

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

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

Faculté des Sciences et de la technologie

Département du Génie civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : Génie civil

Spécialité : Structures

Par

- **Mebarkia yacine**
- **Atamna amar**

Intitulé

ETUDE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE D'HABITATION AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE (VOILE+PORTIQUES)

Soutenu le : 27/06/2022

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
M.ACHOUR Yacine	MCA	Président	Univ-BBA
M.LAZHAR Loumachi	MAA	Encadreur	Univ-BBA
M. DJOUDI Larbi	MAA	Examineur	Univ-BBA
M. ABDEMEZIANE Nabil	MAA	Examineur	Univ-BBA

Année Universitaire 2021/2022

dedicaces

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ *A toutes personnes qui m'a aidé à poursuivre mes études. A mes très chers frères, sœurs.*
- ❖ *A toute ma famille sans exception.*
- ❖ *A tous mes amis (es) et toute la promotion demaster2 génie civil.*
- ❖ *A celui avec qui j'ai collaboré dans la réalisation de cemémoire.*
- ❖ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

Remerciements

Nous voulons en premier remercier Dieu qui nous a donné volonté, force, patience, Courage et santé pour réaliser ce travail.

Nous voulons exprimer nos profondes reconnaissances à notre encadreur, Monsieur **lazhar loumachi**, doctor à l'Université de **Mohamed el bachir el Ibrahimi Bordj bou areridj** pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il nous a accordée.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner Ce modeste travail.

Un grand merci à tous les professeurs de la 1ère et 2ème année master et 3ème année licence genie civil et à toutes nos familles et nos collègues et les ingenieurs : l'ingenieur au bureau d'étude **Mr : Chebir houari**

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre nous ont aidé à soutenir.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

هدف هذا المشروع دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي + 09 طوابق، يتم إنجازها،
ينفذ بولاية برج بوعريريج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99-2003

بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة استقرار البناية لكل الحملات
دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج. Version ROBOT.2018

طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر 91 BAEL, 99 modifié 2003 version RPA 99
تم تحديد الأبعاد وتسليح العناصر الاساسية و الثانوية المقاومة للبناية

يتم حساب تسليح العناصر المقاومة الأعمدة والعارضات و الجدران الخرسانية المسلحة يدويا
البنية التحتية لهذا المبنى هي عبارة عن طوف عام

الكلمات مفتاحية

بناء, خرسانة مسلحة, دراسة ديناميكية, دراسة, شراع
99 معدل BAEL91, 2003 معدل RPA99, Robot 2018

Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier un immeuble d'habitation composé d'un rez-de-
chaussée + 09 étages,

A réaliser à La wilaya de Bordj Bou Arreridj, classée dans la zone sismique IIa selon la
réglementation antisismique algérienne 2003-99

Au moyen de poutres, de colonnes et de murs en béton armé, la stabilité du bâtiment pour
toutes les charges

L'étude et l'analyse du bâtiment ont été faites à l'aide d'un programme. Version 2018
ROBOT.

Appliquer les normes et lois en vigueur en Algérie BAEL 91 et RPA version 2003
Les dimensions ont été déterminées et tous les éléments principaux et secondaires du
bâtiment ont été armés

Le ferrailage des éléments résistifs (poteaux, poutres et murs en béton armé) est calculé
manuellement

L'infrastructure de ce bâtiment est un radier général

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Etude dynamique, étude, voile,
Robot 2018, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

Abstract

The objective of this project is to study a residential building consisting of a ground floor + 09 floors, to be completed.

The wilaya of Bordj Bou Arreridj, classified within the seismic zone IIa according to the Algerian anti-seismic rules 2003-99

By means of beams, columns and reinforced concrete walls, the stability of the building for all loads

Study and analysis of the building was done using a program. 2018 Version ROBOT.

Apply the standards and laws in force in Algeria BAEL 91 and RPA 99 version 2003

Dimensions have been determined and all the main and secondary resistance elements of the building have been armed

The reinforcement of the resistive elements (columns, beams and reinforced concrete walls) is manually calculated

The infrastructure of this building is a general raft

Keywords:

Building, Reinforced concrete, Dynamic study, Robot 2018, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99

Sommaire :**Page :****Chapitre I : présentation du proje**

I.1.Introduction	3
I.2 sécurité et règlement.....	4
I.3 Les actions et sollicitation	5
I.4 les combinaisons d'action	6
I.5 caractéristique des matériaux	6
I.6 les composantes de béton armé	7
1.7 Caractéristique physique et mécanique du béton	7
I.8 L'acier	11
I.9 Hypothèses de calcul(BAEL91)	13
I.10 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet	14

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	16
II.2. Planchers en cros creux	16
II.3. dalle Pleine.....	18
II.4. L'acrotère.....	19
II.5. Les murs.	20
II.6 Poutre.....	21
II.7. Poteaux.....	22
II.8 Voiles.....	27
II.9 Escalier	28
II.10 Conclusion.....	20

Chapitre III : étude des élément secondaires :

III.1. Introduction	32
III.2. L'acrotère	32
III.3. Etude des planchers	40
III.3.1 Ferrailage de la dalle de compression	51
III.4. L'escalier.....	53
III.4.1. Calcule de la poutre palière	61

III.5.Les balcons	69
III.6.Etude de l'ascenseur	73
III.7. Conclusion	81

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1 Introduction	83
IV.2. Choix de la méthode de calcul	83
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	83
IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	88
IV.4. Conclusion	96

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	98
V.2. Combinaisons des charges.....	98
V.3. Caractéristiques du matériau	99
V.4. Ferrailage des poteaux	99
V.5. Ferrailage des poutres	108
V.6. Ferrailage des voilles	118

Chapitre VI : Etudes Des Fondations

VI.1. Introduction.....	129
VI.2. Etude de fondation	129
VI.3.Différents types de fondations	129
VI.4 Choix de type de fondation	129
VI.5 Définition du radier général	131
VI.6 Dessin de ferrailage	140
VI.7. Conclusion.....	141

Conclusion générale

Référence bibliographique.

Les plans de ferrailage et de coffrage

Liste des tableaux:	page :
Tableau I.1 : résistance à la traction	9
Tableau II-1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.	17
Tableau II-2 : Charge permanent de l'étage courant.	18
Tableau II-3 : Surcharge des planchers de l'ouvrage.	18
Tableau II-4: Dimensionnement des dalles pleines.	18
Tableau II-5 : Charge et surcharge de balcon.....	19
Tableau II-6 : Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine.	19
Tableau II-7 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.....	20
TableauII-8 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.....	20
Tableau II-9: Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.....	22
Tableau II-10: Pré-dimensionnement des poteaux..	25
Tableau II-11: Vérifications des sections des poteaux aux	
Recommandations Du RPA99	26
Tableau II-11: Vérification des poteaux aux flambements.....	26
Tableau II-12: Les dimensions de voile.....	27
Tableau II-14 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.....	29
Tableau II-15: Charges permanentes revenant au palier.....	29
Tableau II-16 : Charges permanentes revenant à la paillasse.....	29
Tableau II-17 : Caractéristiques géométriques et chargements des éléments de l'ouvrage..	30
Tableau III 01: Longueurs respectives L_w et L_e	43
Tableau III 02: Moments sur appuis(ELU)	43
Tableau III 03: Moment en travée et l'effort tranchant(ELU)	44
Tableau III 04: Moments sur appuis(ELS)	45
Tableau III 05: Moment en travée et l'effort tranchant (ELS)	45
Tableau III 06:moment et l'effort tranchant.....	70
Tableau III 07: Les résultats Ferrailage.....	78

Tableau IV.1 : Tableau IV.1 de valeurs ξ (%).....	85
Tableau IV.2: Les valeurs des pénalités sans x-x (RPA)	86
Tableau IV.3: Les valeurs des pénalités sans y-y (RPA)	87
Tableau IV.4: Résultat dynamique	90
Tableau IV.5. Valeurs des déplacements calculées et admissibles (x-x)	93
Tableau IV.6. Valeurs des déplacements calculées et admissibles (y-y)	93
Tableau IV.7. Les efforts tranchants et les moments de renversement	94
Tableau.IV.8. Vérification à l'effet P- Δ sens (x-x) (y-y)	96
Tableau V.1 : caractéristiques du matériau:	99
Tableau V.2. Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	105
Tableau V.3. L'armature longitudinale des poteaux.	106
Tableau VI.1 : vérification de la stabilité au renversement.....	136

Liste des figures :	page :
Figure I.1 : module de déformation transversale.....	9
Figure I.2 : diagramme $\sigma - \varepsilon$ sous sollicitation de compression du béton	10
Figure I.3 : répartition des déformations et des contraintes dans une section droite d'une poutre fléchie	10
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation	12
Figure I.5: Diagramme contrainte-déformation ELU.....	12
Figure I.6: diagramme de 3 pivots	13
Figure II.1 Planchers en corps creux	16
Figure II-2 : La dimension de la nervure.....	17
Figure II-3: Dimensions de poutrelle.....	17
Figure II.4 : Coffrage de l'acrotère.....	19
Figure II.5: Dimension des murs extérieurs et intérieurs.....	20
Figure II.6. Dimension de voile.	27
Figure II.7. Schéma de l'escalier.	28
Figure.III.1. schéma de l'acrotère	32
Figure.III.2: Schema statique de l'acrotère.....	33
Figure.III.3 : Diagrammes des sollicitations	33
Figure.III.4. section de ferrailage.....	35
Figure .III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure. III.6.démentions des poutrelles.....	40
Figure III.7: Diagramme des moments (ELU)	44
Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants (ELU)	44
Figure III.9: Diagramme des moments (ELS)	45
Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants (ELS)	46
Figure III.11: ferrillages des planchers.....	51
Figure III.12 Schéma de ferrillages de la dalle de compression.....	52
Figure III.13 : Caractéristiques géométriques de l'escalier.....	53

Figure III.14 .Schéma statique des escaliers.....	54
Figure III.15. Schéma Ferrailage des escaliers	61
Figure III.16. Diagramme des sollicitations – E.L.U.....	63
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	68
Figure III.18 : Charges sur balcons.....	69
Figure III.19 : Schéma statique du balcon.....	69
Figure III.20 : Schéma ferrailage du balcon.	72
Figure III.21: Cage d'ascenseur.....	73
Figure III.22: Schématisation de la salle machine.....	73
Figure III.23. Schéma statique d'un ascenseur.....	74
Figure III.24.Schéma représentant la surface d'impact.	76
Figure III.25.Schéma de ferrailage de la dalle de machine.....	81
Figure IV.1. Disposition des voiles.....	89
Figure IV.2. Vue générale du modèle.....	89
Figure IV.3. 1er mode - Vue déformée	90
Figure IV.4. 2ème mode - Vue déformée.....	91
Figure IV.5. 3ème mode - Vue déformée.....	91
Figure V.1.Schéma de ferrailage des poteaux45 x 45.....	107
Figure V.2.Schéma de ferrailage des poteaux40 x 40.....	107
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres 35×45.....	117
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres 30×40.....	117
Figure V.5. Disposition des voiles.....	119
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des voiles.....	127
Figure VI.1. Types de fondations superficielles.....	130
Figure VI.2. Dimension du Radier.	132
Figure VI.3. Zone de contact poteau- radier.	135

INTRODUCTION GENERALE

Dans notre pays, l'Algérie, il y a une crise d'habitation à cause de l'importante croissance démographique ces dernières années. Donc l'état algérien a programmé de construire des bâtiments, surtout en hauteur, pour résoudre ce problème.

