS
R_a (KN)	25.59	18.36
R_b (KN)	33.32	24.00

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{Zmax}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_{Zmax}$

Moment	ELU	ELS
$M_{Z_{max}}$ (KN .m)	30.46	21.92
M_a (KN.m)	- 9.14	- 6.58
M_t (KN.m)	25.89	18.63

III.4.4.4. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 14 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 12.6 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5, \quad h = 14 \text{ cm} \quad \text{FeE400Mpa},$$

$$F_{ed} = 348 \text{ MPa}. \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}. \quad F_{bu} = 14.2 \text{ MPa}.$$

a. Armature principale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

❖ En travée :

➤ Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{25.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.115$$

➤ Calcul de μ_{lu} :

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{25.89}{18.63} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050]. 10^{-4} \quad \mu_{lu} = 0.296$$

$$\mu_{bu} = 0.115 < \mu_{lu} = 0.296 \quad \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0.115 < 0.285 \quad \Rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée.}$$

➤ Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.126 \times [1 - 0.6 \times (0.115)] = 0.117\text{m} \Rightarrow Z_b = 0.117 \text{ m}$$

➤ Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{tu(\max)}}{Z_b f_{ed}} = \frac{25.89 \times 10}{0.117 \times 348} = 6.34 \text{ cm}^2$$

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

On prend : 5HA14 = 7.70 cm² S_t = 20 cm

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée :

Type	M ^t _{u (max)} [KN.m]	μ _{bu}	A's [cm ²]	Z [cm]	A _{st} [cm ²]	Choix	S _t [cm]	A _s adopté [cm ²]
Résultats	25.89	0.115	0	11.7	6.34	5HA14	20	7.70

❖ **En appuis :**

➤ **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.041$$

➤ **Calcul de μ_{lu} :**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{9.14}{6.58} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = 0.269$$

$$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_{lu} = 0.269 \quad \Rightarrow \quad \text{pas d'armatures comprimées } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < 0.285 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

➤ **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.123 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad Z_b = 0.123 \text{ m}$$

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{sa} = \frac{M_{au}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{9.14 \times 10}{0.123 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA10 = 3.93 cm² S_t = 20 cm

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appuis :

Type	M ^a _{u (max)} [kN.m]	μ _{bu}	A's [cm ²]	Z [cm]	A _{st} [cm ²]	Choix	S _t [cm]	A _s adopté [cm ²]
Résultats	9.14	0.041	0	12.3	2.14	5HA10	20	3.93

b. Armatures de répartition :

❖ **En travée :** $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$

❖ **En appuis :** $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA } 10 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$

c. Vérification à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99).**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$A_s^t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

$A_s^a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33$$

$V_u^{\max} = 33.32 \text{ KN} \implies \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{33.32 \times 10^{-3}}{1000 \times 126} = 0.26 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.26 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} = 1.87 \text{ MPa}$$

On a: $\tau_{se} = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$

➤ **Armatures longitudinales :** $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{42 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$S_t = \{20 ; 20\text{cm}\} < 33\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$

➤ **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{56 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$

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

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➤ **Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A 5-1.3.13)**

$$\frac{2V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0.9 d$$

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$V_u \leq 0.4 * b * 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \qquad V_u = 33.32 \text{ KN} \leq 75.6 \text{ KN} \dots \dots \dots cv$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures : (BAEL 91 Art A 5-1.3.12)**

Si $M_u < 0.9 V_u$ donc $V_u = V_u + \frac{M_u}{0.9 d}$ appuis intermédiaires

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

➤ **Calcul de la longueur d’Ancrage (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :**

La longueur de scellement droit :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = 35.27 \text{ cm} = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

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 :

$$L_a = 0,4 L_s = 0.4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}} \qquad (L_r : \text{longueur d’ancrage})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b} = 39.3 \text{ cm} \dots \dots \dots cv$$

➤ **Etat limite d’ouverture des fissures :**

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

d. Vérification à ELS :

❖ **Position de l’axe neutre :** $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

❖ **Moment d’inertie :** $I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2$

❖ **Vérification des contraintes du béton :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot Y \\ \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Positon	Ms [kN.m]	As(cm ²)	I [cm ⁴]	Y [cm]	σ _b (MPa)	Obs.
En travée	18.63	7.70	10604.90	4.36	7.66	CV
Sur appui	6.58	3.93	6296.45	3.31	3.46	CV

❖ **Vérification de la flèche :**

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

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e}$$

h : hauteur totale : h = 14 cm ;

L : porté entre nue d'appuis ;

Mt : moment max en travée ;

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

b0 : largeur de la nervure ;

M0 : moment max de la travée isostatique ;

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{430} = 0,03 < 0,063 \text{ ----- non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,03 < 0,086. \text{ ----- non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{100 \times 12,6} = 0,006 \leq 0,011 \text{ } \mathbf{verifié}$$

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

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

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \text{ Si } L > 5,00 \text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Si } L < 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section rectangulaire :**

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

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

❖ **Moment d'inertie fictive d'après BAEL 91.**

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

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

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

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$: Contrainte de traction des armatures tendues.

$\rho = \frac{A_s}{b_0.d}$ A_s : section des armatures tendues.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	I_0 cm ⁴	I_{FI} cm ⁴	IFv cm ⁴	f_{max} (cm)	\bar{f} (cm)	Ob_s
18.63	7.70	4.36	217.1	3.4	1.3	10604.	4270.9	6892.2	0.21	0.8	cv
			0	4	7	90	1	2		6	

III.4.5. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier.

Avec une longueur de 3.20 m, son schéma statique est le suivant :

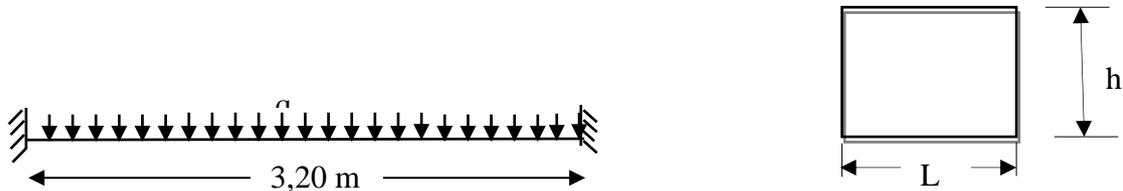


Figure III.25 : Schéma Statique de la poutre palière

La poutre palière se calcul a ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.4.5.1. Prédimensionnement :

Selon le CBA 93 : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_{max} = 3m \dots\dots\dots 20cm \leq h \leq 30 cm$ $h = 30 cm$

$cm \leq b \leq 21cm$ $b = 20 cm$

a. Selon RPA 2003 :

$b \geq 20cm$

$h \geq 30$

On adopte : $h = 30 cm$ et $b = 20cm$

$\frac{h}{b} < 4$

b. Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

$b \geq 20 cm \dots\dots\dots 20 = 20 cm$ condition vérifiée.

$h \geq 30 cm \dots\dots\dots 30 = 30 cm$ condition vérifiée.

$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/20 = 1,5 \leq 4$ condition vérifiée.

c. Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $T_u = 33,32 \text{ KN}$

Réaction du palier à l'ELS : $T_s = 24,00 \text{ KN}$

Moment de torsion provenant de l'escalier..... $M_{\text{tor}} = 9,14 \text{ KN.m}$

III.4.5.2. Ferrailage de la poutre palière :

a. Calcul à l'ELU :

❖ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 G_p + T_u$$

$$q_u = 1,35 \times 1,5 + 33,32$$

$$q_u = 35,85 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul du moment et l'effort tranchant :**

➤ **Moment isostatique :**

$$M_u^t = \frac{q_u L^2}{24} = \frac{35,85 \times 3^2}{24} = 13,44 \text{ KM . m}$$

$$M_u^a = \frac{q_u L^2}{12} = \frac{35,85 \times 3^2}{12} = 26,89 \text{ KM . m}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{35,85 \times 3^2}{8} = 40,33 \text{ KM . m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_{u \text{ max}} = \frac{q_u L}{2} = \frac{35,85 \times 3}{2} = 53,77 \text{ KM}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$T_{u \text{ Max}}$ (KN)	$M_u^{\text{ max}}$ (KN.m)	μ_{bu}	Z (cm)	σ_s	As(cm ²) calculée	As(cm ²) adoptée	Choix
Travée	0	13.44	0.059	26.04	348	1.69	4.62	3HA14
Appui	53.7	26.87	0.118	25.08	348	3.50	4.62	3HA14

Tableau III.11: résultats de ferrailage de la poutre palière.

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 8,57 \\ g_t = 12 \\ \frac{b}{10} = 2,5 \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8mm. \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1,01cm^2$$

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL 91 ce qui suit :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9d \\ 40cm \end{cases} = 24,3cm \quad \text{on adopte} \quad S_t = 20cm$$

b. Vérification à l'ELU

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \cdot A \frac{f_{t28}}{f_e} \begin{cases} 4,62 \\ 4,62 \end{cases} \frac{2,1}{400} \begin{cases} 4,62^2 \\ 4,62 \end{cases} \quad s_{min}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37,37 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,13 \cdot f_{c28} \\ 4Mpa \end{cases} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

c. Vérification à l'ELS

❖ Vérification de contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

	M_{ser}	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	11.04	4.62	9.77	28344.75	3.81	15	CV
Appuis	22.08	4,62	9,77	28344.75	7.61	15	CV

❖ Vérification de la flèche :

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

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,09 > 0,063 \dots \dots \dots CV$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,09 > 0,033 \dots \dots \dots CV$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 27} = 0,007 \leq 0,011 \dots \dots \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Etude de l'acrotère :	41
III.1.1. Introduction :	41
III.1.2. Dimension de l'acrotère:	41
III.1.3. Schéma statique :	41
III.1.4. Vérification au séisme :	42
III.1.5. Ferrailage de l'acrotère :	43
III.1.5.1. Calcul des armatures à L'ELU :	43
III.1.5.2. Calcul des armatures à L'ELA :	45
III.1.5.3. Calcul des armatures à L'ELS :	45
III.1.6. Vérification à L'ELU :	46
III.1.6.1. Vérification de la condition de non fragilité :	46
III.1.6.2. Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :	47
III.1.6.3. Vérification de l'adhérence des barres :	47
III.1.7. Vérification des contraintes à L'ELS :	47
III.1.7.1. Dans le béton :	47
III.1.7.2. Dans l'acier :	48
III.1.8. Vérification de l'écartement des barres :	49
III.1.8.1. Armatures verticales :	49
III.1.8.2. Armatures de répartition :	49
III.1.9. Vérification au flambement :	49
III.1.9.1. Calcul de l'élancement :	49
III.1.9.2. Vérification à l'élancement :	49
III.1.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère :	50
III.2. Calcul du Balcon :	50
III.2.1. Détermination des efforts :	50
III.2.1.1. Combinaisons de charges :	50
III.2.1.2. Schéma statique de calcul :	51
III.2.1.3. Les moments et les efforts tranchant :	51
III.2.2. Ferrailage de balcon :	52
III.2.2.1. Armature principale :	52
III.2.2.2. Armature de répartition :	52
III.2.3. Schéma de ferrailage de balcon :	55
III .3. Les planchers :	55
III.3.1. Calcul du plancher :	55

CHPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.3.2. Dalle de compression :	56
III.3.2.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :	56
III.3.2.2. Armatures parallèles aux poutrelles :	57
III.3.3. Etude des poutrelles :	57
III.3.3.1. Prédimensionnement des poutrelles :	58
III.3.3.2. 1 ^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression :	58
III.3.3.3. 2 ^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :	60
III.3.3.4. Schéma de ferrailage	72
III.4. Calcul des escaliers :	75
III.4.1. Définition :	75
III.4.2. Terminologie :	75
III.4.3. Différents types d'escaliers :	76
III.4.4. Escalier des étages courants :	77
III.4.4.1. Combinaison des charges :	77
III.4.4.2. Les schémas statiques :	78
III.4.4.3. Les réactions aux appuis :	78
III.4.4.4. Calcul des armatures :	79
III.4.5. Etude de la poutre palière :	84
III.4.5.1. Prédimensionnement :	84
III.4.5.2. Ferrailage de la poutre palière :	85

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.

IV.2. Etude dynamique :

IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

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

IV.2.2. 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 (la masse, la rigidité et l'amortissement).

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

IV.2.3. Modélisation de la structure étudiée :

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.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.

IV.2.3.1. Présentation de logiciel de calcul ETABS :

ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adaptées aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis.

Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.

- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des réglementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge 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.).

Les principales étapes de modélisation sont sept :

- **La première étape** : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géométrie.
- **La deuxième étape** : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
- **La troisième étape** : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
- **Dans la quatrième étape** : on va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **La cinquième étape** : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.
- **La sixième étape** : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.
- **La septième et la dernière étape** : c'est visualiser les résultats de l'analyse.
ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000, Auto CAD, Robobat et Socotec).

IV.2.3.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

IV.2.3.3. Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003

(Dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant l'élément modélisé est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées.

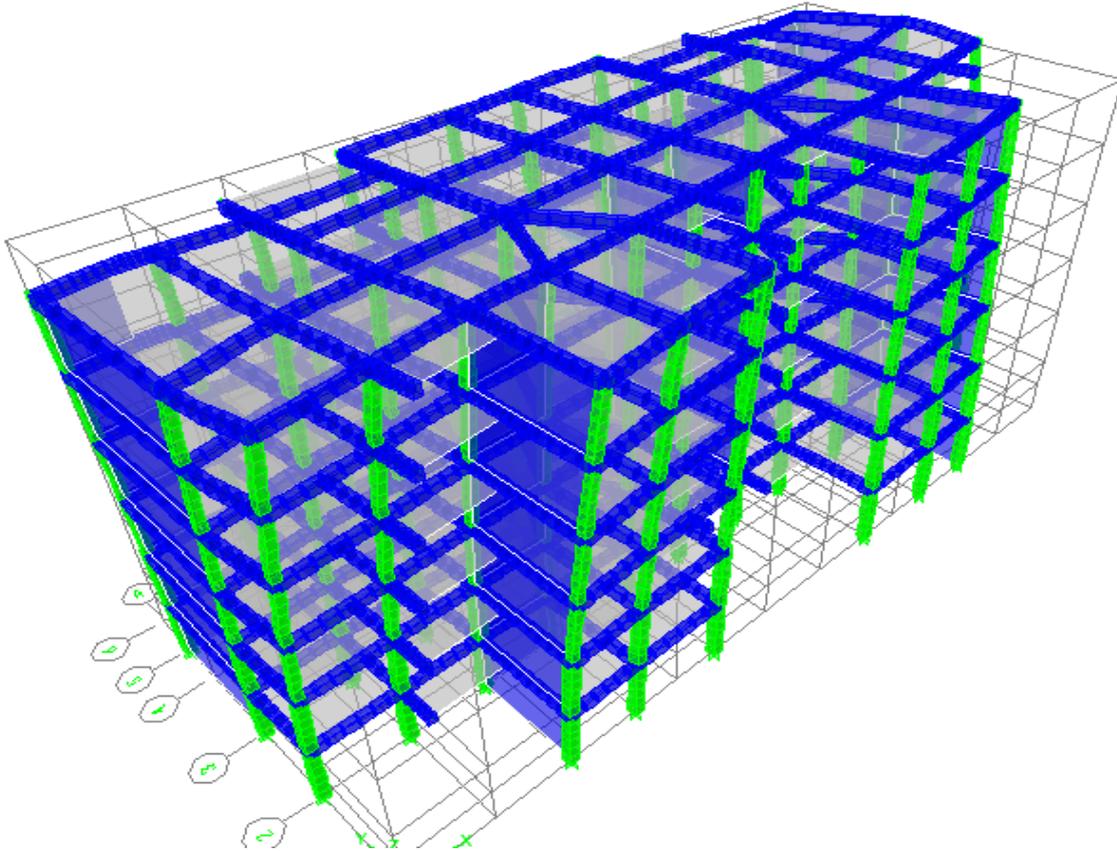


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

IV.2.3.4. Disposition des voiles :

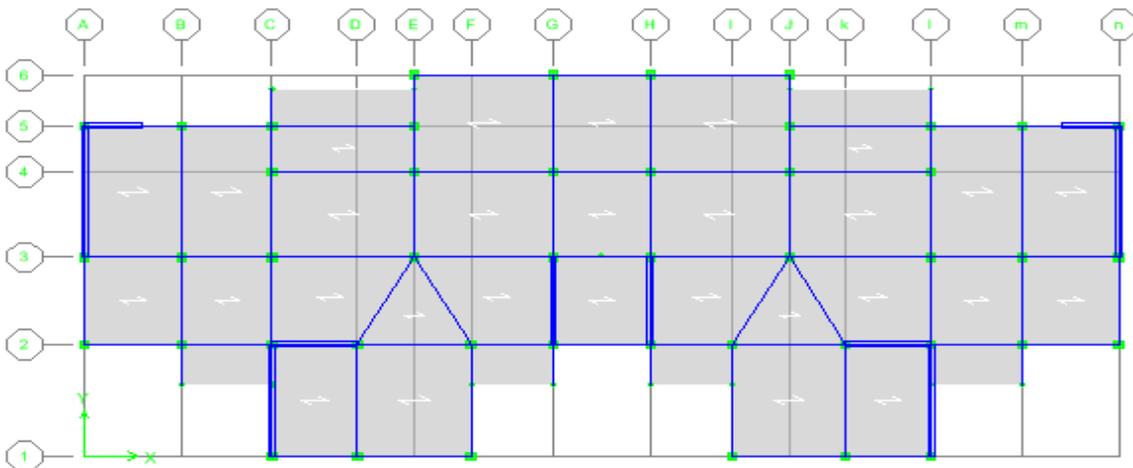


Figure IV.2 : La disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.