Et pour construire des bâtiments, intervient le domaine du génie civil qui est un domaine spécialisé et très vaste. Nous pouvons citer comme sous-domaine : l'urbanisme dont la fonction, d'une manière générale, est de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire. Aussi, les principales spécialisations du génie civil sont la structure, l'hydraulique, l'environnement et la géotechnique.

Le projet que nous avons étudié consiste en un bâtiment à usage d'habitation, bureautique et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya **Bordj Bou Arreridj**. Cette région est classée en zone sismique **IIa** selon le RPA99 version 2003.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets. Pour le faire, nous avons réparti le mémoire en six chapitres précédés par une introduction générale à savoir :

Le premier chapitre consiste à donner une présentation du projet.

Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux, ainsi que la descente des charges.

Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre comporte l'étude dynamique de la structure, réalisée par le logiciel ROBOT2018.

Le cinquième chapitre sont réservés à la détermination du ferrailage des éléments structuraux (poteau, poutre, voile)

Le sixième chapitre étude l'infrastructure consiste à calculer les fondations ce sont des éléments qui permettent à ce bâtiment de porter tout ce qu'il contient

Le choix de ces fondations dépend principalement de la nature du terrain sur lequel se trouve la structure et les charges qui lui sont appliquées. termine par une conclusion générale

Chapitre I

présentation du projet

I.1 Introduction : [1]

Ce projet est un bâtiment (R+9) usage d'habitation contreventement mixte(voiles +portiques)

Le bâtiment implanté dans la wilaya de (**BOURJ BOU ARIRIDJ**). Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99-version 2003).

I.1.1 caractéristique du bâtiment

◆ **Géométrique :**

- Longueur du bâtiment.....21.6 m
- Largeur du bâtiment.....11.6 m
- Hauteur de RDC..... 4.08 m
- Hauteur des étages habitation.....3.06 m
- Hauteur totale de construction (sans acrotère)..... 31.62m
- Acrotère.....0.6 m

◆ **La régularité :**

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Chaque bâtiment doit être classé selon la configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères suivant :

➤ **Régularité en plan :**

$$0.25 \leq L_x/L_y \leq 4 \dots\dots\dots 0.25 \leq 1.87 \leq 4$$

Donc le bâtiment classé non régulièrement en plan

➤ **Régularité en élévation :**

Il n'est aucun décrochement en élévation dans le bâtiment donc en classée régulièrement en élévation.

I.1.2 Conception de la structure :

- **Structure :** est un système de contreventement mixte portique-voile donc :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

-les planchers :

En distingue deux types de plancher :

- ⊗ Plancher en corps creux.
- ⊗ Dalle pleine (dalle de balcon).

-Escalier :

Le bâtiment comporte deux types d'escalier :

- ⊗ RDC : deux volées avec un palier.(h=4.08m)
- ⊗ Etage courante : deux volées avec un palier.(h=3.06m)

-maçonneries :

- ⊗ Les murs extérieurs : sont en double cloison en brique creuse avec un vide d'aire.
- ⊗ les murs intérieurs (cloison) : sont en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

-Fondations :

Sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure.

I.2 sécurité et règlement :

La sécurité de façon générale est définie comme l'absence de risque et dans le domaine de la construction, elle implique la stabilité, la durabilité et l'amplitude à l'emploi.

Quelque soit le type ou l'importance de l'ouvrage, le dimensionnement et la vérification a des règles bien précises, dans notre cas on a fait tout les calcule ainsi la vérification suivant :

- B A E L 91
- R P A99 -version2003-.

I.2.1 Règlement parasismique algérienne (RPA99 -version 2003-):

Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Les présentes règles sont applicables à toutes les constructions courantes.

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
 - d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.
- Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

I.2.2 Béton armé aux états limites (BAEL 91) :

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

I.2.2.1 Définition des états limités :

Un ETAT-LIMITE est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction(ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

➤ **Etat limite ultime(ELU) :**

Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement).
- Transformation de la structure en un mécanisme.

Les états limites ultimes sont associés à une rupture entraînant l'effondrement total ou partiel de la structure considérée, et mettant en cause la sécurité des personnes et/ou des biens.

➤ **Etat limite de service :**

Il correspond à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- la corrosion des armatures insuffisamment protégés, comprennent la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétique d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.
- Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

I.3 Les actions et sollicitation :

I.3.1 les actions :

Une action peut se définir comme un ensemble de **forces** ou de **couples** appliqués à la structure ou bien comme une **déformation imposée** à la structure (dilatation thermique par exemple). Une action est définie par sa **valeur caractéristique** qui tient compte de la dispersion de cette action et de la probabilité que celle-ci soit plus ou moins éloignée de la valeur prévue.

❖ **Action permanents(G) :**

- ↪ Le poids propre des structures.
- ↪ poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage...).
- ↪ Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides.
- ↪ Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

❖ **Action variable(Qi) :**

- ↪ Charges d'exploitation.
- ↪ Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- ↪ Action passagère en cours d'exécution (équipement mobile).
- ↪ Les actions dues à la température.

❖ **Action accidentelle(Fa) :**

Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosions, chocs et les incendie.

I.3 .2 les sollicitations :

Il est appelé que les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

I.4 les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions seront données par les règlements : RPA99 et BAEL91.

➤ RPA 99 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul des états limités.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$1) \mathbf{G + Q \pm E} \qquad 2) \mathbf{0,8.G \pm E}$$

➤ BAEL91 :

Les combinaisons d'actions données par le BAEL91 sont :

$$\mathbf{1,35.G + 1,5 Q} \quad \text{à l'ELU.}$$

$$\mathbf{G + Q} \quad \text{à l'ELS.}$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : action sismique.

I.5 caractéristique des matériaux :

I.5.1 Le béton armé :

Le béton ayant une faible résistance à la compression mais une faible résistance à la traction est considéré comme matériau fragile. Pour lui supprimer cette fragilité, on associe au béton des aciers qui ont une bonne résistance à la traction mais aussi à la compression, ce qui donné le matériau **béton armé**.

Béton \Rightarrow Résistance à la compression = 20MPa à 40MPa

Résistance à la traction = 2MPa à 4MPa

Acier \Rightarrow Résistance à la traction ou compression =200MPa à 500MPa

avantage et inconvénient du béton armé :

- ◆ **Avantage** : économie, souplesse d'utilisation, la résistance au feu, longévité et rigidité.
- ◆ **Inconvénient** : le poids, fissuration, mauvaise isolation phonique, brutalité des accidents et difficulté modifiée des ouvrages déjà réalisés.

I.6 les composantes de béton armé :

I.6.1 le béton :

Le béton est un assemblage de grains à peu près inertes, les granulats, lié par une pâte résultant du mélange de ciment, éventuellement d'additions minérales et/ou d'adjuvants organiques, et d'eau.

❖ **composition de béton :**

Dans 1 m³ Le béton ordinaire on a :

- ↪ Ciment 350 kg/m³.
- ↪ Gravier 800 kg/m³ ($\Phi \leq 25$ mm).
- ↪ Sable 400 kg/m³ ($\Phi \leq 5$ mm).
- ↪ Eau 175 L/ m³

- **Le ciment** : le ciment est la partie « noble » du béton, au sens où c'est son développement qui a rendu possible la construction en béton. Il constitue aussi, dans la plupart des bétons, le poste le plus coûteux. Son rôle est en fait celui d'une « colle à cailloux »
- **Les granulats** : les granulats constituent la phase dominante du béton, dont ils occupent environ 70% du volume, ils forment l'ossature du matériau. La sélection et le dosage des différentes fractions granulaires sont un aspect essentiel pour l'obtention d'un béton satisfaisant.
- **L'eau** : L'eau doit être propre; si elle contient des Chlorure, une réaction chimique a lieu qui modifie la prise du ciment. Le béton alors perd alors ses qualités de résistance.
- **Les adjuvants** : on appelle adjuvant, tout ingrédient autre que le ciment, les granulats et l'eau, que l'on ajoute au mélange.

Ce sont le plus souvent des polymères de synthèse au poids moléculaire assez élevé.

Les adjuvants de béton sont des produits chimiques solubles dans l'eau qui modifient principalement :

- Les solubilités.
- Les vitesses de dissolution.
- L'hydratation des divers constituants d'un liant hydraulique.

1.7 Caractéristique physique et mécanique du béton :

I.7.1 Masse volumique :

- * La masse volumique béton a granulats courant $\Rightarrow 2200 \div 2400$ kg /m³

- * La masse volumique béton a granulats légers $\Rightarrow 700 \div 1500 \text{ kg/m}^3$
- * La masse volumique béton a granulats lourds $\Rightarrow 3500 \div 4000 \text{ kg/m}^3$
- * La masse volumique béton $\Rightarrow 2500 \text{ kg/m}^3$

I.7.2 la déformation des bétons :

- ❖ **la déformation thermique (dilatation) :** Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient :

$$\frac{\Delta l}{l} = \pm 2 \times 10^{-4}$$

- ❖ **Le retrait :** C'est la diminution de longueur d'un élément de béton en peut assimiler. On l'abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- ❖ **Le fluage :** Lorsqu'il est soumis à l'action d'une charge constante de longue durée, le béton se comporte comme un matériau VISCO-ELASTIQUE. La déformation instantanée qu'il subit au moment de l'application de la charge est suivie d'une déformation lente ou différée qui se après quelques années. C'est ce que l'on appelle le fluage.

Le fluage est pratiquement complet au bout de 3 ans.

I.7.3 Résistance du béton :

- ❖ **Résistance à la compression :**

un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m^3 .

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, on prend en compte pour les calculs de résistance f_{cj} valeur caractéristique à j jours, obtenue suivant les cas par les formules suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = f_{c28} \times \frac{j}{4.46+0.83j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = f_{c28} \times \frac{j}{1.40+0.95j} \text{ Pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{array} \right.$$

- ❖ **Résistance à la traction :**

La rupture du béton à la traction est brutale.

La résistance à la traction du béton f_{tj} [MPa] est définie en fonction de f_{cj} par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Dans cette relation f_{tj} et f_{cj} font exprimés en MPa et elle n'est valable que si $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$. Cela donne:

f_{c28}	16MPa	20MPa	22MPa	25MPa	30MPa
f_{t28}	1.56MPa	1.8MPa	1.92MPa	2.1MPa	2.4MPa

Tableau I.1 : résistance à la traction

I.7.4 déformation longitudinale du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $E_{ij} = 32164.19\text{MPa}$

Sous des contraintes normales de longues durées (supérieures à 24 heures), on admit que le module de déformation longitudinale différé égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $E_{vj} = 10818.86\text{MPa}$

I.7.5 déformation transversale du béton :

La valeur du module de déformation est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν : Coefficient de Poisson donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \text{pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0,2 \quad \text{pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

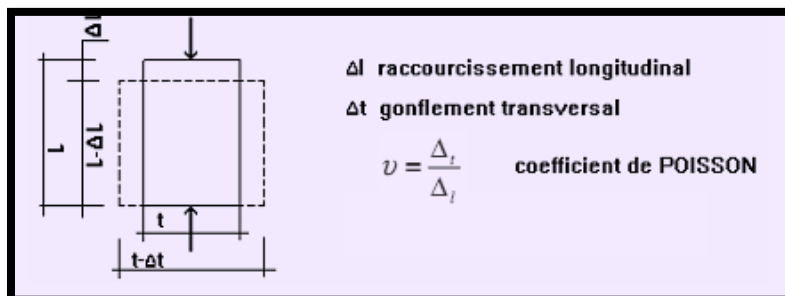


Figure I.1 : module de déformation transversale.