IV.2.4. Caractéristiques Géométriques :

IV.2.4.1. Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : est la masse de l'élément " i".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \text{: sont les coordonnées de l'élément " i " .}$$

IV.2.4.2. Calcul de l'excentricité :

L'excentricité C est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes : Excentricité théorique et excentricité accidentelle.

a. Excentricité théorique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \quad \text{et} \quad e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

b. Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan

$$\text{du bâtiment : } e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

étage	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	Ex (m)	Ey (m)
5	18,2	8,162	18,199	9,687	0,001	-1,525
4	18,2	8,159	18,199	12,284	0,001	-4,125
3	18,2	8,156	18,199	13,531	0,001	-5,375
2	18,2	8,156	18,199	13,952	0,001	-5,796
1	18,194	8,124	18,199	14,051	-0,005	-5,927
RDC	18,2	8,306	18,199	14,132	0,001	-5,826

Tableau IV.1 : Centre de masse et Centre de rigidité.

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

Donc :

Sens X : $e_a = |0.05 \times 36.8| = 1.84 > e_x = 0.82 \text{ m}$

Sens Y : $e_a = |0.05 \times 16.5| = 0.825 > e_y = 0.717 \text{ m}$

Poids total du bâtiment : $W_T = 39133,98 \text{ KN}$

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0,464559	69,0285	0	0	69,0285	0	0	0	96,8726	1,1116	0	96,8726	1,1116
2	0,259869	0	69,459	0	69,0285	69,459	0	98,2273	0	0	98,2273	96,8726	1,1116
3	0,202402	1,3982	0	0	70,4267	69,4591	0	0	1,6803	68,6676	98,2273	98,553	69,7793
4	0,116025	18,6488	0	0	89,0756	69,4591	0	0	1,169	0,3845	98,2274	99,722	70,1638
5	0,060492	0,0001	21,446	0	89,0757	90,905	0	1,6059	0	0	99,8333	99,722	70,1638
6	0,052522	6,7653	0,0003	0	95,841	90,9053	0	0	0,2358	0,6146	99,8333	99,9578	70,7784
7	0,0479	0,004	0	0	95,845	90,9054	0	0	0	20,8361	99,8333	99,9578	91,6145
8	0,032367	2,7293	0,0001	0	98,5743	90,9055	0	0	0,0313	0,0104	99,8333	99,9891	91,6249
9	0,028269	0	5,9449	0	98,5744	96,8503	0	0,1438	0	0,0001	99,9771	99,9891	91,625
10	0,024015	0,9262	0,0001	0	99,5005	96,8504	0	0,0001	0,0077	0,0296	99,9771	99,9968	91,6545
11	0,023968	0,1595	0,0002	0	99,66	96,8506	0	0,0003	0,0009	0,504	99,9775	99,9977	92,1586
12	0,023015	0,001	0,0004	0	99,661	96,851	0	0,0001	0	3,9019	99,9776	99,9977	96,0604

Tableau IV.2 : Participation massique.

IV.2.5. Mode de vibration et participation massique :

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

IV.2.5.1. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N}ET: T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

IV.2.5.2. La période fondamentale de la structure :

a. Constatation :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale **T =0.464559s.**

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

Selon le **RPA99V03** les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**

$$T_{reg} = 1.3 T_{RPA} \quad \text{et} \quad T_{RPA} = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement et de type de remplissage.

Dans notre cas :

$$C_T = 0.05$$

$$h_N = 18.42\text{m} \quad T_{RPA} = 0.59 \text{ s}$$

$$\begin{cases} L_x = 36.8 \text{ m} \\ L_y = 20.6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.546 \text{ sec} \\ T_y = 0.54 \text{ sec} \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.546; 0,597) = 0.709s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.54; 0,597) = 0.702s \end{cases}$$

$$T_{cal} = 0.646 \text{ s} < \min(0,83 \text{ s} ; 0,709 \text{ s} ; 0,702 \text{ s})$$

La condition est vérifiée.

b. 1^{er} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_1=0.464559 \text{ s}$

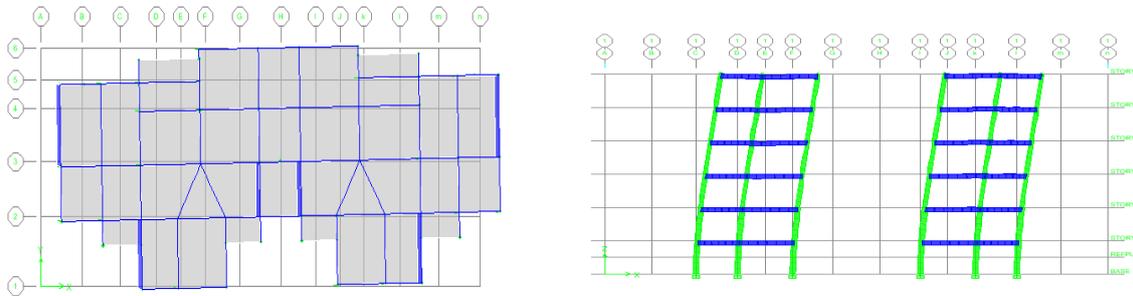


Figure IV.3 : Déformation par translation suivant Y

c. 2^{ème} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_2=0.259869s$

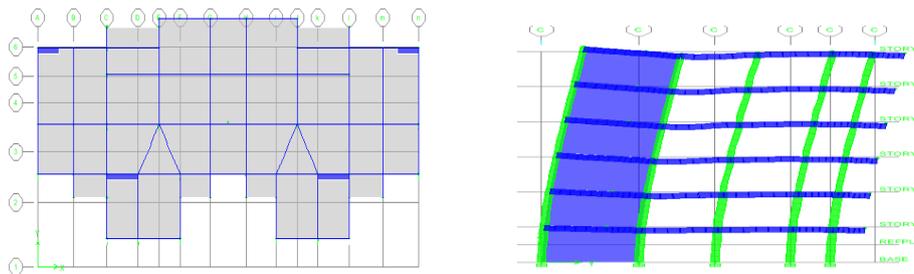


Figure IV.4 : Déformation par translation suivant X

d. 3^{ème} mode : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0,202402s$

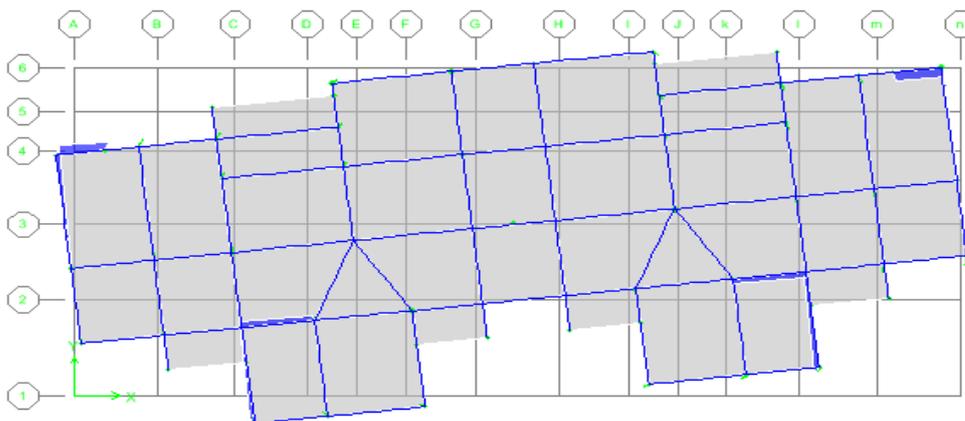


Figure IV.5 : Déformation par rotation suivant Z

IV.3. Etude sismique :

IV.3.1. 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.

IV.3.1.2. 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 suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$.

IV.3.1.2. 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.

IV.3.1.3. 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.

IV.3.2. 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 satisfaisait 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 de groupe d'usage 2 mais elle dépasse **17 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.

IV.3.3. Classification de l'ouvrage :

- Zone sismique : Zone IIa «Bouira »
- Groupe d'usage : groupe 2 «la hauteur du batiment ne dépasse pas 48 m »
- Site : « très meuble s4 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,5
- Système structurel : voiles-portiques.

IV.3.4. 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 :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement

ζ : Pourcentage d'amortissement critique

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

A = 0.30 (Zone IIa groupe d'usage 2).

➤ **Facteur de correction d'amortissement η :**

Quand l'amortissement est différent de 5% , η est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) = 7% Pourcentage d'amortissement critique (portique en béton armée) $\Rightarrow \eta = 0.882 >$

0.7.

➤ **Choix de coefficient de comportement :**

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 si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques à la base :

✓ **Charge verticale :**

Portique (Kn)	Voile (Kn)	%Portique	%Voile
15264,75	11647	57	43

✓ **Charge horizontale :**

Sens X				Sens-Y			
Portique (Kn)	Voile (Kn)	%Portique	%Voile	Portique (kn)	Voile (Kn)	%Portique	%Voile
229	3900	5.55	94.45	291	3846	7.04	92.96

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**.

➤ **Facteur de qualité :**

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

Tableau IV. 3 : Facteur de qualité correspondant à chaque critère

Donc : Q = 1.25.

Masse totale Mt = 3996,25 t => Wt= 39203,21 KN.

➤ **Spectre de réponse**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le Spectre RPA 2003.

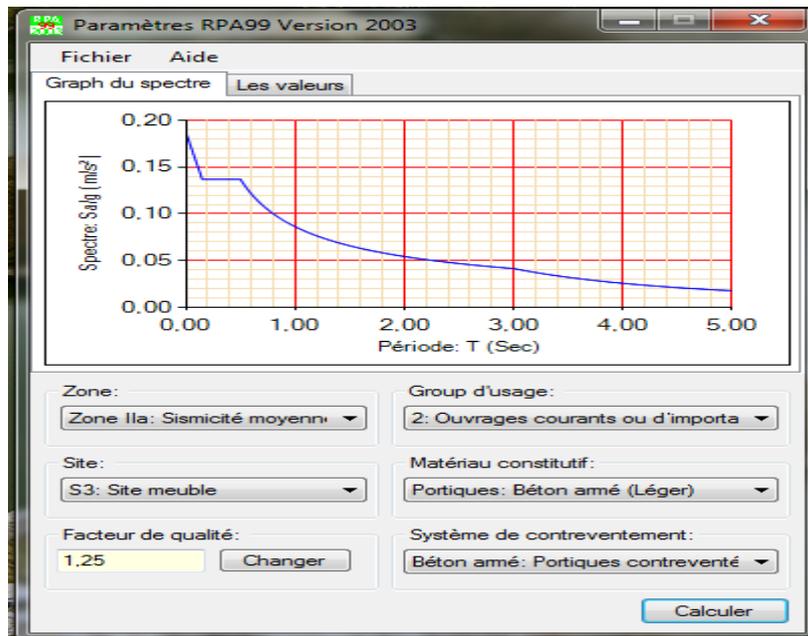


Figure IV.6 : spectre de réponse.

IV.4. Vérifications :

IV.4.1. Vérification de l'effort normal réduit :

Pour évites la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Où N_d l'effort normal maximal, B_c l'air de section brute et f_{cj} la résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Type	section	N(KN)	F_{C28} (MPa)	N_{dr} (KN)	Vérification
1	40x40	1095	25	0.319	Non vérifié
2	30x30	393	25	0.215	Vérifiée

Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal réduit 1.

Commentaire :

Les conditions ne sont pas vérifiées dans on doit augmenter la section des poteaux de type 1

Type	section	N(KN)	F_{C28} (MPa)	N_{dr} (KN)	Vérification
1	45x45	1112	25	0.253	vérifié
2	30x30	402	25	0.22	vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification de moment réduit 2.

IV.4.2. Résultante des forces sismiques de calcul :

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 $V_t < 0.80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8V/V_T$. **(RPA99/V03.Art4.3).**

D'après le **(RPA99/V 2003)** :
$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_t$$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W_t : Poids total de la structure.

Mode	Période (s)	W (KN)	α_i X	α_i Y	s/g x	s/g y	Vx (KN)	Vy (KN)
1	0,464559	39203,21	0,001	0,71	0,249	0,236	9,78	6941,10
2	0,259869	39203,21	0,66	0,001	0,261	0,236	6752,40	10,23
3	0,202402	39203,21	0,004	0	0,295	0,236	46,31	0,00
4	0,116025	39203,21	0	0,144	0,295	0,236	0,00	1667,12
5	0,060492	39203,21	0,169	0	0,295	0,236	1956,55	0,00
6	0,052522	39203,21	0,016	0	0,307	0,236	192,57	0,00
7	0,0479	39203,21	0,002	0,046	0,321	0,236	25,20	579,49
8	0,032367	39203,21	0,029	0,014	0,329	0,236	374,39	180,74
9	0,028269	39203,21	0,028	0,006	0,335	0,236	367,90	78,84

Tableau IV.6: Calcul de l'effort tranchant modal à la base.

Les forces sismiques statiques totales à la base selon les deux directions :

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

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

Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

Avec :

$$T_1=0,15 \text{ s } T_2=0,5 \text{ s}$$

$$D=2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{car} \quad 0.5 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_x = 2.5 * 0.882 * (0.5/0.464559)^{\frac{2}{3}} = 2,32$$

$$D_Y = 2.5 * 0.882 * (0.5/0,259869)^{\frac{2}{3}} = 3,14$$

- W = 39203,21 KN
- A = 0,15
- R = 3,5
- Q = 1,25
- Dx =1,75
- Dy=1,76

$$V_{stx} = \frac{0,15 * 1,75 * 1.25}{3,5} * 39203.21 = 3675,3KN$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 * 1,76 * 1,25}{3,5} * 39203.21 = 3696,30KN.$$

	V _t (KN)	V _{Statique} (KN)	0.8V _{Statique} (KN)	0.8V _S < V _t
Sens long	6752.40	7337.62	5870.1	C.V
Sens trans	6941.10	7379.69	5903.7	C.V

Tableau IV.7 : Vérification des forces sismique a la base.