I.7.6 Contraintes limites : (Article A.4.3.4 du BAEL 91.):

➤ **De compression :**

↪ Aux états limite ultimes :Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ϵ_{bc}) du béton aux ELU réglementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE- RECTANGLE". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.

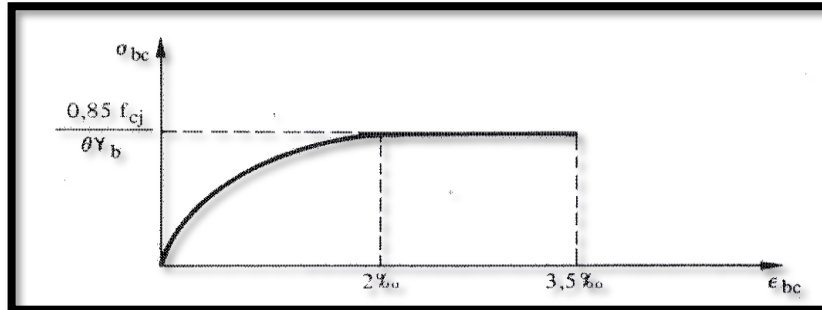


Figure I.2 : diagramme $\sigma - \epsilon$ sous sollicitation de compression du béton

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2.10^{-3} est égal à :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ Combinaisons accidentelle. .} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ à autre cas} \end{array} \right.$$

$$\theta = \begin{cases} 1,00 > 24 \text{ heure} \\ 0,9 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heure} \\ 0,85 > 1 \text{ heure} \end{cases}$$

↪ Aux états limite de service :

La contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs, à $0,6f_{cj}$. Jusqu'à cette valeur, le diagramme des contraintes peut-être assimilé à une droite.

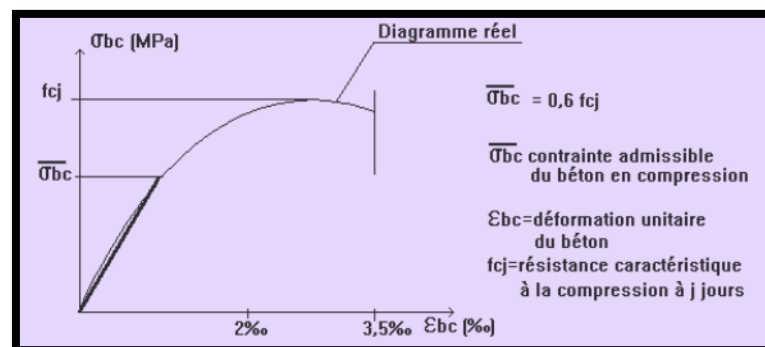


Figure I.3 : répartition des déformations et des contraintes dans une section droite d'une poutre fléchie.

➤ **De cisaillement : (article A.5.1.2 du BAEL91).**

La contrainte tangente ultime notée τ_u donnée par le BAEL99 est définie comme suit :
Pour les armatures droites $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \text{ en FPN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) \text{ en FP ou FTP}$$

I.8 L'acier :

Le matériau acier est un alliage (Fer+ Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

➤ Acier rond lisse RL (Φ ou RL) :

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

➤ Acier de haute adhérence(HA):

Ils sont obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, soit dont les caractéristiques mécaniques sont dues à une composition chimique appropriée.

Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

➤ Treillis soudés(TS) :

Si les autres types d'acier se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux et de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40m. La longueur des rouleaux est de 50m et celle des panneaux est de 4,80m ou 6m.

Ils sont constitués par des fils se croisant et qui seront soudés aux points de croisement. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits **TSL** des

treillis soudés à fils à haute adhérence dits **TSHA**.

I.8.1 Caractéristique mécanique :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2,1 du BAEL). Cette valeur varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à: $E_s = 200\,000\text{MPa}$

❖ Diagramme contrainte-déformation conventionnel :

Dans les calculs de béton armés relatifs aux états –limites ; on remplace le diagramme réel par le diagramme conventionnel.

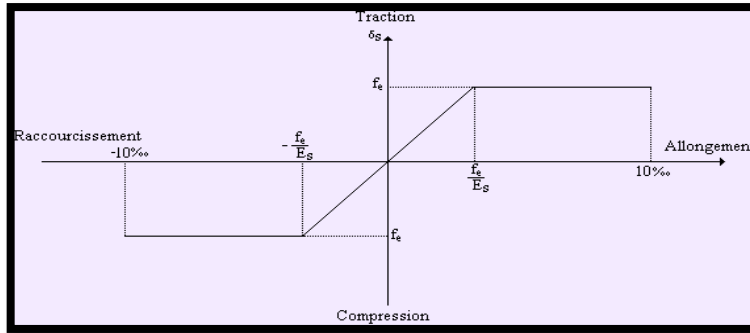


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation.

❖ **Diagramme contraintes -déformations de calcul de l'acier :**

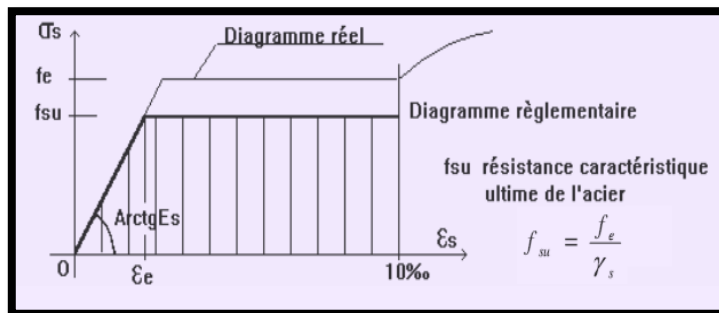


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation ELU.

$$\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité prend la valeur suivante:

$\gamma_s = 1$ pour des combinaisons accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ pour les autres combinaisons.

❖ **Contraintes admissibles en ELS :**

En état limite de service, les vérifications à effectuer pour les aciers portent sur l'état limite d'ouverture des fissures. L'appréciation du degré de nocivité de l'ouverture des fissures dépend de l'environnement (agressif ou non), de la nature de la structure, de l'utilisation de l'ouvrage, de la limite élastique des aciers utilisés et de l'expérience sur des ouvrages analogues.

➤ fissuration **peut préjudiciable** : $\sigma_e = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ fissuration **préjudiciable** :

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max \left[\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \end{array} \right. \quad (\text{MPa})$$

➤ fissuration est **très préjudiciable** :

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \end{array} \right. \quad (\text{MPa})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1.3$ pour les aciers à hautes adhérence $\Phi \leq 6\text{mm}$

$\eta = 1.6$ pour les barres à hautes adhérence

❖ Diagramme des déformations limites de la section

Les dispositions que peut prendre la droite représentant le diagramme des déformations sont celles indiquées ci-dessous (règle des 03 pivots). Pour déterminer les positions extrêmes de cette droite on admet que:

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10% pour tous les cas.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5% (flexion composée ou simple) et limité à 2% (compression simple).

Le diagramme des déformations limites de la section représentée par une droite est supposé par l'un des trois points A, B et C :

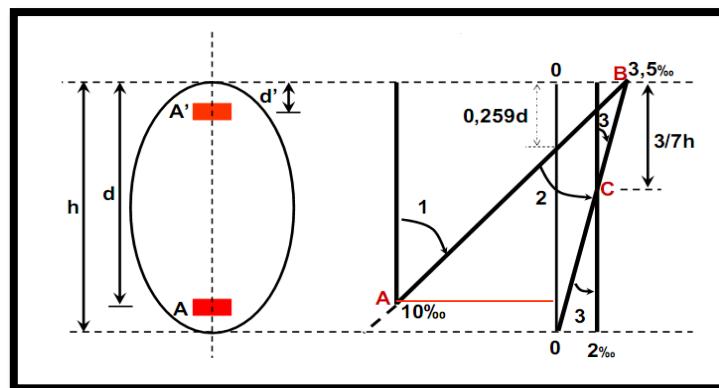


Figure I.6 : diagramme de 3 pivots

Ces points appelés pivots sont définis de la manière suivante:

- A: correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée au CDG de l'ensemble des armatures tendues
- B : correspond à un raccourcissement de 3,5 ‰ du béton de la fibre la plus comprimée.
- C correspond à un raccourcissement de 2 ‰ de la fibre de béton située à une distance égale à $\frac{3}{7}h$ de la fibre la plus comprimée (h étant la hauteur totale de la section).

1.9 Hypothèses de calcul(BAEL91) :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.

- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s=10\%$.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des 3 pivots définis.

I.10 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

❖ **Béton :**

- Ciment dosé à 350 kg/m^3
- $F_{C28} = 25 \text{ MPa}$.
- $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $E_{ij} = 32164.19 \text{ Mpa}$
- $E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$
- $\gamma_b = 1.5$
- $f_{bU} = 14.2 \text{ MPa}$

❖ **Acier :**

- Des barres (HA) : $F_e 400$
- $f_{su} = 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

$\eta = 1,6$ pour Haute Adhérence

Chapitre II

Le pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction[2]

Le pré-dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différentes éléments résistants de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux différentes sollicitations. Il sera fait selon les règles suivantes : **CBA93, BAEL99** et le **RPA 99/ Version 2003** dont le but est d’arriver à déterminer des sections minimales les plus économiques et résistantes.

II.2. Planchers en corps creux:

II-2-1- Pré dimensionnement :

a) Corps creux et dalle de compression :

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées. Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. La hauteur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \dots\dots\dots//\text{CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec : h_t : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée entre nu d'appui maximale de la poutrelle.

Remarque : dans un premier temps on prend d’abord une section minimale de (25×25) cm^2 exigée par le **RPA2003** qui correspond à celle d’un poteau en zone II_a , pour le calcul de L .

On a : $L=475-25=450\text{cm}$ alors $L / 22.5=450/22.5=20\text{cm}$

Conclusion : On prend $h_t = 25\text{cm}$. Pour les planchers en corps

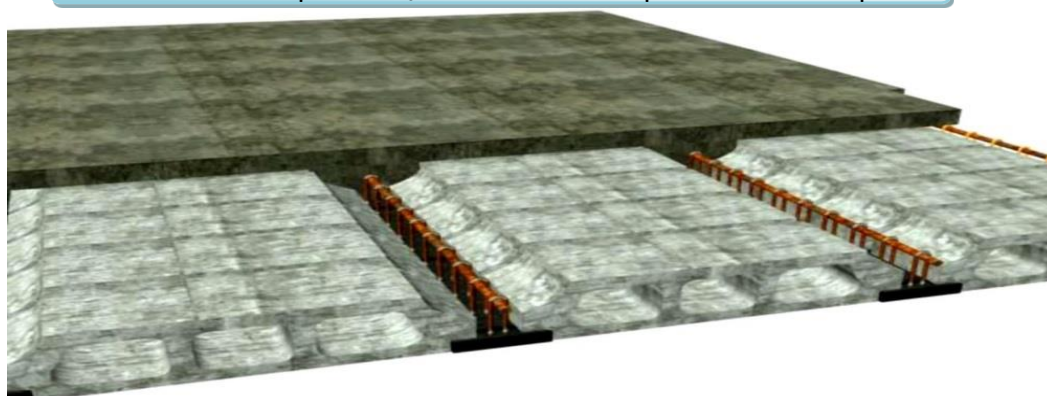


Figure II.1 Planchers en corps creux

b) Nervure : CBA93 (Art A.4.1.3) :

Les poutrelles travaillent comme une section en « T », elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher en corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

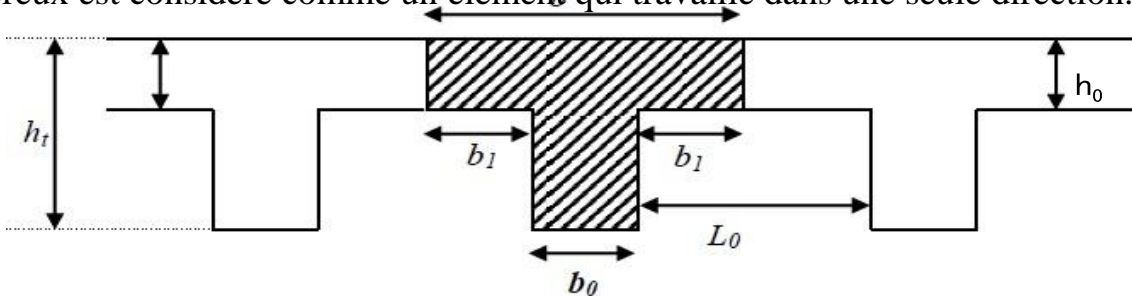


Figure II-2 : La dimension de la nervure.

b: la largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$.

Soit : $b = 65 \text{ cm}$.

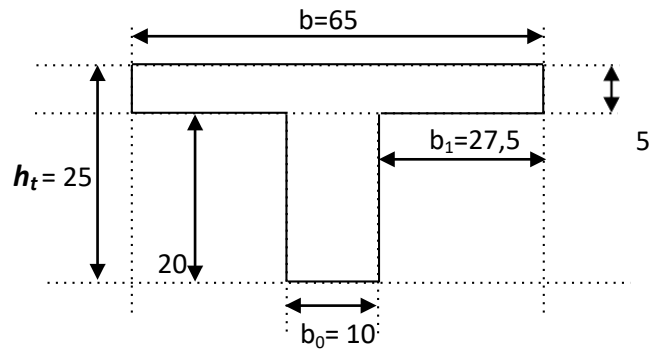


Figure II-3: Dimensions de poutrelle.

II-1-2- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2) :

a) Charge permanent :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Matériaux	Epaisseur	\mathcal{P} (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Couche de gravillons.	0,05	17	0,85	
2) Etanchéité multi couche.	0,02	6	0,12	
3) Forme de pente en béton.	0,07	22	1,54	
4) Feuille de polyane.	/	0,01	0,01	
5) Isolation thermique en liège.	0,04	04	0,16	
6) Plancher en corps creux.	0,25	14	3,5	
7) Enduit en plâtre.	0,02	10	0,2	
La charge permanente: G (KN/m ²)=			6.38	

Tableau II-1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.

➤ **Plancher étage courant :**

Matériaux	Epaisseur	\mathcal{P} (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Carrelage.	0,02	20	0,40	
2) Mortier de pose.	0,02	20	0,4	
3) Lit de sable.	0,02	18	0,36	
4) Plancher en corps creux.	0,25	14	3,5	
5) Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2	
6) Cloisons intérieures.	0,1	10	1	
La charge permanente : G (KN/m²)=			5,86	

Tableau II-2 : Charge permanente de l'étage courant.

b) Surcharge d'exploitation :

<u>Plancher</u>	<u>La charge d'exploitation (KN/m²)</u>
<i>Plancher étage courant (habitation).</i>	1,5
<i>Plancher terrasse inaccessible.</i>	1

Tableau II-3 : Surcharge des planchers de l'ouvrage.

II.3. dalle Pleine :

II.3.1- Pré-dimensionnement :

Eléments	Conditions	e _{calculé}	e _{adoptée}
<i>panneaux en dalle pleine</i>	Condition de sécurité contre l'incendie : ➤ pour une heure de coupe-feu. e = 7 cm • e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu. •	11cm	e=15cm
	Condition d'isolation acoustique : ➤ Selon CBA93 , l'épaisseur doit être supérieure ou égale à :13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.	15cm	
	Résistance à la flexion : ➤ La dalle salle machine repose sur trois côtés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$. <u>Avec</u> : $L_x = 260$ m. Ceci engendre : $260 / 50 \leq e \leq 260 / 40$ $\Rightarrow 5.2cm \leq e \leq 6.5cm$	6.4 cm	
<i>Balcon</i>	Résistance à la flexion : ➤ $e \geq L / 10$. <u>Avec</u> : l=120 cm, d'où : $e \geq 12cm$.	15cm	15cm

Tableau II-4: Dimensionnement des dalles pleines.

II-3-2- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :

a) Balcon :

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
a) Carrelage.	0,02	20	0,40
b) Mortier de pose.	0,02	20	0,40
c) Lit de sable.	0,02	18	0,36
d) Dalle pleine.	0,15	25	3,75
e) Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
La charge permanent G (KN/m²) =			5,27
La surcharge d'exploitation Q (KN/m²) =			3,5

Tableau II-5 : Charge et surcharge de balcon.

b) Dalle salle machine :

Matériaux	Epaisseur r	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
a) dalle pleine	0,20	25	5
La charge permanent uniformément répartie G (KN/m²) =			5
La surcharge d'exploitation uniformément répartie (KN/m²) =			1
La charge d'exploitation concentrique P(KN): La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8			P=90KN.

Tableau II-6 : Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine.

II.4. L'acrotère

Section transversale de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2}$$

$$\Rightarrow S=0.069 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0.069 \times 2500 = 172.5 \text{ kg/ml}$$

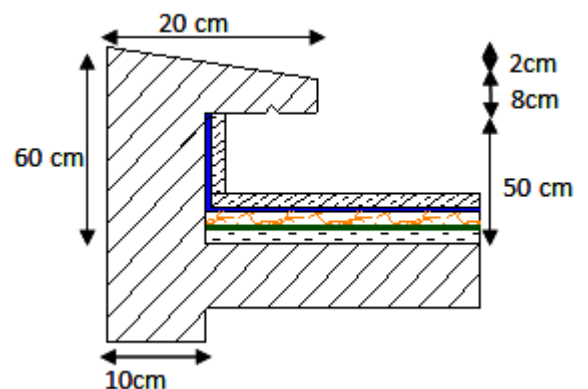


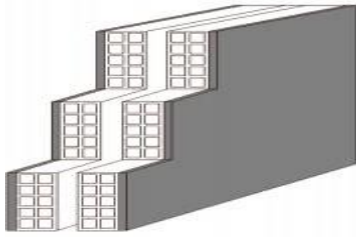
Figure II.4: Coffrage de l'acrotère.

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0.02 \times 2000 [0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.5 + 0.08] = 48.90 \text{ kg/m}$$

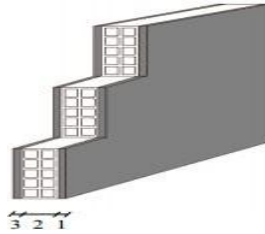
$$G = 2.214 \text{ kn/m}$$

II.5. Les murs :

II-5-1- Pré-dimensionnement :



Murs extérieurs : (10cm+5+10cm).



Murs intérieurs : (10cm).

Figure II.5: Dimension des murs extérieurs et intérieurs.

II-4-2- Détermination des charges et surcharges :

Eléments	Epaisseur	\mathcal{P} (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Mortier de ciment	0,02	18	0,36	
2) Briques creuses	0,15	09	1.35	
3) lame d'air	0,05	00	0,00	
4) Briques creuses	0,10	09	0,9	
5) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			2.81	

Tableau II-7 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

Eléments	Epaisseur	\mathcal{P} (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
2) Briques creuses	0,10m	09	0.9	
3) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			1.3	

Tableau II-8 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

II.6 Poutre :

II-6-1- Pré-dimensionnement :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnement s’effectue par des formules données par le *BAEL91 (modifié 99)*, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (*RPA99*). Les étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

<u>Selon les règles BAEL 91</u>	<u>Selon le RPA 2003 :(Art7.5.1)</u>
<p><u>La hauteur h de la poutre doit être :</u> ✓</p> $\frac{L}{10} \leq h \leq \frac{L}{15}$ <p><u>La largeur b de la poutre doit être :</u> ✓</p> $0,4h \leq b \leq 0,7h$ <p><u>Avec :</u> L : portée de la poutre h : hauteur de la poutre b : largeur de la poutre</p>	<p><u>La hauteur h de la poutre doit être :</u> •</p> $h \geq 30cm .$ <p><u>La largeur b de la poutre doit être :</u> •</p> $b \geq 20cm$ <p><u>Le rapport hauteur largeur doit être :</u> •</p> $\frac{h}{b} \leq 4b$

Les résultats sous résume dans le tableau suivant :

	<i>L_{max}</i>	<i>Dimension</i>	<i>Condition BAEL</i>	<i>Résultat</i>	<i>Condition RPA</i>
P. secondaire	475cm	Hauteur : h	$\frac{l}{10} \leq h_t \leq \frac{l}{15}$	31 ≤ h _t ≤ 47,5 h _t = 40cm	h _t = 40cm ≥ 30 condition vérifiée
		Largeur : b	0,4h ≤ b ≤ 0,7h _t	16 ≤ b ≤ 28 b = 30cm.	b = 30cm ≥ 20 condition vérifiée
P. principale	475cm	Hauteur : h	$\frac{l}{10} \leq h_t \leq \frac{l}{15}$	31 ≤ h _t ≤ 47.5 h _t = 45cm	h _t = 45cm ≥ 30 condition vérifiée
		Largeur : b	0,4h ≤ b ≤ 0,7h _t	18 ≤ b ≤ 31.5 b = 35cm.	b = 35cm ≥ 20 condition vérifiée

Conclusion : On optera pour les dimensions suivantes :

(30x 40) cm² pour les poutres secondaires.

(35*45) cm² pour les poutres principales.