IV.4.3. Vérification des déplacements inter-étage :

IV.4.3.1. Le déplacement horizontal

A chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad (\text{art 4-19 RPA2003})$$

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} (\text{art 4-20 RPA2003})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01h_j \quad \text{Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R \delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_j (cm)	0,01 h_j (cm)
	$\delta x(cm)$	$\delta y(cm)$		R	R δx	R δy	$\Delta_x(cm)$		
5	0.3	0.24	3.5	1.05	0.84	0.035	0.175	306	3.06
4	0.29	0.29	3.5	1.015	1.015	0.035	0	306	3.06
3	0.3	0.29	3.5	1.05	1.015	0.035	0.035	306	3.06
2	0.29	0.3	3.5	1.015	1.05	0.035	0	306	3.06
1	0.28	0.3	3.5	0.98	1.05	0.14	0.035	306	3.06
RDC	0.24	0.29	3.5	0.84	1.015	0.21	0.14	306	3.06

Tableau 4.8 : Déplacement inter-étage.

Conclusion :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

IV.4.3.2. Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.).

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec :

$$\begin{cases} M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{stabilisateur} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

IV.4.3.3. 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 :(RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

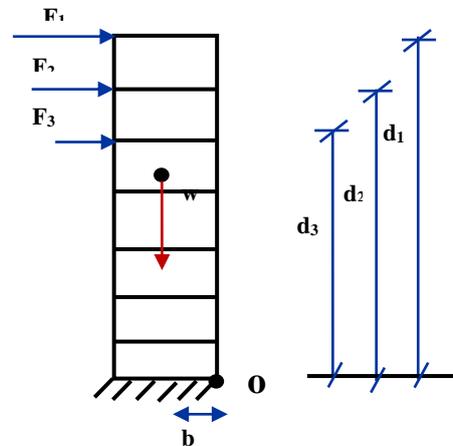


Figure IV.7 : Vérification au renversement

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 partie restante de **V** soit (**V - Ft**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la

Formule :

$$F_i = \frac{(V-F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

où: F_i : effort horizontal revenant au niveau **i**

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers **i, j**

Dans notre cas $T = 0.646s < 0.7s$ donc : $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

étage	Vx (KN)	Vy (KN)	W (kn)	h (m)	wxh	Fx (KN)	Fy(KN)
5	913,5	950,41	3763,81	18.54	69781.04	224.3	233.35
4	1439,92	1474,45	4508,83	15.48	69796.67	353.62	362.1
3	1832,27	1850,51	4619,67	12.24	56544.77	364.54	368.17
2	2116,32	2137,34	4758,95	9.18	43687.16	325.31	328.54
1	2309,59	2354,95	4755,80	6.12	29105.496	236.53	241.17
RDC	2412,09	2478,44	4996,67	3.06	15289.81	129.77	133.34
somme					284204.94622	1634.07	1666.67

TableauIV.9 : Calcul des forces sismique de chaque niveau.

Ainsi, on a les résultats suivants :

étage	hi	Fx*Hi (KN.m)	Fy*Hi (kN.m)
5	18.54	4158.522	4326.309
4	15.48	5474.04	5605.308
3	12.24	4461.97	4506.04
2	9.18	2986.35	3015.1
1	6.12	1447.56	1475.1
RDC	3.06	397.1	408.02
somme		19925.542	19335.88

Tableau IV.10 : calcul du moment pour chaque niveau.

IV.4.3.4. Calcul du centre de gravité de la structure :

Etage	XCM (m)	YCM (m)	Mi x XCM	MixYCM	XG (m)	YG (m)
5	18,2	8,162	235266,60	253357,53	18.2	8,162
4	18,2	8,159	225528,78	242664,58		
3	18,2	8,156	169768,00	182667,07		
2	18,2	8,156	121448,85	130676,58		
1	18,194	8,124	77675,75	83577,63		
RDC	18,2	8,306	45905,65	49338,40		
somme	272.194	49.069	961287,11	1035460,70		

Tableau IV.11 : calcul de centre de gravité.

Calcul de Bras de levier

$$b_x = \bar{L}_x - X_G = 36.8 - 18.2 = 18.6 \text{ m}$$

$$b_y = \bar{L}_y - Y_G = 16.15 - 8.162 = 7.1 \text{ m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M _s / M _r	Observation
Sens longitudinal	39203,24	18.6	470438,88	117407,48	4,0	Vérifié
Sens transversal	39203,24	7.1	471222,945	120688,5	3,9	Vérifié

Tableau IV.12 Vérification au renversement

Commentaire :

Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

L'ouvrage est donc stable au renversement (**M_s > 1,5 M_r**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

IV.1. Introduction :	88
IV.2. Etude dynamique :	88
IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :	88
IV.2.2. Modélisation mathématique :	88
IV.2.3. Modélisation de la structure étudiée :	88
IV.2.3.1. Présentation de logiciel de calcul ETABS :	88
IV.2.3.2. Modélisation des éléments structuraux :	89
IV.2.3.3. Modélisation de la masse :	89
IV.2.3.4. Disposition des voiles :	90
IV.2.4. Caractéristiques Géométriques :	91
IV.2.4.1. Centre de masse :	91
IV.2.4.2. Calcul de l'excentricité :	91
IV.2.5. Mode de vibration et participation massique :	93
IV.2.5.1. Nombre de modes à considérer :	93
IV.2.5.2. La période fondamentale de la structure :	93
IV.3. Etude sismique :	95
IV.3.1. Présentation des différentes méthodes de calcul :	95
IV.3.1.2. Méthode statique équivalente :	95
IV.3.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	95
IV.3.1.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	95
IV.3.2. Choix de la méthode de calcul :	95
IV.3.3. Classification de l'ouvrage :	96
IV.3.4. Spectre de réponse de calcul :	96
IV.4. Vérifications :	98
IV.4.1. Vérification de l'effort normal réduit :	98
IV.4.2. Résultante des forces sismiques de calcul :	99
IV.4.3. Vérification des déplacements inter-étage :	101
IV.4.3.1. Le déplacement horizontal :	101
IV.4.3.2. Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.):	102
IV.4.3.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	102
IV.4.3.4. Calcul du centre de gravité de la structure :	104

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Ferrailage des Poteaux

V.1.1. Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferrailage sont imposées par le **BAEL91**, et le **RPA99 V 2003** de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

V.1.2. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

➤ *Les actions :*

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

➤ *Les sollicitations :*

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

▪ *Selon BAEL 91 : Situation durable :*

- ◆ **E.L.U** : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)
- ◆ **E.L.S** : $G + Q$ (2)

▪ *Selon le R.P.A : Situation accidentelle :*

$$G + Q + E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes : situation durable et situation accidentelle.

V.1.3. Caractéristiques des matériaux :

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28} Mpa	25	25
	γ_b	1,5	1,15
	σ_b Mpa	14,2	18,48
acier	f_e Mpa	400	400
	γ_s	1,15	1
	σ_s Mpa	348	400

Tableau V.1: Caractéristiques des matériaux.

V.1.4. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal

Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Un effort tranchant.
- ✓ Un moment fléchissant.

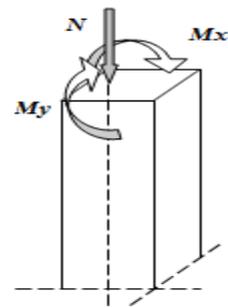


Figure V.1 : effort des poteaux

Les sollicitations sont obtenues par le logiciel **ETABS**. Les

efforts que nous avons pris pour le calcul sont suivant les 3 combinaisons :

- ✓ N_{max} et M correspondant.
- ✓ N_{min} et M correspondant.
- ✓ M_{max} et N correspondant.

V.1.4.1. Ferrailage longitudinal :

a. Recommandations du RPA99 /V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est de 0,5% en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal est de :
4% en zone courante.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ .
- la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

b. Recommandations du «BAEL99» :

Ferraillage minimum d'après le BAEL99 est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} \frac{5B}{100} \end{array} \right\}$$

B : section du béton = $b \times h$.

$d = 0,9h$

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

c. Le ferraillage minimal d'après CBA93 :

Ferraillage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$

d. Calcul de ferraillage :

On va faire un calcul pour deux zones de poteaux

Zone 1 : 1^{er} et 2^{eme} étages pour les poteaux de dimensions (40x40).

Zone 2 : 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étages pour les poteaux de dimensions (30x30).

Les résultats des efforts et ferraillages des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteau	Section (cm)	A _{min} (cm ²) <i>BAEL91</i>	A _{max} (cm ²) <i>BAEL91</i>	A _{CNF} (cm ²)	A _{min=0,9/100*B} (cm ²) <i>RPA99</i>	A _{max} (cm ²) (Zn) <i>RPA99</i>	A _{max} (cm ²) (Zc) <i>RPA99</i>
Zone 1	40x40	4	80	3.45	27.22	90.75	181.5
Zone 2	30x30	4	4	2.28	18.225	60.75	121.5

Tableau V.2 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone.

e. Exemple de calcul :

On considère comme exemple le ferrailage des poteaux au niveau de RDC et ayant les caractéristiques suivantes :

$$S = 40 \times 40 (\text{cm}^2) \quad C = C' = 3 \text{ cm} \quad \text{Acier Fe E400} \quad d = 36 \text{ cm.}$$

- Calcul des armatures longitudinal :
- Situation durable et transitoire :
- Combinaison à l'ELU :

$$N_{\max} = -1112.87 \text{ (KN)} \quad M_{\text{corr}} = -0.012 \text{ (KN.m)}$$

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre, de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle, traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l / 250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = M / N = 0.001 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2.001 \text{ cm}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m.}$$

$$5,35 < \max (15 ; 1,0005) \dots \text{ la méthode forfaitaire est applicable.}$$

On fait le calcul en flexion composée pour les sollicitations ultimes :

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_U}{1,5 M_{ser}}\right) \quad \text{donc} \quad \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{15,616}{1,5 \times 11,31}\right) \quad \alpha = 0,79$$

Or on a :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h10^4} (2 + \alpha\Theta)$$

Avec $\Theta = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$e_2 = \frac{3 \times 2,14^2}{10^4 \times 0,40} (2 + 0,79 \times 2) = 0,012 \text{ m}$$

Sollicitation :

$$M_{UGO} = N_U (e_1 + e_2) = 1112,87 \times 0,03201 = 35,62 \text{ KN.m}$$

$$e = e_1 + e_2 = (0,02001 + 0,012)$$

$$e = 0,03201 \text{ m}$$

Sollicitation :

$$e_A = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.03201 + \left(0.36 - \frac{0.40}{2}\right) = 0.192 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \cdot e_A = 1112.87 \times 0.192 = 213.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \dots \mu_{bu} = 0,290$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} (1 - 0.4h/d) = 0.494$$

$\mu_{bc} > \mu_{bu}$ Donc la section est partiellement tendue

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}}$$

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

À **ELS** :

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 1.236 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$e_A = e_{0ser} + (d - h/2) = 4.68 \times 10^{-3} + 0.245 = 0.16 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A = 809.01 \times 0.16 = 129.44 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{213.67}{129.44} = 1.65$$

$$\mu_{LU} = 10^{-4} (3440 \times 1.65 + 49 \times 25 - 3050) = 0.3851$$

On a : $\mu_{bu} < \mu_{LU} \Rightarrow A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.3851 \Rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.197$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.332 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_u}{Z} - N_u \right] = \frac{1}{348} \left[\frac{0.012}{0,397} - 1112.87 \right] = -3.2 \text{ cm}^2 < 0$$

f. Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectué par zone, elles seront définies comme suit :

Zone 1 : RDC et 1^{er} étage : poteaux (40x40).

Zone 2 : 2^{er} . 3^{em}.e 4^{er} et.5^{er} étage : poteaux (30x30).

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

➤ **Situation durable (1.35G+1.5Q) :**

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Zone 1	-1112.87	-0.012	-115.61	-4.517	10.321	-570.57
Ferraillage (cm ²)	0		0		0	
Zone 2	-719.3	-0.237	-10.63	0.133	15.616	-74.83
Ferraillage (cm ²)	0		0		1.32	

Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux sous combinaisons durables.

➤ **Situation accidentelle (0.8G±E) :**

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Zone 1	819.95	1.839	-749.84	19.254	37.16	51.439
Ferraillage (cm ²)	0		0		2.03	
Zone 2	222.23	1.146	-476.42	17.759	-79.17	37.974
Ferraillage (cm ²)	0		2.04		4.87	

Tab V.4 : Ferraillage des poteaux sous combinaisons accidentelles (0.8G±E)

➤ **Situation accidentelle (GQ±E) :**

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Zone 1	819.35	1.839	-746.84	19.254	51.439	37.16
Ferraillage (cm ²)	0		0		0.68	
Zone 2	222.23	1146	-476.42	17.759	37.974	-79.17
Ferraillage (cm ²)	0		0		5.02	

Tab V.5 : Ferraillage des poteaux sous combinaisons accidentelles (GQ±E)

Conclusion :

$$A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF} A_{min(RPA)})$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Section (cm ²)	Combinaison	A _{CAL} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
1	40x40	Durable	0	3.45	27.22	4T20+8T16 = 28.65 cm ²
		Accidentelle	2.03			
2	30x30	Durable	1.32	2.28	18.125	4T16+8T14 = 20.36 cm ²
		Accidentelle	5.02			

Tableau V.6: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

➤ **Longueur de recouvrement :**

(selon l'At. 7.4.2.1 du RPA)

$$L_R^{\min} = 50\phi_L \quad (\text{En zone IIa})$$

RDC et 1^{er} étage (40X40) → 50x2 = 100 cm

1, 2, 3 niveaux (30X30) → 50x1.6= 80cm

V.1.4.2. Ferrailage transversale :

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule 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.

ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

ρ_a = 2.5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5.

ρ_a = 3.75 si l'élançement géométrique λ_g < 5.

t : est l'espacement des armatures transversales

a. Espacement des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : t ≤ min(10φ, 15cm) en zone IIa t = 8cm
- Dans la zone courante : t' ≤ 15φ en zone IIa t' = 12cm

Où φ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

On adopte un espacement de 8 cm en zone nodale et 12 cm en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée 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 $10 \phi_t$.

b. Exemple de calcul :

$$V_{\max} = 26.35 \text{ Kn}$$

➤ Zone courante : Poteau de 40x40

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5,35 > 5 \quad \text{donc: } \rho_a = 2.5$$

$$A_{t \min} = \frac{0.12 \times 2.5 \times 26.35 \times 10000}{0.4 \times 400000} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 01 Cadre 4HA8 = 2.01 cm²

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t.b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5.355 \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.3 \%$$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{1.44}{40 \times 12} = 0,3\% \quad \text{Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8\text{cm}$

➤ Zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5,35$$

$$A_{t \min} = \frac{0.08 \times 2.5 \times 26.35 \times 10000}{0.4 \times 400000} = 0.32 \text{ cm}^2$$

La section minimale est égale à 0.3% (RPA2003)

$$A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 40 = 0.96 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des barres : 01 cadre 4HA8 = 2.01 cm²

$$\lambda_g = 5.355 \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.3 \%$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 8 = 0.96 \text{ cm}^2 < A_{t \text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10\text{cm}$.

➤ Choix des armatures :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

	Zone	Section (cm ²)	A _t calculé (cm ²)	Choix des armatures	A _t adopté (cm ²)	St (cm)
ZONE NODALE	Zone 1	40x40	0.49	4HA8	2,01	15
	Zone 2	30x30	0.39	4HA8	2,01	15
ZONE COURANTE	Zone 1	40x40	0.32	4HA8	2,01	20
	Zone 2	30x30	0.26	4HA8	2,01	20

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

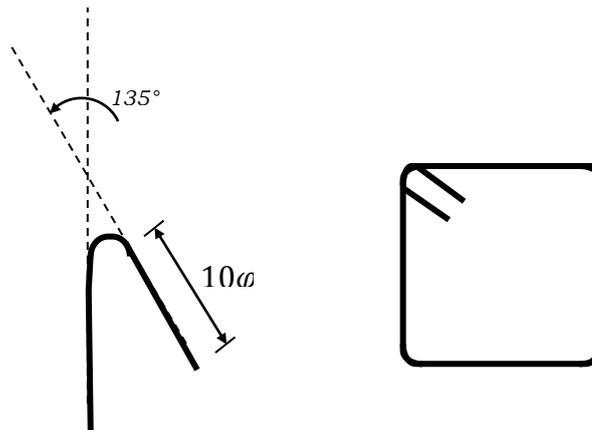


Figure V.2 : Détail des armatures transversales.

V.1.4.3. Vérifications diverses :

a. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on le généralise pour tous les poteaux.

$V_{\max} = 26.35 \text{ kn} \dots \dots \dots$ (ETABS)

b. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux :

On doit vérifier que : $\tau \leq \tau_{adm} = \rho_d \cdot f_{c28}$ tel que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Et : $\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$ où V : effort tranchant maximal repris par le poteau

Poteau	Effort tranchant (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
(40x40)	26.35	0,16	1	Ok
(30x30)	15.616	0,17	1	Ok

Tableau V.8 : Vérification des contraintes tangentielles

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

c. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

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

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

Section	M_{ser} (Kn.m)	N_{ser} (Kn)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
40x40	7.491	809.01	28.65	1600	4.26	15	Conditions vérifiées
30x30	11.31	523.39	20.36	900	3.52	15	

Tableau V.9 : Vérification des contraintes dans le béton

d. Justification à l'effort normal ultime :

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est :

$$N_{ultim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Calcul de α :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\lambda/35\right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

e. Vérification du flambement :

Si l'élançement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement.

Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs de

la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f c'est la longueur de flambement : $l_f = 0,7l_0$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

i c'est le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

a : la plus petite dimension du poteau.

Niveau	Section (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$
RDC et 1 ^{er} étage	40*40	18.55	OK
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	30*30	24.73	OK

Tableau V.10 : vérification vis-à-vis au flambement.

Calcul de B_r :

$$B_r = (0.40 - 0.03) (0.40 - 0.03) = 0.14m^2$$

Calcul de N_{ulim} :

$$\begin{cases} N_{ulim} = 5946.78 \text{ KN} \\ N_{max} = 1112.87 \text{ KN} < N_{ulim} = 5946.78 \text{ KN} \dots\dots CV \end{cases}$$

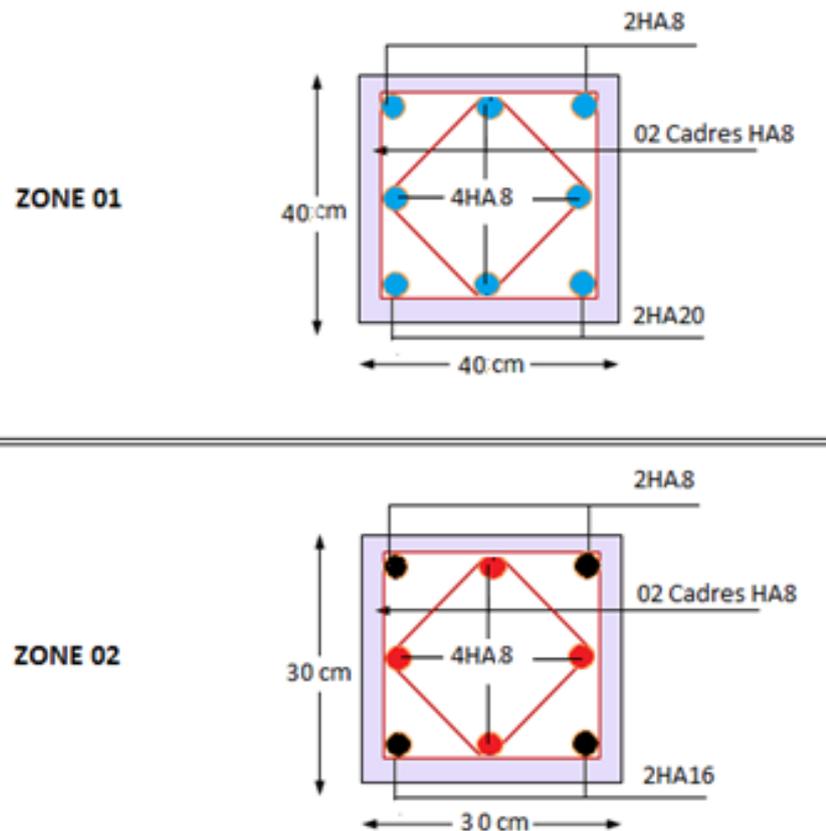


Figure V.3. Schémas de ferrailage des poteaux

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.2. ETUDE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

Combinaisons d'actions :

B.A.E.L91 :

Combinaison fondamentale :

❖ E.L.U : $1,35G + 1,5Q$

❖ E.L.S : $G + Q$

R.P.A99/2003 :

Combinaison accidentelle :

❖ $G + P \pm E$

❖ $0,8G \pm E$

V.2.1. Ferrailage des poutres :

➤ Condition de non fragilité (B.A.E.L91) :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ R.P.A99/2003 :

$A_{min} = 0,5\%$ de la section totale.

$A_{max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement.

➤ Tableau des sollicitations :

Combinations	Situation durable		Situation accidentelle				ELS		Effort tranchant Vmax(kN)
	1,35G+1,5Q (ELU) (kN.m)		G+Q+E (kN.m)		0,8G+E (kN.m)		(G+Q) (kN.m)		
Position	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travées	Appuis	Travées	Appuis	77.8
P.P (30*45)	72.526	-90.685	54.619	-102.59	39.36	-82.496	53.078	-66.223	
P.S (30*40)	29.946	-52.478	77.394	-110.62	77.394	-100.3	21.569	-38.935	

Tableau. V.11. Résultats des moments et efforts tranchants donnés par ETABS.

V.2.2. Exemple de calcul :

V.2.2.1. Poutres principales (30x45) cm² :

$h = 0,45\text{m} ; b = 0,30\text{ m} ; d = 0.405 ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ;$

$f_{bc} = 14,2\text{MPa} ; \sigma_{st}=348\text{ MPa}$

a. ELU

➤ En travée :

$$M_{max}^T = 72.526 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{72.526 \cdot 10^3}{30 \cdot 40.5^2 \cdot 14,2} = 0,10379$$

$$U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \hat{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5(1 - 0,6 \times 0,10379) = 37.98 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{72,526 \times 10}{0,3798 \times 348} = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.49 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis :

$$M_{max}^A = 90.685 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{90.685 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.12978$$

$$U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \hat{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5(1 - 0,6 \times 0.12978) = 37.33 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{90,685 \times 10}{0,3733 \times 348} = 6,98 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6.98 \text{ cm}^2$$

b. ACC :

➤ En travée:

$$M_{max}^T = 54.619 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{54.619 \cdot 10^{-3}}{30 \cdot 40.5^2 \cdot 18.5} = 0,06$$

$$U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \hat{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5(1 - 0,6 \times 0.06) = 39.04 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{54,619 \times 10}{0,3904 \times 400} = 3.54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.54 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$M_{max}^A = 102.59 \text{ kN.m}$$

$$U_b = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{102.59 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 18.5} = 0.1127$$

$$U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0$$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 40.5(1 - 0.6 \times 0.1127) = 37.76 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{102.59 \times 10}{0.3776 \times 400} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6.79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité BAEL₉₉ :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.405 \times \frac{2.1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$A_{st \min} \geq 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

Condition de RPA₉₉/Version₂₀₀₃ :

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0.5\% \cdot 30.45 \rightarrow A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow 4\% \cdot 30.45 \rightarrow A_{max} = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow 6\% \cdot 30.45 \rightarrow A_{max} = 81 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures finales :**

a. ELU :

➤ **En appuis :**

$$A^a = \max(6.98; 6.79) = 6.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } (3HA16 + 3HA14) \rightarrow A^a = 10.65 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$A^t = \max(5.49; 3.5) = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } (3HA16 + 2HA14) \rightarrow A^t = 9.11 \text{ cm}^2$$

b. ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Moment statique au niveau de l'axe neutre :

On doit vérifier que :

$$\text{On a : } \overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Potion de l'axe neutre : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$

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

$\sigma_{bc} = K \cdot y_1$

➤ **En travée :**

$Y = 16.61 \text{ cm}$

$I = 116346.02 \text{ cm}^4$

$K = \frac{53,078 \cdot 10^3}{116346,02} = 0,4562$

$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,4562 \times 16.61 = 7.58 \text{ MPa.}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient

➤ **En appuis :**

$Y = 15.91 \text{ cm}$

$I = 159844.7 \text{ cm}^4$

$$K = \frac{49,23 \cdot 10^3}{159844,7} = 0,308$$

$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,308 \times 15.91 = 4.90 \text{ MPa.}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient

• **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 77.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{77.8 \times 10^3}{30 \times 40.5 \times 100} = 0.64 \text{ MPa}$$

$\rightarrow \tau_u = 0.64 < \overline{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ C.V}$

• **Etat limite déformation (vérification de la flèche) :**

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

2) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$

3) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis

M_t : moment maximum en travée

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armateur tendu correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{45}{587} \longrightarrow 0.005 > 0.06 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_{st}}{bxd} \leq \frac{4,20}{f_e} \frac{10,65}{30 \times 40,5} \longrightarrow 0.00788 \leq \frac{4,20}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots C.V$$

$$3 - \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad (q_s=22.01+8.17=30.18\text{KN/ml} \Rightarrow M_0=30.18 * (5.87)^2 / 8 = 129.98 \text{ KN .m})$$

D'où : $0.085 > (1/10) * (47.70 / 129.98) = 0.036 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35}; 2; \frac{30}{10} \right) = 1.28 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1.28 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement Selon RPA99 :**

- En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t, 30 \right) \text{ cm} = \min(11.25; 24; 30) = 11.25 \text{ cm}$

soit $St = 10\text{cm}$.

- En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}$

soit $St' = 20\text{cm}$.

❖ **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon le (RPA99/Version2003), la longueur de recouvrement dans la zone IIa est :

$$L_r = 50\phi_t \rightarrow L_r = 50 \times 1.6 \rightarrow L_r = 80 \text{ cm} \quad ; \text{ on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = 2 \times h = 90\text{cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)}$$

$$h' = 90\text{cm}.$$

V.2.2.2. Poutres secondaires (30x40) cm²

Les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferrailage des poutres secondaires et les résultats réduits dans les tableaux suivant :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

a. Armatures longitudinales :

Type de Combinaisons	Travée			Appuis			A_{RPA}
	A_{cal}	A_{do}	choix des armatures	A_{cal}	A_{do}	choix des armatures	
ELU	2.47	6.88	3HA14+2HA1 2	4.2	8.01	3HA14+3 HA12	6.75
ACC	5.74			8.46			

Tableau V.12 : résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires.

b. Armatures transversales :

Diamètre de l'armature	Espacement selon RPA99/2003	
	Zone nodal	Zone courante
$\phi_t = 8 \text{ mm}$	St = 8 cm	St = 15 cm

Tableau V.13 : Espacement RPA des poutres secondaires.

c. Vérifications :

Type vérification	Travée	Appuis
$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$	C.V	C.V
$\overline{\tau}_u > \tau_u$	C.V	C.V

Adhérence de justification

Longueur de la zone nodale : $h' = 70 \text{ cm}$

Recouvrement des barres longitudinales : $L_r = 48 \text{ cm}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

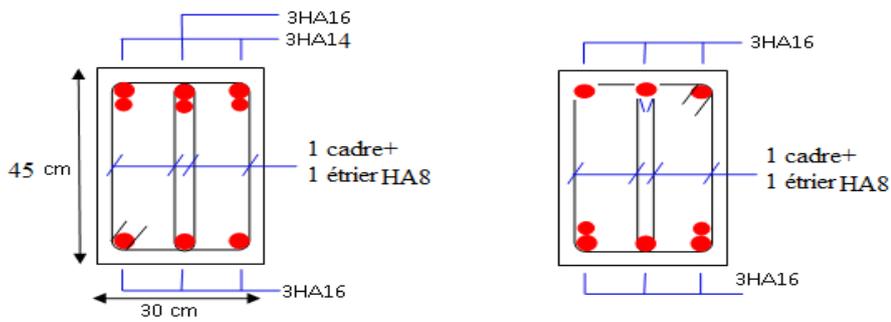


Figure.V.4. Ferrailage des poutres principales (30×45).

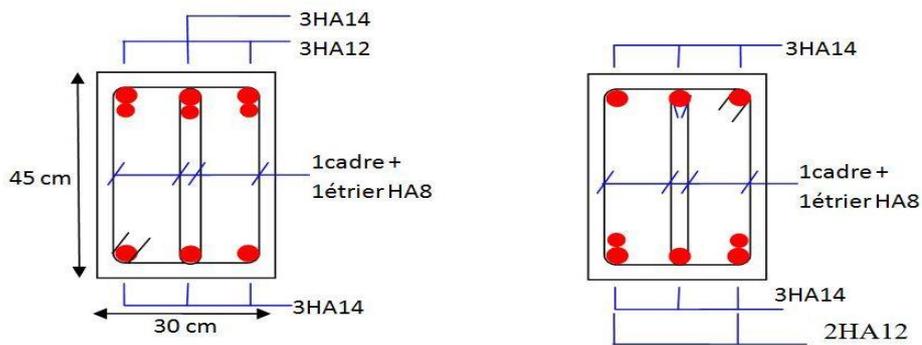
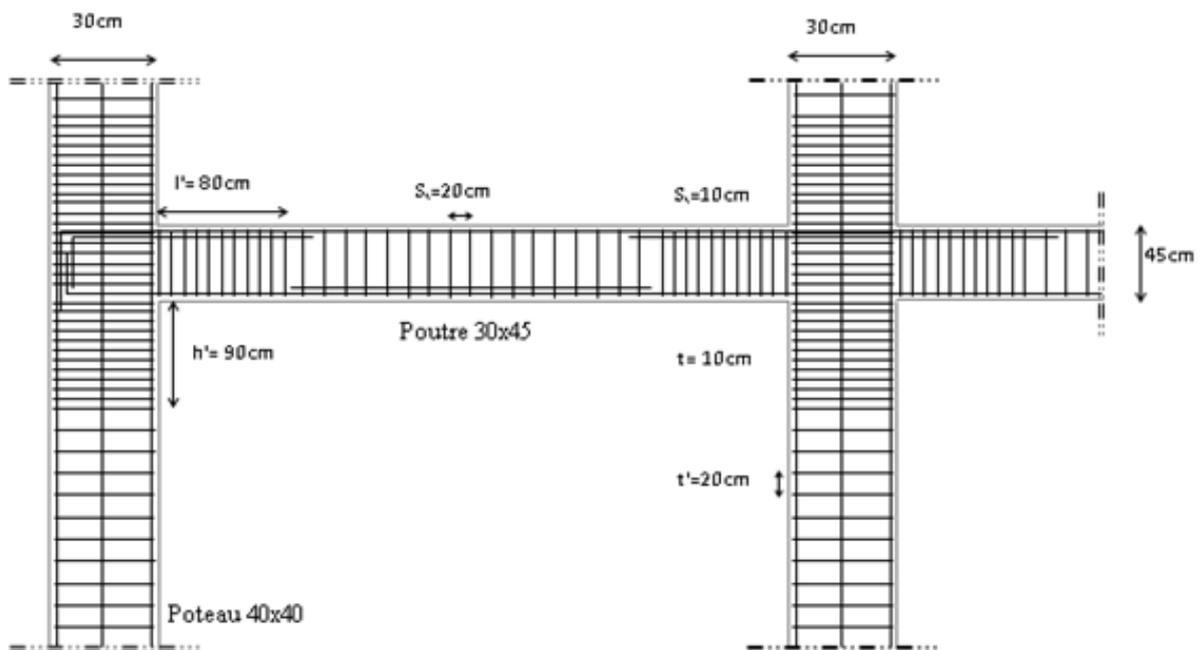


Figure.V.5 : Ferrailage des poutres principales (30×45).