II.7. Poteaux :

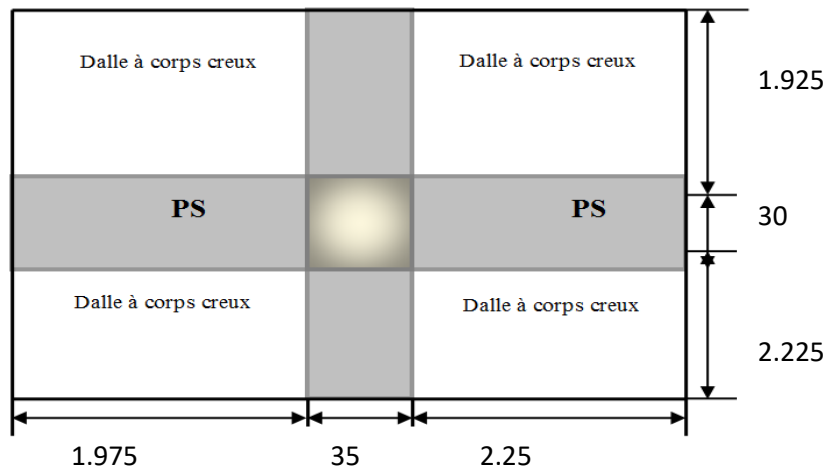
II-7-1- Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à *l'ELU* en compression simple, en considérant un effort N_u qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ;

$$\Rightarrow Br \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s f_e}{Br \gamma_s}} \quad / \quad N_u = 1,35G + 1,5Q$$

a) Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

b) $S_t = (1,925 * 1,975) + (1,925 * 2,25) + (1,975 * 2,225) + (2,225 * 2,25) = 17.533m^2.$



c) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

<i>Elements</i>	<i>Dimensions</i>	<i>Poids propre</i>	<i>Résultats</i>	$\frac{Q_i=S_i}{xQ_i}$
principe Pouter	35*45	$G_{pp}=(0,35*0,45)(4.15)*25$	16.34KN	/
Poutre Secondaire	30*40	$G_{ps}=(0,30*0,40)*25*(4.225)$	12.675KN	/
Poteau	H=3,06m	$G_{p \text{ etage}}=0,35*0,30*3,06*25$	8.03KN	/
	H=4.08m	$G_{p \text{ etage}}=0,35*0,30*4,08*25$	10.71KN	
Plancher Terrasse	$S_t=17.533m^2$	$G_{pt}=17.533m^2*6.38$	111.86KN	17.533
Plancher habitation	$S_t=17.533m^2$	$G_{ph}=17.533m^2*5,86$	102.74 KN	26.3

Tableau II-9: Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.

d) Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3) :

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de **05**. Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

$$Q = Q_0 + (3+n)/2n \times \sum Q_i \quad \text{(D. T .R).}$$

$(3+n)/2n$: Coefficient valable pour $n \geq 05$.

Les surcharges cumulées :

$$G_9 = 140.87$$

$$G_8 + G_9 = 280.65$$

$$G_7 + G_9 + G_8 = 420.43$$

$$G_6 + G_9 + G_8 + G_7 = 560.21$$

$$G_5 + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 = 700$$

$$G_4 + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 = 839.77$$

$$G_3 + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 = 979.55$$

$$G_2 + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 = 1119.33$$

$$G_1 + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 = 1259.11$$

$$G_0 + G_9 + G_8 + G_7 + G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 = 1401.57$$

$$Q_0 = 17.533$$

$$Q_0 + Q_1 = 17.533 + 26.3 = 43.833$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 17.533 + 0,95(2 \times 26.3) = 67.503$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17.533 + 0,90(3 \times 26.3) = 88.54$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17.533 + 0,85(4 \times 26.3) = 106.95$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17.533 + 0,80(5 \times 26.3) = 122.733$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17.533 + 0,75(6 \times 26.3) = 135.88$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17.533 + 0,714(7 \times 26.3) = 148.98$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17.533 + 0,688(8 \times 26.3) = 162.28$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 17.533 + 0,67(9 \times 26.3) = 176.12$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1362.14 + 1,5 \times 176.12$$

$$\Rightarrow N_u = 2103.069_r.$$

Calcul des sections des poteaux

$$\text{Béton} \begin{cases} f_{bc} = 14,2 \text{MPa.} \\ \gamma_b = 1,5. \end{cases} \quad \text{Acier} \begin{cases} f_e = 400 \text{MPa.} \\ \gamma_s = 1,15. \end{cases}$$

↳ Selon le BAEL :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon la règle :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} ; \quad \beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 ; \quad \beta = 0,85 \lambda^2 / 1500 \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance (compression centrée), on aura donc : $\beta = 1.2$.

↳ D'après les RPA99/Version2003page 40 :

On a le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% de la section du béton en zone IIa alors

$$\frac{A_s}{Br} = 0,008.$$

$$\Rightarrow Br \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s}{Br} \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 * 25}{1,5 * 1} = 14,17 MPa$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1,2 * N_u}{\frac{14,2 * 10^3}{0,9} + 0,85 * 0,008 \frac{400 * 10^3}{1,15}} = 0,000066 N_u$$

Donc: $Br (m^2) \geq 0,000066 * Nu (KN)$.

Donc $Br \geq (0,000066 * 2103,069) = 0,1437174 m^2 = 1437,174 cm^2$

Prendre si : $(45 * 45) = 2025 cm^2$

Niveau	Les charges permanentes (KN)					Les surcharges (KN)			N_U (KN)	A (cm ²)	Choix (cm ²)
	Poteau	Poutre	Plancher	G(KN)	$G_{cumulee}$	Q(KN)	Coefficiente de dégression	$Q_{cumulee}$			
9	0	29.015	111.86	140.87	140.87	17.533	1	17.533	216.47	144.3	40*40
8	8.03	29.015	102.74	139.78	280.65	26.3	1	43.83	444.62	396.34	40*40
7	8.03	29.015	102.74	139.78	420.43	26.3	0,95	67.503	668.835	445.77	40*40
6	8.03	29.015	102.74	139.78	560.21	26.3	0,9	88.54	889.09	592.58	40*40
5	8.03	29.015	102.74	139.78	700	26.3	0,85	106.953	1105.43	736.77	40*40
4	8.03	29.015	102.74	139.78	839.77	26.3	0,8	122.733	1317.78	878.3	45*45
3	8.03	29.015	102.74	139.78	979.55	26.3	0,75	135.88	1526.21	1017.21	45*45
2	8.03	29.015	102.74	139.78	1119.33	26.3	0,714	148.98	1734.56	1156.08	45*45
1	8.03	29.015	102.74	139.78	1259.11	26.3	0,688	162.28	1943.21	1295.14	45*45
RDC	10.71	29.015	102.74	142.46	1401.57	26.3	0,67	176.12	2156.3	1437.17	45*45

Tableau III-10: Pré-dimensionnement des poteaux.

II-7-2- Vérification selon le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1) :

Selon **Art 7.4.1 du R.P.A 99 /Version 2003** : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Première condition** : $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.
- **Deuxième condition** : $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- **Troisième condition** : $1/4 \leq \text{Min} (b_1, h_1) \leq 4$.

Conditions du RPA	Poteaux	Valeur calculée	observation
première condition: $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	45*45	Min (b₁, h₁)=45	Condition vérifiée
	40*40	Min (b₁, h₁)=40	
Deuxième condition : $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e / 20$	Etage :h=3,06m	45 ≥ 306/20=15.3	Condition vérifiée
Troisième condition : $1/4 \leq b/h \leq 4$	0,25 ≤ b/h=1 ≤ 4	b=h	Condition vérifiée

Tableau II-11: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99

II-7-3- Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations. Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Poteaux	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm ⁴)	Rayon de giration (cm)	L'élancement de poteau
	L ₀	S(cm ²)	L _f =0,7l ₀	I _{min} =h.b ³ /12	i=√I/S	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
45*45	306	2025	214.2	341718,75	12,99	16.48
	408	2025	285.6	341718,75	12,99	21.93
40*40	306	1600	214,2	213333,33	11,55	18,55

Tableau II-11: Vérification des poteaux aux flambements.

Conclusion : La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

II.7 Voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

II-7-1- Pré dimensionnement :

<u>a) Vérification d'épaisseur :</u> <u>(Art 7.7.1. Du RPA99 version 2003)</u>	<u>b) Vérification de la largeur: (Art 7.7.1)</u> <u>du RPA99/version2003.</u>
<p>L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm .Le pré dimensionnement des voiles se feront comme suit :</p> $h_e ; h_e ; h_e \quad a \geq \max \left\{ \begin{matrix} 20 \\ 22 \\ 25 \end{matrix} \right\}$ $h_e = h - h_t = 306 - 20 = 286 \text{ [cm].}$ <p>soit : $a \geq 286/20 = 14.3\text{cm}$ $a=20\text{cm.}$</p>	<p>Les éléments satisfaisant à la Condition suivantes seuls considéré comme étant des Voile</p> $L_{\min} \geq 4a.$ <p>Dans notre cas :</p> $L_{\min} > 4 \times 20 = 80 \text{ [cm]}$

Tableau II-12: Les dimensions de voile

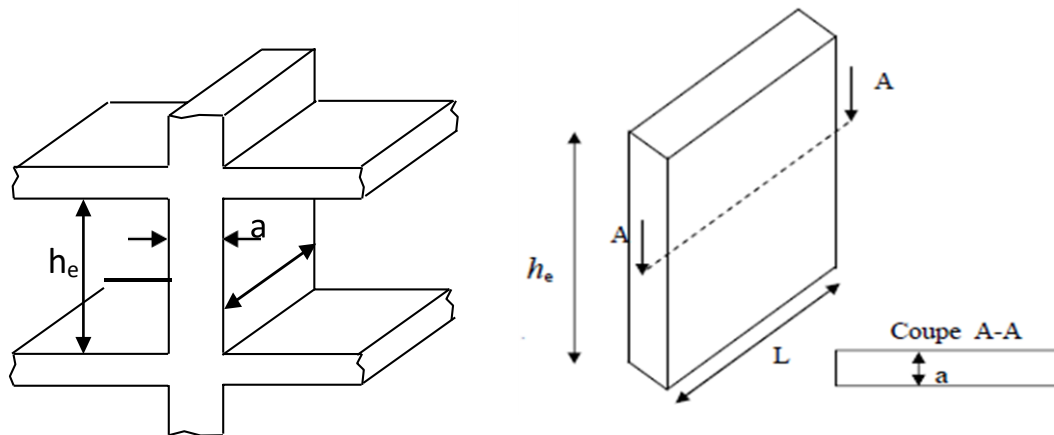


Figure II-6 : Dimension de voile.

II.9 Escalier :

I-9-1 : pré-dimensionnement :

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise généralement la formule de Blondel.

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}.$$

- * Le nombre de marche : $m = (n-1)$.
- * Le nombre de contre marche: $n = H'/h$.
- * Le giron: $g=L_1/ (n-1)$; $25\text{cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.
- * La hauteur de contre marche: $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$.
- * Choix de la hauteur de contre marche $h = 17 \text{ cm}$.