Détail des armatures transversales dans la zone nodale

Figure V.6: Disposition constructif en RDC

V.3. Ferrailage des voiles :

V.3.1. Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leur rigidité importante dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et de la charge sismique

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 02 zones :

- | | |
|---------------------------|---------|
| 1. les niveaux (RDC et 1) | zone I |
| 2. les niveaux (2-3-4-5) | zone II |

Les voiles seront calculées en flexion composée et, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

V.3.2. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99 V2003 exige les combinaisons :

➤ Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

➤ Etat limite de service : $G + Q$

V.3.3. Recommandations de RPA :

V.3.3.1. Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 0.20%.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

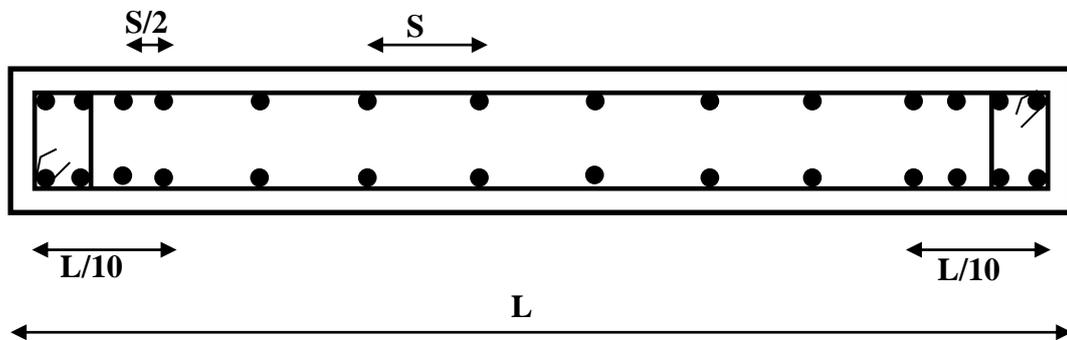


Figure. V. 7 : dispositions des ferrailles des voiles.

V.3.3.2. Armatures horizontales :

Dans le calcul du ferraillement des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ .
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible. 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges

D'après le **BAEL**:
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

V.3.3.3. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre épingles par mètre carré.

a. Armature de potelet :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section de celles-ci $\geq 4HA10$

b. Armature de couture

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être reprise par des aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires

Pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

V.3.3.4. Règles communes :

- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile égale a 0.15%
- En zone courante égale a 0.10%

V.3.4. Ferrailage des voiles :

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

V.3.4.1. Exposition 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).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

I : l'inertie de voile

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

Avec :

L_t : Longueur tendue

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

Armatures minimales selon le BAEL:

Section partiellement comprimée $A_{max} \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)_{min}$

V.3.4.2. Exemple de calcul (voile V₁₁ Zone 1) :

On a : L=5.05m , e=0.2 m

Remarque : Nous considérons les sollicitations suivantes :

M_{max} avec N correspondant

N, M sont donnés par (ETABS)

$$M_{max} = -593.22 \text{ KN.m}$$

$$N_{corr} = -2300.43 \text{ KN}$$

$$V = 175.53 \text{ KN}$$

$$S = e \cdot L = 0, 2 \times 5.05 = 1.01 \text{ m}^2$$

$$I = (0,20 \times 5.05^3) / 12 = 0.3658667 \text{ m}^4$$

$$v = 5.05 / 2 = 2.525 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v}{I} = 3276.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot v}{I} = 2160.08 \text{ KN/m}^2$$

On remarque qu'on a deux valeurs de contraintes différentes, une de traction et l'autre de compression, donc la longueur tendue L_t obéit à la loi suivante :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = 0.4 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b = 85.82 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 2.15 \text{ cm}^2$$

a. Armature minimale :

➤ **Vérifications vis à vis du BAEL 91 et RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{min} = \max (A_{min \text{ RPA}} = 0.2\% b \cdot L_t, A_{min \text{ BAEL}} = 0.23 * b \cdot d \cdot F_{t28} / f_e).$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{min \text{ RPA}} = 0.2 \cdot 20 \cdot 0.04 = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min \text{ BAEL}} = (0.23 * 20 * 454.5 * 2.1) / 400 = 4.63 \text{ cm}^2$$

b. Armature horizontale :

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_v / 4 = 8.48 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

D'après le RPA : $A_h = 0,15\% B = 0,15\% \cdot 20 \cdot 505 = 8.4 \text{ cm}^2$

Soit donc : **28 HA8** avec **S_t=20 cm**

c. Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit : des **HA8**.

Puisque nous avons deux types différents de poteaux et que notre voile ne fait pas la même largeur nous allons procéder à faire le ferrailage dans deux zone différentes tel que :

- Zone 1 : RDC et 1 étage
- Zone 2 : 2.3.4.5 étage.

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

VOILES	L(m)	sollicitations	N(KN)	M(KN.M)	σ_1	σ_2	L_T (m)	F (KN)	A_S	A_{Smax} cm ²	A_{RPA} cm ²	A_{BAEL} cm ²	Zone d'about	St(cm)	Zone courante	St(cm)	$A_{adapté}$ (cm ²)
V ₁₁	5.05	N_{max} M_{cor} →	-2745.58	474.619	3276,72	2160,08	0,40	85,82	2,15	2,152.	4.32	4.63	12T12	10	14T12	20	29.41
		N_{min} M_{cor} →	-2075.7	-205.787	2297,23	1813,07	0,44	79,98	2,00								
		M_{max} N_{cor} →	-2300.43	593.22	2975,49	1579,82	0,35	54,79	1,37								
V ₂₂	4.2	N_{max} M_{cor} →	-2820.69	471.192	4159,31	2556,62	0,38	97,33	2,43	2,43	1.96	3.62	8T12	12	8T12	24	18.10
		N_{min} M_{cor} →	-2403.56	530.67	3763,88	1958,88	0,34	67,05	1,68								
		M_{max} N_{cor} →	-2403.56	534.67	3770,68	1952,08	0,34	66,59	1,66								
V ₃₃	3.2	N_{max} M_{cor} →	-3334.84	174.396	5721,61	4699,76	0,45	211,95	5,30	5,30	5.92	9.98	16T14	12.5	24T12	25	51.77
		N_{min} M_{cor} →	-2665.61	207.779	4773,74	3556,29	0,43	151,83	3,80								
		M_{max} N_{cor} →	-3186.13	208.625	5589,53	4367,12	0,44	191,55	4,79								
V ₄₄	2.6	N_{max} M_{cor} →	-2437.79	353.041	6254,81	3121,31	0,33	103,91	2,60	2,60	6.80	6.70	12T12	12.5	18T12	25	33.92
		N_{min} M_{cor} →	-1904.12	302.68	5005,02	2318,51	0,32	73,40	1,84								
		M_{max} N_{cor} →	-2437.79	353.041	6254,81	3121,31	0,33	103,91	2,60								
V ₅₅	2	N_{max} M_{cor} →	-1174.16	50.108	3311,21	2559,59	0,44	111,59	2,79	2,79	4.36	4.83	12T12	12.5	14T12	25	28.3
		N_{min} M_{cor} →	-945.5	76.493	2937,45	1790,05	0,38	67,78	1,69								
		M_{max} N_{cor} →	-945.56	76.493	2937,60	1790,20	0,38	67,79	1,69								

Tableau V.14 : Ferrailage des voiles dans la Zone 1

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

VOILES	L (m)	sollicitations	N (KN)	M (KN.M)	σ_1	σ_2	L_T (m)	F (KN)	A_S cal cm^2	A_{Smax} cal cm^2	A_{RPA} cm^2	A_{BAEL} cm^2	Zone d'about	St (cm)	Zone courante	St(cm)	$A_{adapté}$ (cm^2)
V ₁₁	5.15	N_{max} $M_{cor} \rightarrow$	-551.26	653.397	1274,27	-203,86	0,14	2,81	0,07	0,95	3.12	4.83	12T12	10	14T12	20	29.41
		N_{min} $M_{cor} \rightarrow$	-326.05	-567.666	958,65	-325,54	0,25	8,25	0,21								
		M_{max} $N_{cor} \rightarrow$	-2019.67	653.397	2699,91	1221,78	0,31	38,06	0,95								
V ₂₂	4.3	N_{max} $M_{cor} \rightarrow$	-2316.79	88.64	2837,76	2550,12	0,47	120,70	3,02	3,02	3.32	3.62	8T12	12	8T12	24	18.10
		N_{min} $M_{cor} \rightarrow$	-551.11	497.077	1447,33	-165,68	0,10	1,70	0,04								
		M_{max} $N_{cor} \rightarrow$	-1592.38	526.423	2705,73	997,48	0,27	26,87	0,67								
V ₃₃	3.3	N_{max} $M_{cor} \rightarrow$	-2624.88	69.447	4168,40	3785,78	0,48	180,18	4,50	4,50	6.40	9.98	16T12	12.5	24T12	25	45.24
		N_{min} $M_{cor} \rightarrow$	-579.55	322.528	1766,61	-10,40	0,01	0,01	0,00								
		M_{max} $N_{cor} \rightarrow$	-579.55	322.528	1766,61	-10,40	0,01	0,01	0,00								
V ₄₄	2.7	N_{max} $M_{cor} \rightarrow$	-1853.11	270.335	4544,17	2319,20	0,34	78,37	1,96	1,96	7.24	6.70	12T12	12.5	18T12	25	33.92
		N_{min} $M_{cor} \rightarrow$	-478.27	85.81	1238,81	532,56	0,30	16,01	0,40								
		M_{max} $N_{cor} \rightarrow$	-1729.18	276.991	4342,07	2062,30	0,32	66,41	1,66								
V ₅₅	2	N_{max} $M_{cor} \rightarrow$	-895.21	73.344	2788,11	1687,95	0,38	63,65	1,59	1,59	3.8	4.5	12T12	12.5	14T12	25	29.5
		N_{min} $M_{cor} \rightarrow$	-154.29	-7.389	441,1425	330,3075	0,43	14,14	0,35								
		M_{max} $N_{cor} \rightarrow$	-895.21	73.344	2788,105	1687,945	0,38	63,65	1,59								

Tableau V.15 : Ferrailage des voiles dans la zone 2

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.3.4.3. Ferrailage horizontal :

- ✓ D'après le **BAEL** : $A_H = \frac{A_V}{4}$
- ✓ D'après **RPA V2003** : $A_{Hmin} = 0.15\% * B$

		A_{Hcal} (cm ²) BAEL	A_{Hmin} (cm ²) RPA	A_{max} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
ZONE (I)	V ₁₁	7.35	6	7.35	28T8	14.07	20
	V ₂₂	4.53	4.5	4.53	28T8	14.07	20
	V ₃₃	12.94	11.91	12.94	28T10	21.99	20
	V ₄₄	8.48	8.4	8.48	28T8	14.07	20
	V ₅₅	7.44	6	7.6	28T8	14.07	20
ZONE (II)	V ₁₁	7.35	6	7.35	28T8	14.07	20
	V ₂₂	4.53	4.5	4.53	28T8	14.07	20
	V ₃₃	8.4	8.02	7.48	28T28	14.07	20
	V ₄₄	11.31	11.91	11.91	28T10	21.99	20
	V ₅₅	8.48	8.4	8.48	28T8	14.07	20

Tableau V.16 : Ferrailage horizontal.

a. Vérification :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

✓ D'après le **RPA** :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99** [art 7.7.2] à :

$$\tau < \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0,2 * f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau = (1.4.V)/(b.d.)$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

On à aussi $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}$

Les valeurs des vérifications de la contrainte de cisaillement sont résumées dans les tableaux suivants :

	voile	L (m)	B(m)	Vmax (KN)	τ_{RPA}	$\overline{\tau_{RPA}}$	τ_{BAEL}	$\overline{\tau_{BAEL}}$	Observation
ZONE (I)	V_{11}	5.05	0.2	497.8	1.93588889	5	1.38277778	2.5	Vérifiée
	V_{22}	4.2	0.2	340.81	1.76716296	5	1.26225926	2.5	Vérifiée
	V_{33}	3.2	0.2	1279.42	2.50656031	5	1.79040022	2.5	Vérifiée
	V_{44}	2.6	0.2	524.3	1.45638889	5	1.04027778	2.5	Vérifiée
	V_{55}	2	0.2	1274.52	1.78716296	5	1.36225926	2.5	Vérifiée
ZONE (II)	V_{11}	5.05	0.2	471.58	1.83392222	5	1.30994444	2.5	Vérifiée
	V_{22}	4.2	0.2	348.28	1.8058963	5	1.28992593	2.5	Vérifiée
	V_{33}	3.2	0.2	1093.31	2.14194514	5	1.52996082	2.5	Vérifiée
	V_{44}	2.6	0.2	421.75	1.17152778	5	0.83680556	2.5	Vérifiée
	V_{55}	2	0.2	1075.31	2.26945354	5	1.52996435	2.5	Vérifiée

Tableau V.17 : vérifications de la contrainte de cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , **A:** section d'armature adoptée

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Les valeurs des vérifications sont résumées dans les tableaux suivants :

	voile	L (m)	b (m)	As (cm ²)	Nser (KN)	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observatio n
ZONE (I)	V ₁₁	5.05	0.2	29.41	814.15	1.8331963 6	15	Vérifiée
	V ₂₂	4.2	0.2	18.10	1118.49	3.4188904	15	Vérifiée
	V ₃₃	3.2	0.2	51.77	1364.43	1.5653326	15	Vérifiée
	V ₄₄	2.6	0.2	33.92	1282.42	2.0992993	15	Vérifiée
	V ₅₅	2	0.2	42.321	1425.35	1.5653326	15	Vérifiée
ZONE (II)	V ₁₁	5.05	0.2	29.41	608.58	1.3703207	15	Vérifiée
	V ₂₂	4.2	0.2	18.10	905.87	2.7689744	15	Vérifiée
	V ₃₃	3.2	0.2	45.24	1049.95	1.2182373	15	Vérifiée
	V ₄₄	2.6	0.2	33.92	421.75	0.6903974	15	Vérifiée
	V ₅₅	2	0.2	31.8	417.45	0.6903245	15	Vérifiée

Tableau 18 : vérifications de la contrainte du béton.