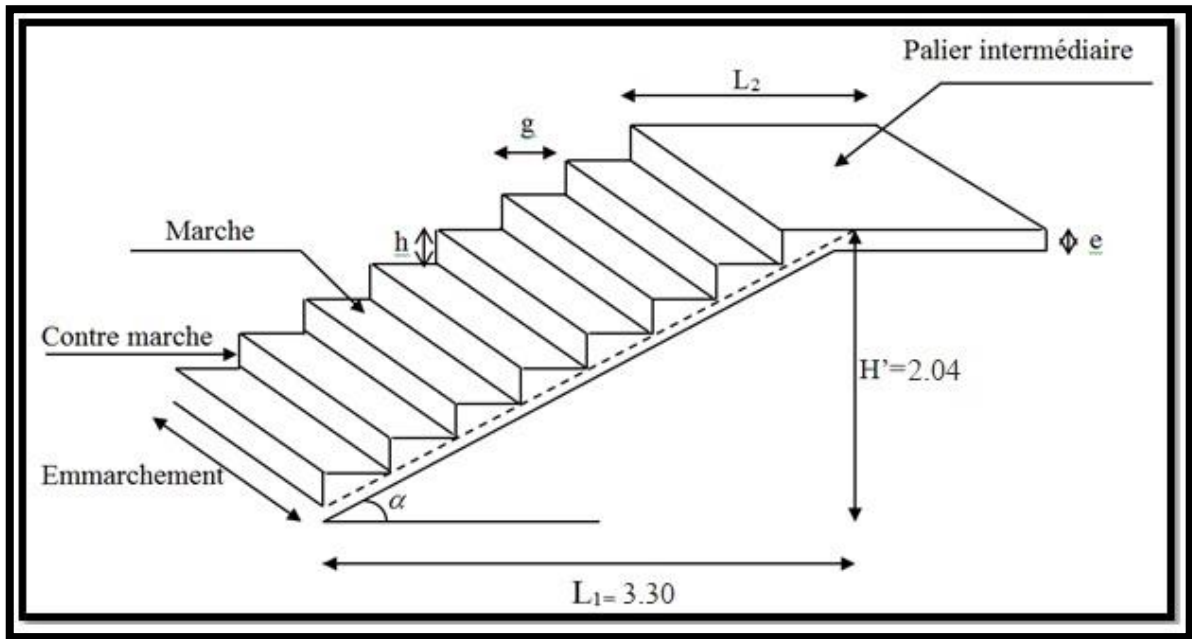


Figure II-6 :Schéma de l'escalier

❖ Pré dimensionnement de la volée et de palier :

- Choix de la hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$
- On prend: $g=30\text{cm}$
- Détermination du nombre des marches :

$$n = \frac{H'}{h} = \frac{204}{17} = 12 \text{ marches.}$$

Longueur de volée :

$$L_1 = g (n - 1) \Rightarrow L_1 = 0.3 \times (12 - 1) = 3.3 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L_1} = \frac{204}{330} = 0,62 \Rightarrow \alpha = 32.61^\circ$$

$$\text{Sin } \alpha = \frac{H'}{L} \Rightarrow L_p = \frac{H'}{\text{sin } \alpha} = 3.78 \text{ m}$$

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow 12.6 \text{ cm} \leq e_p \leq 18.9 \text{ cm} \quad \text{Donc: } e_p = 15 \text{ cm.}$$

I-9-2- Détermination des charges et surcharges :

- **Le poids des revêtements :**

Élément	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
<i>Revêtement en carrelage</i>	0,02	22	0,44
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Couche de sable</i>	0,02	18	0,36
<i>Enduit ciment</i>	0,02	20	0,40
G total			1,6

Tableau II-14 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

- **Le palier:**

Élément	Épaisseur[m]	poids volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3.75
poids des revêtements	/	/	1,6
G total			5.35

Tableau II-15: Charges permanentes revenant au palier.

- **La paillasse (La volée) :**

Élément	G[KN/m ²]
Poids propre de la paillasse	$25 \times e_p / \text{Cos} \alpha = 25 \times 0,15 / \text{cos} 32.61^\circ = 4.45$
Poids des marches	$22 \times e_p / 2 = 22 \times 0,17 / 2 = 1.87$
poids des revêtements	1,2
G total	7.52

Tableau II-16 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

II.10.Conclusion :

Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suite :

	<i>Eléments</i>		<i>Dimensions</i>	<i>Chargements</i>	
				<i>G (KN/m²)</i>	<i>Q (KN/m²)</i>
<i>Eléments secondaires</i>	<i>Dalle pleine</i>	Balcon	e=15cm	5,27	3,5
		Salle machine	e=20cm	5+ (P=90KN)	1
	<i>Plancher corps creux</i>	Etage courant	h=20+5	5,86	1,5
		Terrasse	h=20+5	6.38	1
	<i>Acrotère</i>		S=0,10275 m ²	2,56875	1
	<i>Escaliers</i>		e=15cm	La paillasse : 7.52	2,5
				Le palier : 5.35	2,5
<i>Eléments principales</i>	<i>Poutres</i>	Principale	35*45	/	/
		Secondaire	30*40	/	/
		Palier	25*30	/	/
	<i>Poteaux</i>	RDC au 4 ^{eme}	45*45	/	/
		5 ^{eme} au 9 ^{eme} étage	40*40	/	/
	<i>Voile</i>		e=20cm	/	/
			L ≥ 80cm		

Tableau II-17 : Caractéristiques géométriques et chargements des éléments de l'ouvrage

Chapitre III

**étude des élément
secondaires**

III.1.Introduction :[3]

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, plancher, escalier et respectivement) vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

III.2. L'acrotère

III.2.1.Définition

L'acrotère est un élément de façade et de protection, elle sera assimilée à une console encastrée à la base dans plancher terrasse. Elle est sollicitée en flexion composée sous la charge permanente G due au poids propre, la charge d'exploitation Q due à la main courante, et sous l'effort sismique horizontal.

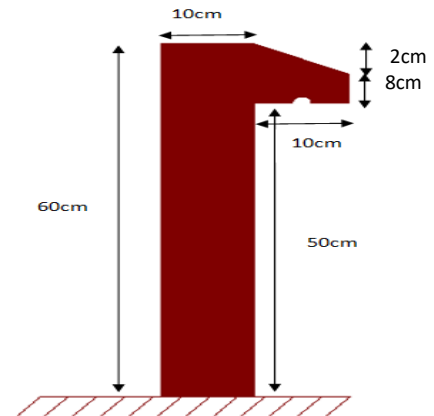


Figure.III.1. schéma de l'acrotère

III.2.2.Evaluation des charges :

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

1 . Poids propre :

Comme il est déjà calculer dans le chapitre 2 le poids propre de l'acrotère

$$G=2.214 \text{ KN/ml}$$

2 . Charge d'exploitation :

Suite au rôle « garde corps » de l'acrotère, cette dernière est soumise, selon l'article 7.7 du DTR BC-22, à la charge variable suivante : **Q=1 KN/ml**

➤ Vérification sous l'effet de séisme :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Selon le RPA 99v2003 (art 6-2-3) l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale due au séisme calculée comme suit :

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone.

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$\text{Pour notre cas} \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.80 \\ W_p = 2.214 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,214 \Rightarrow F_p = 1.063 \text{ KN/m.}$$

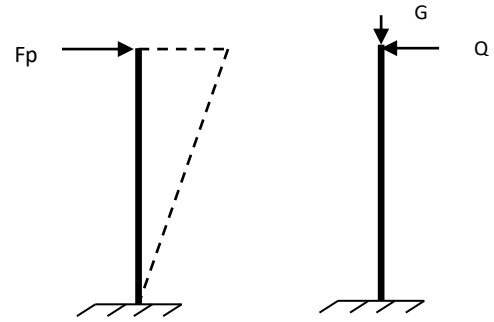


Figure.III.2. Schéma statique de l'acrotère

. Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1, 1.063 \} \Rightarrow Q = 1.063 \text{ kN/ml.}$$

III .2.3. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} N_Q = 0. \\ V_Q = 1 / \text{KN} / \text{ml} \\ M_Q = Q \times L = 1.063 \times 0.6 = 0.638 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_G = G = 2,214 \text{ KN/ml.} \\ V_G = 0. \\ M_G = 0. \end{cases}$$

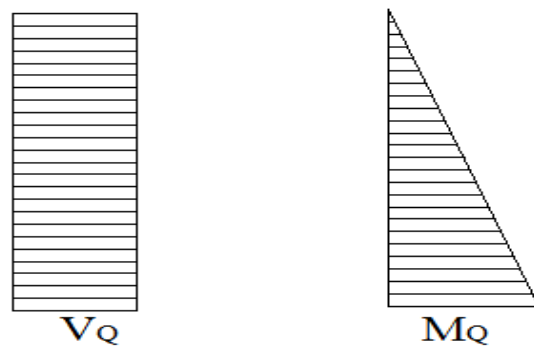


Figure.III.3 Diagrammes des sollicitations

III .2.4. Combinaison des sollicitations

À ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1,35N_G + 1,5 \times N_Q & \Rightarrow N_u = 1,35 \times 2,2 \cdot 14 = 2,99 \text{KN/ml} . \\ M_u = 1,35M_{G\%} + 1,5M_{Q\%} & \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,638 = 0,957 \text{KN.m/ml}. \end{cases}$$

À ELS :

$$\begin{cases} N_s = N_G + N_Q & \Rightarrow N_s = 2,214 \text{KN/ml} . \\ M_s = M_{G\%} + M_{Q\%} & \Rightarrow M_s = 0,637 \text{KN.m/ml}. \end{cases}$$

III. 2.5.Ferraillage de l'acrotère (E.L.U)

1. Détermination de l'excentricité de calcul :

D'après l'article **A.4.3.5** des CBA93 (BAEL) l'excentricité de calcul et donnée par :

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,957}{2,99} = 32,00 \text{cm}. \quad \Rightarrow e_1 = 32,00 \text{cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure, elle est donnée par :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L_f : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encastré.

$$L_f = 2L \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{m}.$$

ϕ : Ce rapport est généralement prit égale à 2 ; $\phi = 2$

α : Le rapport du moment : $\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0$; ($M_G=0$)

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \times 2 = 0,864 \text{cm}.$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2\text{cm}, 0,24\text{cm} \} \Rightarrow e_a = 2\text{cm}.$$

$$\text{Donc : } e_T = 32,00 + 0,864 + 2 = 34.86\text{cm}.$$

2. Position du centre de pression :

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité e avec la frontière du noyau centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e_T = 34.86\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66\text{cm}.$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $(-\frac{h}{6}; \frac{h}{6})$ donc la section est partiellement comprimée, et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} qui se calcule comme suit :

III.2.6. Calcul de Ferrailage

➤ Le moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$d = h - 2,5 = 0.075 \text{ m}.$$

$$M_{uf} = 0.957 + 2,99 \times (0.075 - 0.1/2) \Rightarrow M_{uf} = 1.03\text{KN.m}.$$

➤ Le moment réduit :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,957}{0,637} = 1,5$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.03}{1 \times (0,08)^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,01$$

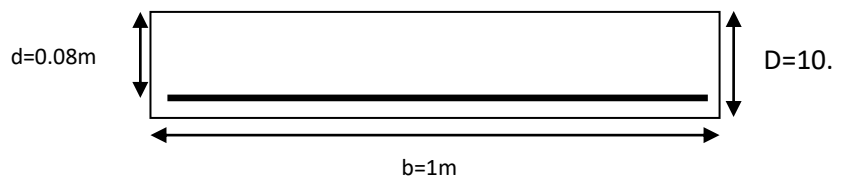


Figure.III.4. section de ferrailage

$$\mu_{bu} = 0,01 < \mu_{lu} = 0,3339 \Rightarrow (A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) \Rightarrow \alpha = 0,012.$$

$$\alpha = 0,012 < 0,259 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

➤ La section fictive d'aciers tendus :

$$A_{sf} = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,012 \times 100 \times 7,5 \times 14,16}{348} \Rightarrow A_{sf} = 0,293 \text{ cm}^2.$$

➤ La section réelle d'acier tendu est:

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,293 - \frac{2,99}{348} \Rightarrow A_s = 0,28 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature tendue minimale fixée par la règle du millième et la condition de non -fragilité :

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s \min} \geq \max \{1; 0,905\} \text{ cm}^2$$

On prend $A_{s \min} = 1 \text{ cm}^2$. et on adopte **4T8** avec $A_{s \min} = 2,01 \text{ cm}^2$.

◆ **L'espacement :**

D'après l'article **A.8.2.4.1** de BAEL.91 l'espacement et donnée par:

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t < \min(3h, 33 \text{ cm})$$

$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < \min(30 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$condition vérifiée.

◆ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2. \text{ Donc on adopte } \mathbf{1T8}.$$

Pour des raisons constructives on prend **4ø6** avec $A_r = 1,51 \text{ cm}^2$.

◆ **L'espacement**

$$S_r = \frac{L}{3} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}. \text{ condition vérifiée.}$$

Vérification du diamètre des armatures :

Le diamètre adopté pour les armatures des deux sens, doit vérifier la condition suivante :

$$\varphi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \varphi = 0.8 \text{ cm} < \frac{h}{10} = \frac{10}{10} = 1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III .2.7.Vérification (E.L.S)

- Les sollicitations à l'ELS : $N_{ser} = 2,214 \text{ KN/m}$

$$M_{ser} = Q \times L = 1.063 \times 0,6 = 0.637 \text{ KN.m}$$

- L'excentricité : $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.637}{2,214} = 29 \text{ cm}$. La section est partiellement comprimée

Selon le B.A.E.L.91 les vérifications à effectuer portent sur :

♦ **un état limite de compression du béton : (A.4.5.2).**

La contrainte limite de compression du béton :

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

Pour la vérification il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser}$$

Pour la vérification on résout l'équation du 3^{eme} degré suivante :

$$Z^3 + pZ + q = 0$$

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

$$C = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 29 = -24 \text{ cm}$$

$$p = -3(-24)^2 + 90 \times 2,01 \times \frac{(8+24)}{100} = -1671,01$$

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

$$q = -2(-24)^3 - 90 \times 2,01 \times \frac{(8+24)^2}{100} = 25853,02 .$$

$$\Rightarrow Z^3 - 1671,01 \cdot Z + 25853,02 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27} \Rightarrow \Delta = (25853,02)^2 + \frac{4(-1671,01)^3}{27} = -22868538,91 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 25853,02}{2 \times (-1671,01)} \sqrt{\frac{-3}{-1671,01}} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi = \text{Arc cos}(-0,98) = 168^\circ.$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 2\sqrt{\frac{1670,11}{3}} = 47,19\text{cm}.$$

$$Z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 47,19 \times \cos\left(\frac{168}{3}\right) = 26,38\text{cm}.$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 47,19 \times \cos\left(\frac{168}{3} + 120\right) = -47,07\text{cm}.$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 47,19 \times \cos\left(\frac{168}{3} + 240\right) = 20,68\text{cm}.$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section :

$$y_{ser} = Z + C$$

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 26,38 - 24 = 2,38 \text{ cm}.$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -47,07 - 24 = -71,07 \text{ cm}.$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = 20,68 - 24 = -3,32 \text{ cm}.$$

La valeur de $0 \leq y_{ser} \leq d \Rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 8\text{cm}$

Donc : $y_{ser} = y_{ser1} = 2,38\text{cm} \Rightarrow Z = Z_1 = 26,38\text{cm}.$

➤ Calcul de l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right] = \frac{100 \times 2,38^3}{3} + 15 \times \left[2,01 \times (7,5 - 2,38)^2 \right] = 1239,74 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} = \frac{26,38 \times 2,214}{1239,74 \times 10^{-4}} \times 2,38 = 1121,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1,121 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

♦ un état limite d'ouverture des fissures : (A.4.5.3)

La fissuration est considérée comme préjudiciable

- la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

η : Coefficient de fissuration, $\eta = 1,6$ pour les armatures à HA.

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 ; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

Pour la vérification de la condition : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15 \frac{Z.N_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{26,38 \times 2,214}{1239,34 \times 10^{-4}} (7,5 - 2,38) = 36192,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 36,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

♦ Vérification au flambement :

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(67 \frac{e}{h}, 100 \right) \right\} \Rightarrow \lambda \leq 100$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow \lambda = 1,2 \sqrt{\frac{A}{I}} = 1,2 \sqrt{\frac{0,1 \times 0,6}{\frac{0,1 \times (0,6)^3}{12}}}$$

$$\Rightarrow \lambda = 6,92 < 100$$

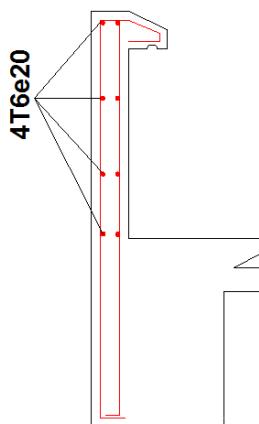


Figure .III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III .3.Etude du plancher

Les planches de corps creux de notre ouvrage sont du type **(20+5) cm**, ce type de plancher est utilisé dans les locaux d'habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et phonique. Il est constitué du corps creux et des poutrelles, Les poutrelles seront calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Ils travaillent comme une section en T.

III .3.1.Les Poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T

a. Détermination de b_0 :

On a: $d = 0.9 \times h_t = 0.9 \times 25 = 22.5\text{cm}$

On a: $0.4 \times d \leq b_0 \leq 0.8 \times d$

$9.12 \leq b_0 \leq 18.24$

On prend : $b_0 = 10\text{ cm}$

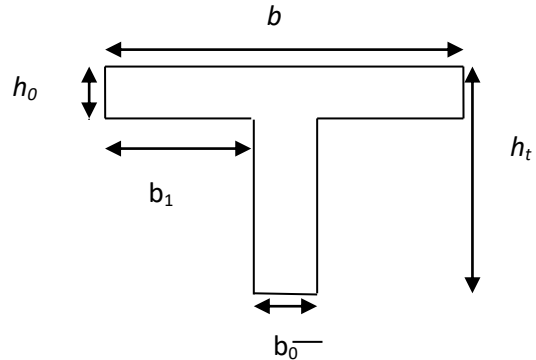


Figure. III.6.déterminations des poutrelles

b. détermination de la largeur b de la table de compression :

$b = (2 \times b_1) + b_0$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(L_1 - b_0)}{2} \\ \frac{L}{10} \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(65 - 10)}{2} = 27.5\text{cm} \\ \frac{530}{10} = 53\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = 27.5\text{cm}$$

L_1 : la longueur de l'hourdis

Donc : $b = (2 \times 27.5) + 10 = 65\text{cm}$

a. Choix de la méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des planchers (méthode forfaitaire ; méthode Caquot ; méthode exacte).

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultat.

b. Méthode forfaitaire

➤ Condition d'application :

C1/ La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 ($Q \leq \max \{2G, 5000 \text{ N/m}^2\}$)

Pour notre structure on a :

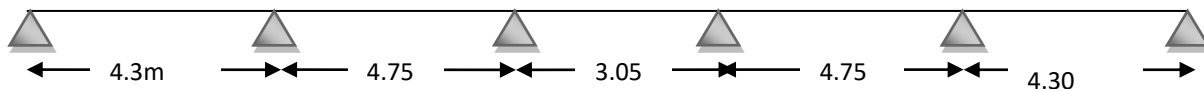
✚ Q (plancher étage courant, RDC) = $1,5 \text{ KN/m}^2 = 1500 \text{ N/m}^2$

✚ G (plancher étage courant, RDC) = $5,86 \text{ KN/m}^2 = 5860 \text{ N/m}^2$

(Plancher étage courant, RDC): $Q = 1500 \text{ N/m}^2 < 2G = 11720 \text{ N/m}^2$...**Condition Vérifiée.**

C2/ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (même poutres et même plancher).....**condition Vérifiée.**

C3/ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.



↺ $\frac{4,3}{4,75} = 0,9$

↺ $\frac{4,75}{3,05} = 1,55$

↺ $\frac{3,05}{4,75} = 0,64$

↺ $\frac{4,75}{4,3} = 1,1$

→ N'est pas vérifiée

La condition «C3 » n'est pas vérifiée donc la méthode « forfaitaire » n'est pas applicable dans notre cas. Alors on peut utiliser la méthode de « CAQUOT ».

2-méthode Caquot :

Elle est applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevés.

❖ **Principe de la méthode :**

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifié et corrigé pour tenir compte :

↺ De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui à pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroît les moments en travée.

↺ De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les travées ouest « w » et est « e » de longueurs respectives L_w et L_e .

- La charge répartie uniforme q_w et q_e
- Les charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui.
- La longueur réduite de chaque travée L' :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire.

- Pour chaque force concentrée : $x = \frac{a}{L}$ ET $K = \frac{x(x-1)(x-2)}{2.125}$

- Les moments sont :

$$M_q = \frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L'_w + L'_e)} : \text{due aux charge réparties sur les deux travées}$$

$$M_{pw} = \sum \frac{K_w P_w L_w'^3}{(L'_w + L'_e)} : \text{due aux charge concentrées de la travée "w"}$$

$$M_{pe} = \sum \frac{K_e P_e L_e'^3}{(L'_w + L'_e)} : \text{due aux charge concentrées de la travée "e"}$$

- La valeur du moment sur appui qui sera utilisée dans suite de calcul, est égale à la valeur obtenue affectée du signe (-).
- Les efforts tranchants d'appuis V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit sont calculés par les formules :

$$\rightarrow V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right)$$

$$\rightarrow V_e = V_w - qL - \sum P_i$$

- Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme « x_0 » l'abscisse à partir de l'appui gauche (w) : $x_0 = -\frac{V_w}{q}$

- Moment maximal : $M_t = M_u - V_w \times x_0 - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_j < x_0} P_i (x_0 - a_i)$

a) Calcul étage courant :

❖ Evaluation des charges :

Entraxe des nervures $b = 0.65$ m

$$G = 5.86 \times 0.65 = 3.8 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

	L_w (m)	L'_w (m)	L_e (m)	L'_e (m)
1	/	/	4.3	4.3
2	4.3	4.3	4.75	3.8
3	4.75	3.8	3.05	2.44
4	3.05	2.44	4.75	3.8
5	4.75	3.8	4.3	4.3
6	4.3	4.3	/	/

Tableau III 01: Longueurs respectives L_w et L_e .

❖ **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u \text{ réel} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.8 + 1.5 \times 0.975 = 6.6 \text{ KN/m} \\ q_u \text{ réduit} = \left(1.35 \times \frac{2}{3} \times G\right) + 1.5Q = \left(1.35 \times \frac{2}{3} \times 3.8\right) + 1.5 \times 0.975 = 4.88 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_{ser} \text{ réel} = G + Q = 3.8 + 0.975 = 4.775 \text{ KN/m} \\ q_{ser} \text{ réduit} = \left(\frac{2}{3} \times G\right) + Q = \left(\frac{2}{3} \times 3.8\right) + 0.975 = 3.508 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

▪ **A ELU**

- Moments sur appuis : le moment en appui se calcule par la formule suivante :

$$M_{appui} = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} = -\frac{q_u (l_w'^3 + l_e'^3)}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Appui	1	2	3	4	5	6
M_{appui}	-10.61	-9.52	-6.38	-6.38	-9.52	-10.61

Tableau III 02: Moments sur appuis(ELU)

- Moment en travée et l'effort tranchant :

$$M_t = \frac{q_u x^2}{2} + M_w \quad x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{q_u L}$$

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \quad V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

travée	M_w	M_e	L	V_w	V_e	X	M_t
1-2	-10.61	-9.52	4.3	-14.44	13.93	2.19	5.21
2-3	-9.52	-6.38	4.75	-16.33	15.01	2.475	10.69
3-4	-6.38	-6.38	3.05	-10.065	10.065	1.525	1.29
4-5	-6.38	-9.52	4.75	-15.01	16.33	2.275	10.69
5-6	-9.52	-10.61	4.3	-13.93	14.44	2.11	5.21

Tableau III 03: Moment en travée et l'effort tranchant (ELU)