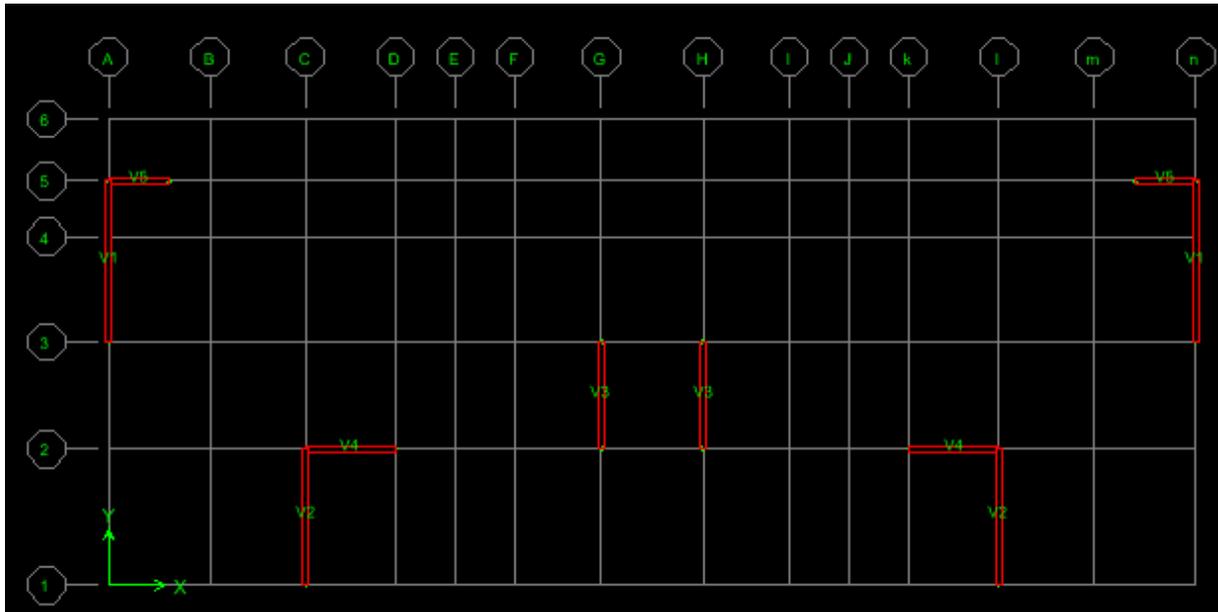


Figure V.8 : disposition des voiles

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Ferrailage des Poteaux.....	107
V.1.1. Introduction :	107
V.1.2. Les combinaisons d'actions :	107
V.1.3. Caractéristiques des matériaux :	108
V.1.4. Ferrailage des poteaux :	108
V.1.4.1. Ferrailage longitudinal :	108
V.1.4.2. Ferrailage transversale :	113
V.1.4.3. Vérifications diverses :	115
V.2. ETUDE DES POUTRES :	118
V.2.2. Exemple de calcul :	118
V.2.2.1. Poutres principales (30x45) cm ² :	118
V.2.2.2. Poutres secondaires (30x40) cm ²	122
V.3. Ferrailage des voiles :	125
V.3.1. Introduction :	125
V.3.2. Les combinaisons d'action :	125
V.3.3. Recommandations de RPA :	125
V.3.3.1. Armatures verticales :	125
V.3.3.2. Armatures horizontales :	126
V.3.3.3. Armatures transversales :	126
V.3.3.4. Règles communes :	127
V.3.4. Ferrailage des voiles :	127
V.3.4.1. Exposition de la méthode :	127
V.3.4.2. Exemple de calcul (voile V ₁₁ Zone 1) :	128
V.3.4.3. Ferrailage horizontal :	132

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

VI.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux). On distingue trois types de fondations :

Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur σ_{sol} pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) à une profondeur de 2 à 4m.

Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

✓ des sollicitations dues à la superstructure : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

✓ des sollicitations dues au sol : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, Remblais). Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

VI.2. Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on peut choisir entre :

- Semelle isolée.
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

VI.2.1. Semelles isolées sous poteaux:

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s = 11831.45 \text{ KN} \quad \text{Dans le poteau le plus sollicitée.}$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Homothétie des dimensions :

$$B \geq \sqrt{\frac{a N}{b \bar{\sigma}_{sol}}} \quad (a = b \text{ (poteau carré)} \implies \frac{a}{b} = 1)$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} : \text{Contrainte admissible du sol } A \geq 7,69 \text{ m}$$

(A x B) : la section de la semelle. On suppose que la semelle est carrée $A = B$.

$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{11831,45}{200}} \implies A \geq 7,69$$

Remarque :

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent nous essayons avec les semelles filantes.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

VI.2.2. Semelles filantes :

La surface des semelles filantes (S_s) doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50 \% . \quad S_b = (16.15 \times 36.8) = 594.32 \text{ m}^2$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ (t/ m}^2\text{)}, \text{ (à une profondeur plus de 03 m)}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} N = \sum N_i & \text{de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{cases}$$

B : Largeur de la semelle

L: Longueur de la file considérée.

Donc il résulte : $B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

Calcul des surfaces revenant aux semelles :

On a calculé les surfaces des semelles et les charges appropriées, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Fil	N (KN)	L (m)	σ_{sol} (KN)	B (m)
A	5007.89	19.6	200	1.28
B	6250.45	19.6	200	1.59
C	5004	19.6	200	1.28
D	5601.81	19.6	200	1.43
E	4260.91	14.6	200	1.46
F	3484.57	14.6	200	1.19
Somme	29609.63			

Tableau VI.1. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe X-X.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

Fil	N (KN)	L (m)	σ_{sol} (KN)	B (m)
1	3062.53	9.6	200	1.60
2	6136.61	17.6	200	1.74
3	7168.61	17.6	200	2.04
4	7156.4	17.6	200	2.03
5	4025.56	17.6	200	1.14
Somme	27549.71			

Tableau VI.2. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y

$$N = \sum N_i = 27549.71 + 29609.63 = 63544 \text{ KN}$$

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{29609.63 + 27549.71}{200} = \frac{63544}{200}$$

$$S_s = 317.72 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{317.12}{594.32} = 0.53 \implies \frac{S_s}{S_b} = 53 \% > 50 \% . \text{ Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; Donc on a choisi le radier général. Ce mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser.

VI.3. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sous toute la surface de l'ouvrage.

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.
- Augmentation de la stabilité de l'ouvrage.
- La facilité d'exécution.

VI.3.1. Pré dimensionnement :

VI.3.1.1. Condition de rigidité (de la raideur):

$$\left\{ \begin{array}{l} L \frac{\pi}{2} e_{max} \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \end{array} \right.$$

L_{max} : plus grande distance entre deux files parallèles. $L_{max} = 5.45$ m.

L_e : longueur élastique (hauteur du libage),

E : module d'élasticité du béton $E = 32\,164.2$ MPa.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_r^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4$ KN/m³).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$hr \geq \sqrt[3]{\frac{I \times 12}{b}}$$

$$hr \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4}{\pi^4 E}} \Rightarrow hr \geq 72.62 \text{ cm.}$$

On adopte : $h_r = 75$ cm

VI.3.1.2. Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{5r} \geq \frac{545}{8} \geq h_r \geq \frac{545}{8} \Rightarrow 109 \text{ cm} \geq h_r \geq 68,12 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h_r = 75$ cm

VI.3.1.3. Calcul de surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

A la base du bâtiment : (depuis l'ETABS)

$$N_u = 161231.02 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = 11831.45 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{radier} \geq N / \bar{\sigma}_{adm} = \frac{57159.34}{200} = 285.797 \text{ cm}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de ($S = 594.32$ m²), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (D) minimum.

VI.3.1.4. Calcul de D (débordement) :

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}) \implies D \geq \max (75/2; 30\text{cm}) \implies D = 40 \text{ cm}$$

$$S_{\text{radier}} = 594.32 + S_{\text{debord}} \implies S_{\text{Deb}} = D P_B \quad \text{Avec : } P_B = \text{périmètre de l'immeuble}$$

$$S_{\text{Deb}} = 0.4 \times 76 = 30.4 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 624.72 \text{ m}^2$$

VI.3.1.5. Détermination des efforts:

a. Détermination des charges et des surcharges :

- Superstructure : $G_{\text{Superstructures}} = 26214.95 \text{ KN}$; $Q = 6167.38 \text{ KN}$

- Infrastructure :

➤ **Poids du radier :**

$$G_{\text{radier}} = G_{\text{dale}} = (S_{\text{rad}} \times h \times 25) = (350.4 \times 0.75 \times 25) = 6570 \text{ KN}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{radier}} = 6570 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{Superstructure}} = 32784.95 \text{ KN} \\ Q_{\text{TOTAL}} = 6167.38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 53510.75 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS : } N_{\text{ser}} = G + Q = 38952.33 \text{ KN.}$$

➤ **Caractéristiques géométrique du radier** (A L'aide de l'AutoCad)

b. Détermination du centre de gravité du radier :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} X_G = 8.375 \text{ m.} \\ Y_G = 10.937 \text{ m.} \end{cases}$$

➤ **Moments d'inertie :**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_{xx} = 4766.667 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 30826.667 \text{ m}^4 \end{cases}$$

➤ **Centre de masse de la structure :**

$$\begin{cases} X_G = 12.205 \text{ m.} \\ Y_G = 9.815 \text{ m.} \end{cases}$$

VI.3.1.6. Verifications necessaires:

a. Vérification au poinçonnement :

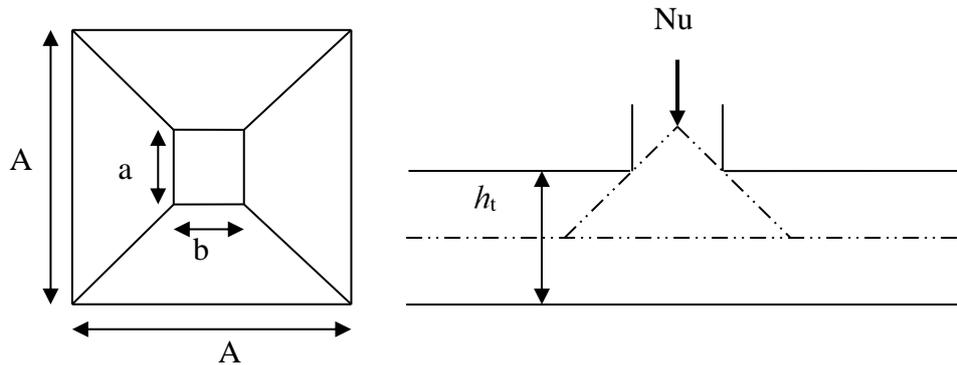


Figure VI.1: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **CBA93** (article A.5.2.4.2)

N_U : L'effort normal max à l'ELU sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,40 + 0,75 = 1,15 \\ B = b + h_t = 0,40 + 0,75 = 1,15 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4,6 \text{ m}$$

$$N_U = 1.966 \text{ MN} < 0.045 \times 5.2 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} .$$

$\Rightarrow N_U = 1.966 \text{ MN} < 2.925 \text{ MN}$ Condition vérifié

b. 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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9 h_r = 0.675 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle $L_{\max} = 5.45 \text{ m}$.

$$N_u = 53510.75 \text{ KN}.$$

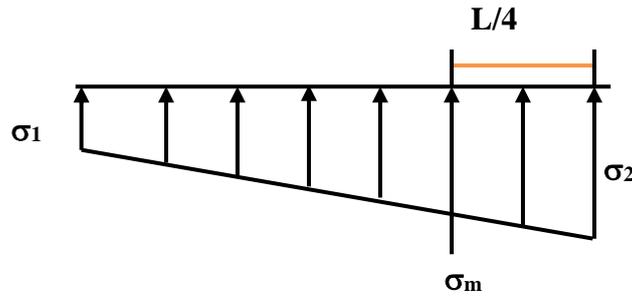


Figure VI.2. Diagramme des contraintes

$$V_u = \frac{q_u \cdot L_{max}}{2}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}.$

$$V_u^{max} = \frac{q_u \cdot L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \cdot b \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{53510}{624,72} \cdot 1 \cdot \frac{5,45}{2} = 233,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{233,41 \cdot 10^3}{1,09 \cdot 0,75 \cdot 10^6} = 0,345 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

c. Vérification de la contrainte normale :

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,5 \sigma_{adm}$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$ $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$

Le radier est sollicité par:

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : **M = N.e**

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

	ELU		ELS	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
N (KN)	16231.03	16231.03	11831.03	11831.03
M (KN.m)	11686.34	15744.1	8518.34	11476.1
e (m)	0.72	0.97	0.72	0.97
S (m ²)	594.32	594.32	594.32	594.32
V (m)	8.375	10.937	8.375	10.937
I (m ⁴)	4766.667	14103.37	4766.667	14103.37
σ_1 (KN/m ²)	350.4	58.53	48.73	42.66
σ_2 (KN/m ²)	25.8	34.11	18.79	24.86
σ_{moy}	269.25	52.425	41.245	38.21
σ_{adm} (MPa)	300	300	300	300
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau VI.3. Vérification des contraintes

d. Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E):

	0.8 G + E	
	X-X	Y-Y
N (KN)	17296.24	13415.48
M (KN.m)	60212.76	60212.76
S (m ²)	594.32	594.32
V (m)	8.375	10.937
I (m ⁴)	4766.667	14103.37
σ_1 (KN/m ²)	158.82	99.72
σ_2 (KN/m ²)	- 52.77	6.33
σ_{moy} (KN/m ²)	105.92	76.37
σ_{adm} (MPa)	200	200
Vérification	C.V	C.V

Tableau VI.4. Vérification de renversement

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

D'après le **RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L_{max}}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

M : moment dû au séisme.

$$\begin{cases} M_x = 38568.202 \text{ KN.m} \\ M_y = 25218.388 \text{ KN.m} \end{cases}$$

N : charge verticale permanente.

$$N = 26214.96 \text{ KN}$$

Sens	X-X	Y-Y
$\frac{L_{max}}{4}$ (m)	4	5.45
e (m)	1.47	0.96
Vérification	C.V	C.V

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

e. Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :

	G + Q + E	
	X-X	Y-Y
N (KN)	20819.6	37758.39
M (KN.m)	27825.86	37752.018
S (m ²)	594.32	594 .32
V (m)	8.375	8.375
I (m ⁴)	4766.667	14103.37
σ_1 (KN/m ²)	129.31	102.84
σ_2 (KN/m ²)	31.53	58.00
σ_{moy} (KN/m ²)	104.87	91.63
σ_{adm} (MPa)	200	200
Vérification	C.V	C.V

Tableau VI.5. Vérification de soulèvement

VI.3.2. Ferrailage de la dalle du radier:

VI.3.2.1. Détermination des efforts:

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

M_x : dans le sens de la petite portée.

M_y : dans le sens de la grande portée.

- **1^{ère} cas : $0 \leq \alpha \leq 0.4$** \Rightarrow la dalle porte sur un seul sens.

Avec :

$$\alpha = L_x / L_y \quad \Rightarrow \quad L_x \leq L_y$$

$$M_x = q L_x / 8$$

$$M_y = 0$$

- **2^{ème} cas : $0.4 \leq \alpha \leq 1$** \Rightarrow 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 travées : ($M_{tx} = 0,85.M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$)
- 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 :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

VI.3.2.2. Les sollicitations:

- **ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{55167.74}{350.4} = 157.44 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{40179.73}{350.4} = 114.67 \text{ KN/m}^2$$

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$$L_x = 4 \text{ m} ; L_y = 5.45 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5.45} \Rightarrow \alpha = 0.73$$

- $0.4 \leq \alpha \leq 1$ (la dalle porte sur deux sens).

$$M_x = \mu_x q L^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

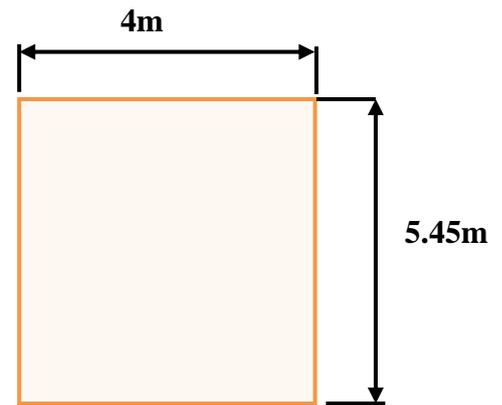


Figure VI.3. Le panneau le plus sollicité

VI.3.2.3. Calcul des moments :

- **ELU :** $v = 0$

$$q_u = 90.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0561$$

$$\mu_y = 0.5959$$

- **ELS :** $v = 0.2$

$$q_s = 65.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0628$$

$$\mu_y = 0.7111$$

	q (KN)	L _x (m)	L _y (m)	α	v	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
ELU	90.04	4	5.45	0,73	0	0.0561	0.5959	83.32	49.65
ELS	65.54	4	5.45	0,73	0,2	0.0628	0.7111	67.93	48.30

Tableau VI.6. Les moments à L'ELU.

Les moments calculés seront multipliés par les coefficients

- ✓ **0,85** en travée
- ✓ **0,3** aux appuis à l'ELU et à l'ELS.

	ELU	ELS
M_x (KN.m)	83.32	67.93
M_y (KN.m)	49.65	48.30
$M_{x \text{ appui}}$ (KN.m)	- 24.1	- 20.38
$M_{y \text{ appui}}$ (KN.m)	- 14.9	- 14.49
$M_{x \text{ travée}}$ (KN.m)	70.82	57.74
$M_{y \text{ travée}}$ (KN.m)	42.20	41.06

Tableau VI.7. Les moments en travées et aux appuis à L'ELU.

Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 8.15 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

- **Sens XX :**

$$A \begin{cases} 6 h_0: feE500. \\ 8 h_0: feE400. \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en } e x \text{ primant } h_0 \text{ en mètre}).$$

ymin

$$= 8 \times 0.75 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Sens YY :**

$$A \frac{3-\rho}{2} A_{y\min_{xmin}} = (3 - 0.8) \times \frac{6}{2} = 6.6 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal : (BAEL 91 Pages (360))

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3h_r) \quad \Rightarrow \quad S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4h_r) \quad \Rightarrow \quad S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

VI.3.2.4. Calcul des armatures:

Exemple de calcul :

- **Ferraillage dans le sens X-X** $A_{s\min} = 6 \text{ cm}^2$

- ✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{24.1 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = 0.003$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{24,1}{20,38} = 1,18$$

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

$$\mu_{lu} = [3440(1,227) + 49(25) - 3050].10^{-4} = 0,239$$

$$\mu_{bu} = 0,003 < \mu_{lu} = 0,223 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,003 < 0,223 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 67,5 [1 - 0,6 (0,003)] = 67,37 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Ma_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{24,1 \times 10^3}{67,37 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

✓ **Aux travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{70,82 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14,2} = \mathbf{0,010}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Mt_u}{Mt_{ser}} = \frac{70,52}{42,2} = 1,67$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,67) + 49(25) - 3050].10^{-4} = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < \mu_{lu} = 0,391 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < 0,391 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 67,5 [1 - 0,6 (0,01)] = 67,1 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mt_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{70,52 \times 10^3}{67,1 \times 348} = 7,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

➤ **Ferrailage dans le sens Y-Y :** $A_{smin} = 6,6 \text{ cm}^2$

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{14,9 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14,2} = \mathbf{0,002}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{14,9}{14,49} = 1,02$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot (1,02) + 49(25) - 3050].10^{-4} = 0,171$$

$$\mu_{bu} = 0,002 < \mu_{lu} = 0,171 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,002 < 0,275 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 67,5 [1 - 0,6 (0,004)] = 67,41 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Ma_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{14,9 \times 10^3}{67,31 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

On adopte : $A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

✓ **Aux travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{42.2 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = 0.006$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{14.9}{14.49} = 1.02$$

$$\mu_{bu} = 0,006 < \mu_{lu} = 0,171 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,006 < 0.275 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 67.5 [1 - 0.6 (0,006)] = 67.257 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mt_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{42,2 \times 10^3}{67,257 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	70.82	24.1	42.2	14.9
μ_{bu}	0.01	0.003	0.006	0.002
μ_l	0.391	0.223	0.171	0.171
A_s (cm ² /ml)	7.31	1.18	1.8	0.64
A_{smin} (cm ² /ml)	6.00	6.00	6.60	6.60
Choix des barres	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
A_s adopté	10.05	10.05	10.05	10.05
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.8. Calcul des armatures à L'ELU

VI.3.3. Ferrailage de débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 0.4 \text{ m}$. Le calcul du ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$h = 0.75 \text{ m}, \quad b = 1 \text{ m}, \quad d = 0.9 h = 0.675 \text{ m}, \quad L = 0.4 \text{ m}.$$

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

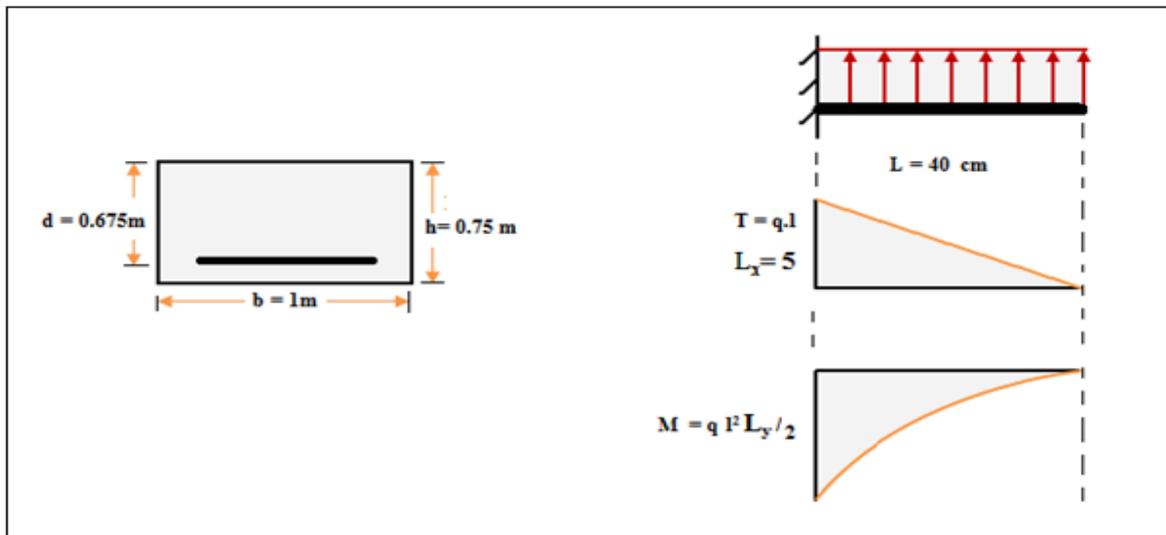


Figure VI.4. Schéma statique du débord

• **L'ELU :**

$$q_u = 90.04 \text{ KN/m}^2 \quad \quad \quad M_{u_{\max}} = 90.04 \times \frac{0.4^2}{2} = 7.20 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 65.54 \text{ KN/m}^2 \quad \quad \quad M_{s_{\max}} = 65.54 \times \frac{0.4^2}{2} = 5.24 \text{ KN.m}$$

$M_{u_{\max}}$ (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z_b (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s_{\min}}$ (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Choix	St (cm)
7.20	0.40	0.001	67.45	0.3	6.00	10.05	5HA16	20

Tableau VI.9. Résultats de ferrailage de débord a l'ELU

VI.3.4. Verifications:

VI.3.4.1. Vérification au cisaillement :

$$b = 1 \text{ m.} \quad d = 0,9 h_r = 0.675 \text{ m.} \quad L = 0.4 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 31.49 \text{ KN.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{18}{1 \times 0.675} \times 10^{-3} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv})$$

⇒ Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.3.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{2}$$

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

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

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

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

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

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observ
TravéeX-X	97.94	10.05	520960.60	12.84	18.80	2.41	15	C.V
AppuisX-X	34.57	10.05	520960.60	12.84	6.63	0.85	15	C.V
TravéeY-Y	69.64	10.05	520960.60	12.84	13.37	1.72	15	C.V
AppuisY-Y	24.58	10.05	520960.60	12.84	4.72	0.61	15	C.V
Débord	9.17	10.05	520960.60	12.84	1.76	0.23	15	C.V

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'EL

VI.3.5. Schéma de ferrailage du radier :

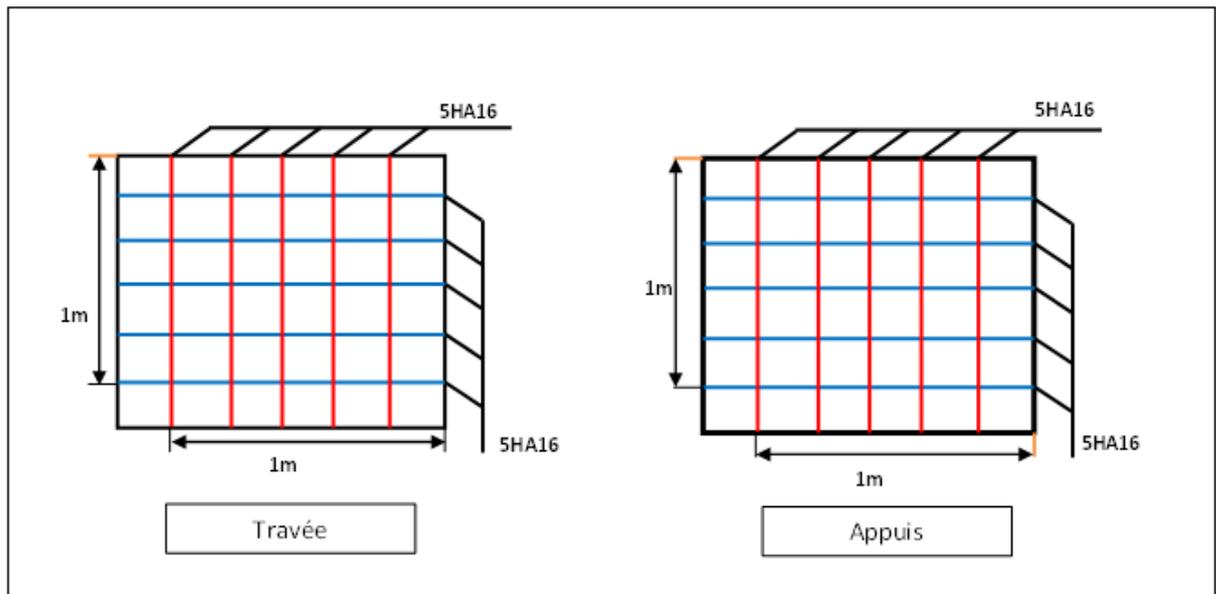


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE (FONDATION)

VI.1. Introduction :	136
Etude de sol :	136
VI.2. Choix de type de fondations :	137
VI.2.1. Semelles isolées sous poteaux:	137
VI.2.2. Semelles filantes :	138
VI.3. Radier général :	139
VI.3.1. Pré dimensionnement :	140
VI.3.1.1. Condition de rigidité (de la raideur):	140
VI.3.1.2. Condition forfaitaire :	140
VI.3.1.3. Calcul de surface minimale du radier :	140
VI.3.1.4. Calcul de D (débordement) :	141
VI.3.1.5. Détermination des efforts:	141
VI.3.1.6. Vérifications nécessaires:	142
VI.3.2. Ferrailage de la dalle du radier:	146
VI.3.2.1. Détermination des efforts:	146
VI.3.2.2. Les sollicitations:	146
VI.3.2.3. Calcul des moments :	147
VI.3.2.4. Calcul des armatures:	148
VI.3.3. Ferrailage de débord du radier:	150
VI.3.4. Vérifications:	151
VI.3.4.1. Vérification au cisaillement :	151
VI.3.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :	152
VI.3.5. Schéma de ferrailage du radier :	153



CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

Notre travail une consiste en l'étude d'un bâtiment (R+5) cent pour cent résidentiel ce qui nous a permet en tirer les conclusions suivantes :

- Les voiles et leur disposition jouent un rôle décisif dans la résistance des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Cependant leur disposition tout en respectant l'aspect architectural constitue souvent un obstacle major pour l'ingénieur.
- Les voiles permettent de réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ce qui a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles.
- Le radier constitue le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue les charges importants et les petites trames qui induise des chevauchements dans le choix des semelles isolées ou filantes.
- Il est avéré qu'une maîtrise de quelque outils informatique, notamment le calcul des structures avec le logiciel ETABS, et le dessin des plans de coffrage et de ferrailage par le logiciel AUTO-CAD, est indispensable dans l'étude de quoique ce soit comme construction.
- Il est important de garantir une meilleure qualité des matériaux utilisé dans la construction qui à son tour garantira la résistance adéquate de la structure. De ce fait, un suivi périodique et une mise en place des procédures de contrôle adéquates est nécessaire.

Bibliographie

➤ Règlements :

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.
- CB71 : règle de calcul et de conception des charpentes en bois.

➤ Livres :

- Pratique du BAEL91(cours avec exercices corrigés).....Jean perchat-Roux.

➤ Cours :

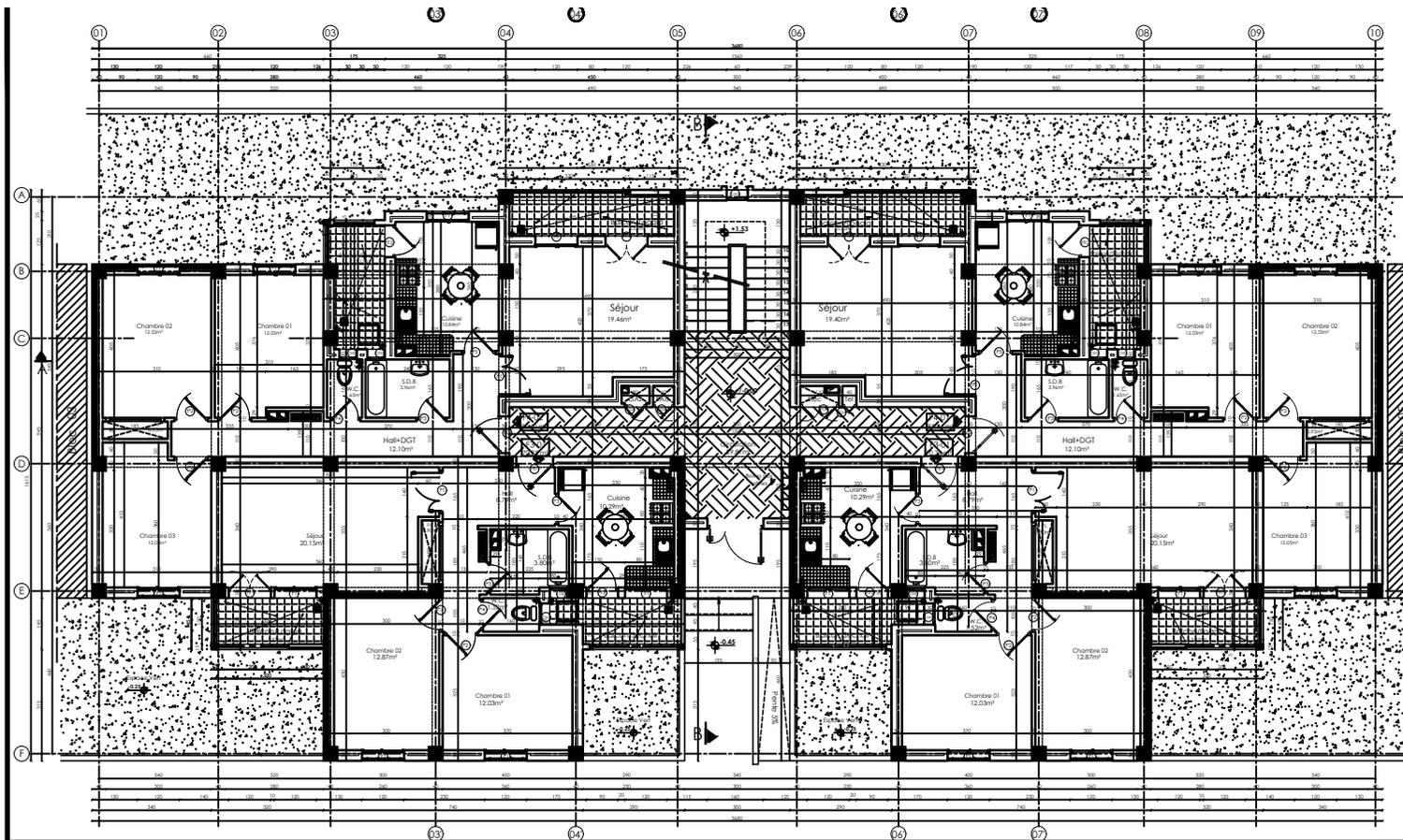
- Béton armé (3^{eme} et 4^{eme} années)(2018-2019/2019_2020).
- Dynamique des structures (4eme année)(2019-2020).
- Cours de bâtiment (4^{eme} année)(2019-2020).
- Résistance des matériaux (2^{eme} et 3^{eme} années) ...(2017-2018/2018-2019).

➤ Logiciels :

- ETABS.....Analyse des structures.
- RDM6.....Calcul des moments et des efforts.
- AUTOCAD....Dessin.
- EXCELcalcul.
- WORD.....Traitement du texte.
- SOCOTEC...(calcul de sections rectangulaires en béton armé à la flexion simple ou composée)



Annexe



PLAN R.D.C.

ECH: 1/50

Désignation	Logt F4 Type 01	Logt F4 Type 02	Logt F3 Type 01
Séjour	19,40	19,46	20,15
Cuisine	10,84	10,84	10,29
Chambre 1	12,03	12,03	12,03
Chambre 2	12,53	12,53	12,87
Chambre 3	12,05	12,05	-
Bains	3,96	3,96	3,80
Wc	1,65	1,65	1,52
Dégagement	12,10	12,10	8,79
Rangement	0,93	0,93	0,90
Surface TOTAL (m²)	85,49	85,55	70,35
Balcon/Loggia	5,55	5,55	3,97
Balcon/Loggia	5,21	5,21	4,35
Surface Utile (m²)	96,25	96,31	78,67

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA DE BOUIRA

Maitre d'ouvrage : A.A.D.L. D.R.A. EST
Cité des 416 logts AADL Gué de Constantine
BP. 191 Cité Ain Naadja - ALGER-
Tél : 023 53 51 66/87 - Fax : 023 53 51 95
Email : caadl@yahoofr

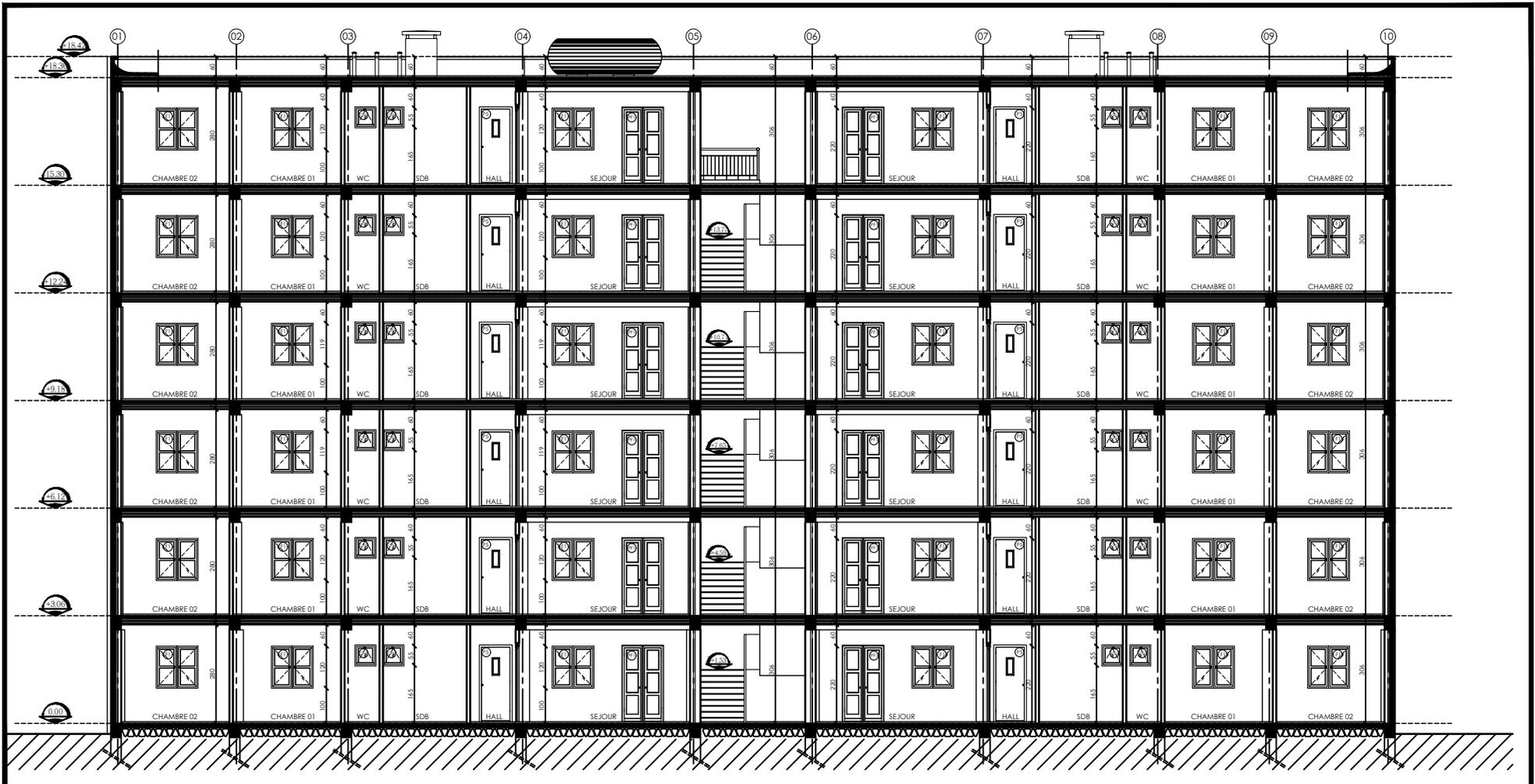
- Demande de Permis de Construire -

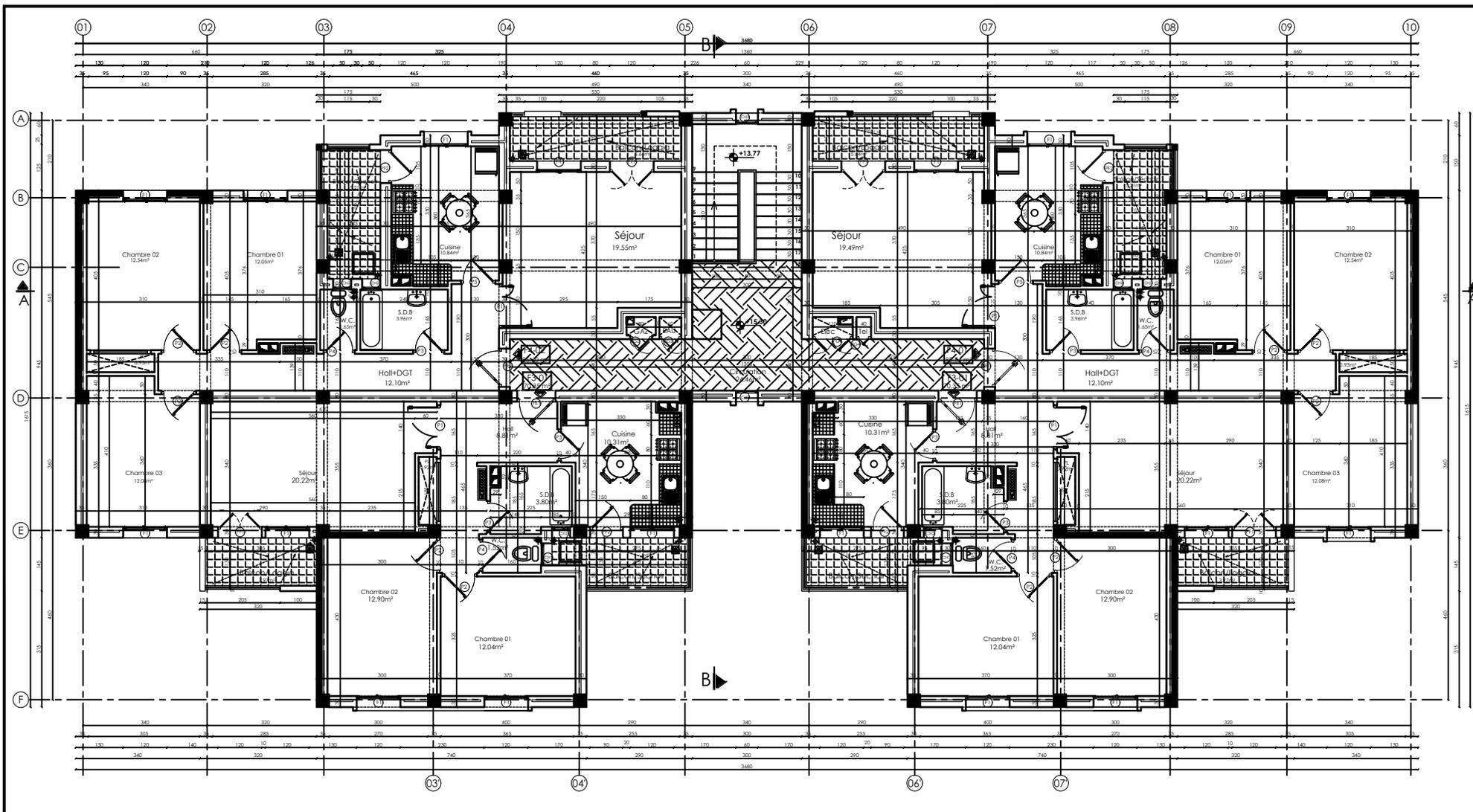
PROJET:
200 Logements "Location Vente"
Conciergerie à EL-HACHIMIA (ولاية بوعرب)
- Wilaya de BOUIRA -

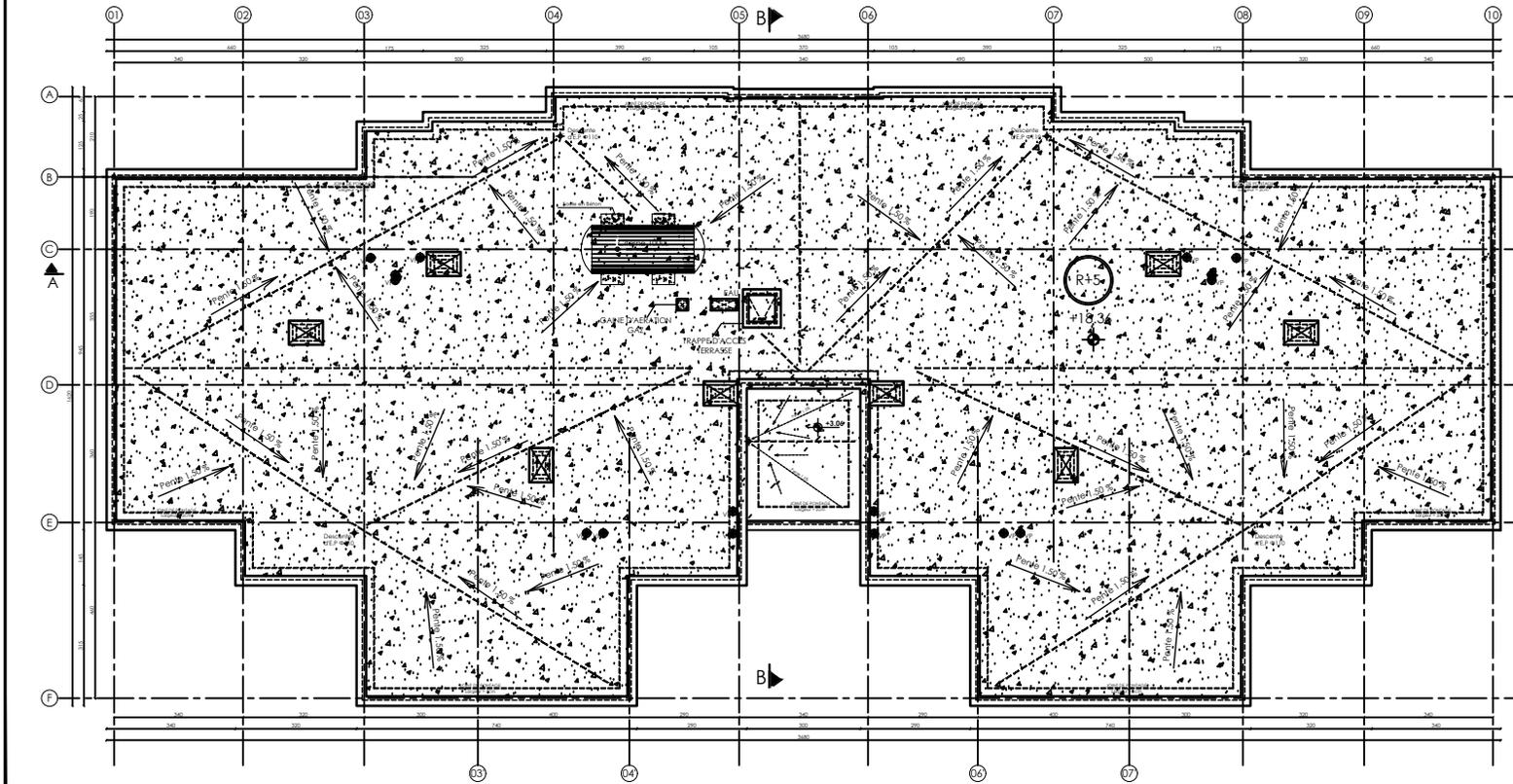
MAITRE D'OEUVRE:	VISA

Pièces Graphiques : Bat. N°01 (R.D.C. Logements)
- PLAN RDC - PLAN ETAGE COURANT

Echelle: 1/50	Phase: P.C.	Date: 02-2020
Lot: ARCHI	Rév: 00	Plancher: 01







الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE WILAYA DE BOUIRA		
MAITRE D'OEUVRE :	VISA	
Pièces Graphiques : Bat. N°01 (R.D.C. Logements)		
- PLAN ETAGE 05 - PLAN TERRASSE		
Echelle: 1/50	Phase: P.C.	Date: 02-2020
Lot: ARCHI	Rev: 00	Planche: 02