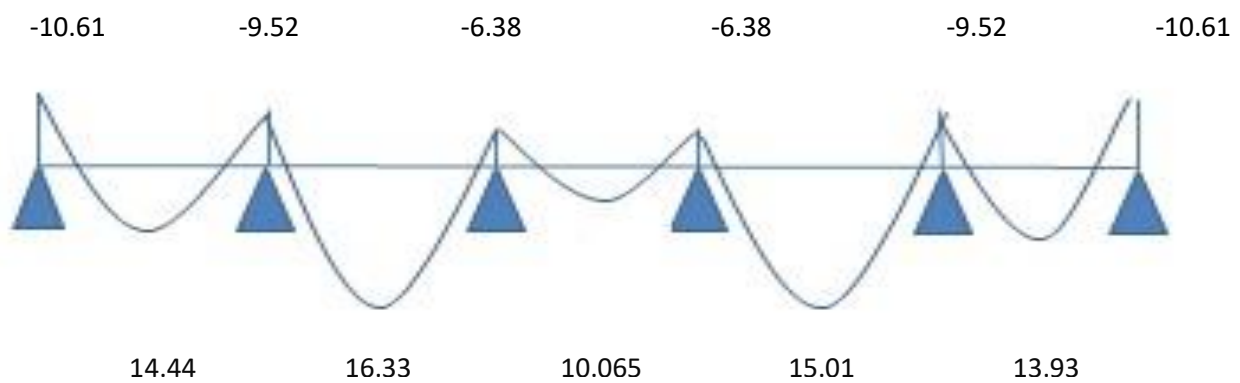


Figure III.7: Diagramme des moments (ELU)

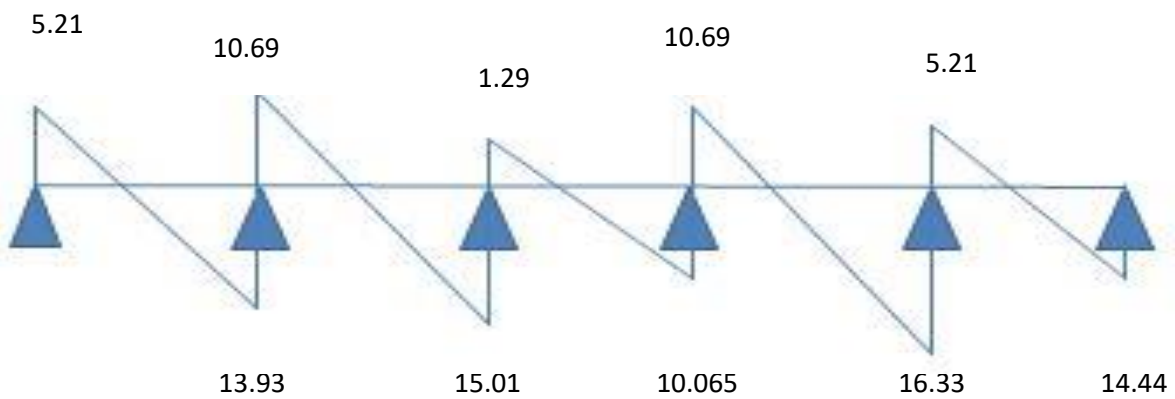


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants (ELU)

■ A ELS

- Moments sur appuis : le moment en appui ce calcul par la formule suivante :

$$M_{appui} = -\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} = -\frac{q_{ser} (l'_w{}^3 + l'_e{}^3)}{8.5(L'_w + L'_e)}$$

Appui	1	2	3	4	5	6
M_{appui}	-7.63	-6.84	-4.59	-4.59	-6.84	-7.63

Tableau III 04: Moments sur appuis (ELS)

- Moment en travée et l'effort tranchant :

$$M_t = \frac{q_{ser} x^2}{2} + M_w$$

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{q_{ser} L}$$

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_{ser} L}{2}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_{ser} L}{2}$$

travée	M_w	M_e	L	V_w	V_e	X	M_t
1-2	-7.63	-6.84	4.3	-10.45	10.08	2.19	3.82
2-3	-6.84	-4.59	4.75	-11.81	10.87	2.475	7.85
3-4	-4.59	-4.59	3.05	-7.28	7.28	1.525	0.96
4-5	-4.59	-6.84	4.75	-10.87	11.81	2.275	7.85
5-6	-6.84	-7.63	4.3	-10.08	10.45	2.11	3.82

Tableau III 05: Moment en travée et l'effort tranchant (ELS)

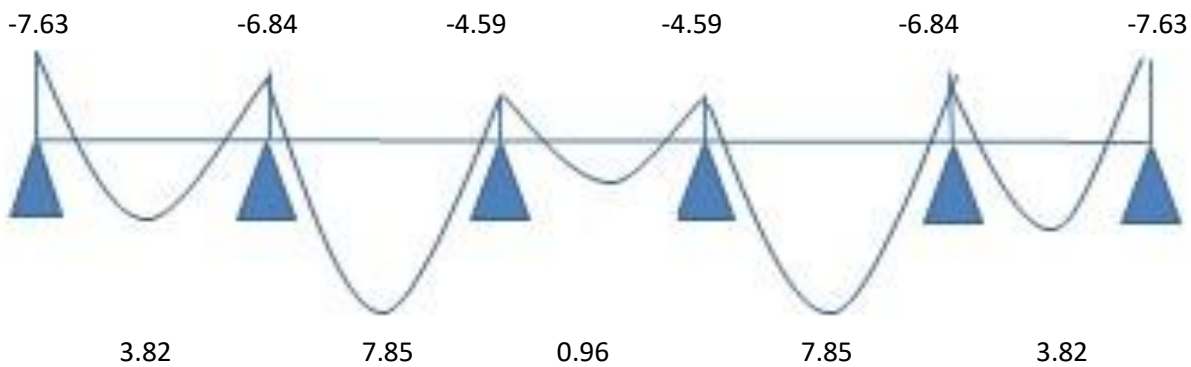


Figure III.9: Diagramme des moments (ELS)

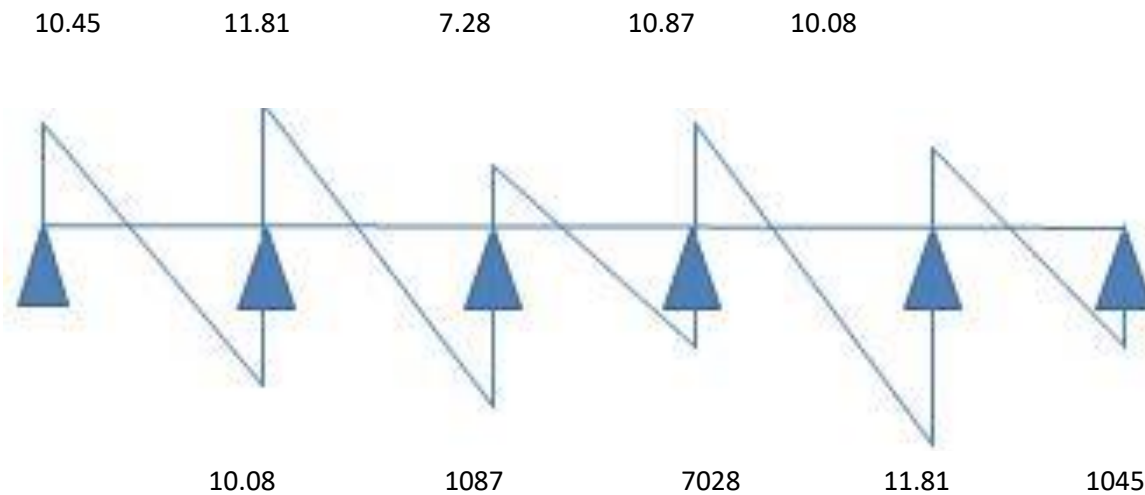


Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants (ELS)

III.3.2 Calcul de ferrailage :

- Type de section :

$b = 0.65 \text{ m}$; $b_0 = 0.10 \text{ m}$; $h_0 = 0.05 \text{ m}$; $h = 0.25 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.225 \text{ m}$

Le moment capable de la table est :

$$M_{t0} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2} \right) = 92.3 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} < M_{t0} \rightarrow \text{l'axe neutre est dans la table de compression}$$

Donc on calcule une section rectangulaire ($b = 65 \text{ cm}$ et $h = 25 \text{ cm}$)

1-Ferrailage en travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.69}{7.85} = 1,36$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e E400 \\ f_{c28} = 25MPa \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.286$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.69}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0229 < \mu_{lu} = 0.286 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.029 \rightarrow \alpha < 0.259 \rightarrow \text{Donc ELU atteint au pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.222m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{10.69}{0.222 \times 348 \times 10^3} = 1.383 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow A_s = 1.383 cm^2$$

Suivant la condition de non fragilité on a :

$$A_{s \min} \geq \max\left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_{s \min} \geq \max\left\{ \frac{65 \times 25}{1000}, 0.23 \times 65 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max\{1.625, 1.766\} \rightarrow A_{s \min} = 1.766 cm^2 \rightarrow A_s < A_{s \min} \rightarrow A_s = 1.766 m^2$$

Donc on adopte **3HA12** en travée avec $A_s = 3.39 cm^2$

2-Ferraillage sur appuis:

$$M_{a \max} = -5.5 KN.m$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b=10cm et h = 25cm).

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = \frac{-10.61}{-7.63} = 1,39$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e E400 \\ f_{c28} = 25MPa \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.296$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.61}{0.1 \times 0.225^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.147 < \mu_{lu} = 0.295 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.2 \rightarrow \alpha < 0.259 \rightarrow \text{Donc ELU atteint au pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.207m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{10.61}{0.158 \times 348 \times 10^3} = 1.47 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow A_s = 1.47 cm^2$$

Suivant la condition de non fragilité on a :

$$A_{s \min} \geq \max\left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_{s \min} \geq \max\left\{ \frac{10 \times 25}{1000}, 0.23 \times 10 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max\{0.25, 0.271\} \rightarrow A_{s \min} = 0.24 cm^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \rightarrow A_s = 1.47 cm^2$$

Donc on adopte **2HA10** en appui avec $A_s = 1.57\text{cm}^2$

↳ Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right\} \rightarrow \phi_t \leq 5.71\text{mm} \rightarrow \phi_t = \min\{7.14; 10; 10\}$$

Donc on prend : $\phi_t = 6\text{mm}$

Espacement : d'après RPA99/V2003 [7.5.2.2]

Dans les zones nodales : $S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} \rightarrow S_t = 5\text{cm}$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = 10\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

III.3.3 les Vérifications

■ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \tau_{lim}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{16.33}{0.65 \times 0.17} = 0.112\text{MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min\left\{\begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5\text{MPa} \end{array}\right\} \Rightarrow \tau_{lim} = \min\left\{\begin{array}{l} 0.2 \frac{25}{1.5} = 3.33\text{MPa} \\ 5\text{MPa} \end{array}\right\} \Rightarrow \tau_{lim} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.112\text{MPa} < \tau_{lim} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots CV$$

■ **Vérification à l'ELS :**

↳ fissuration peu préjudiciable :

↳ en travée $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.69}{7.85} = 1.4$

↳ en appui $\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a ser}} = \frac{10.61}{7.63} = 1.4$

↳ En appuis et en travée $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45$

$\alpha = 0.029 < 0.45$ (en travée) ; $\alpha = 0.20 < 0.45$ (en appui)

Donc aucune vérification des contraintes à l'ELS.

■ **Vérification de la flèche à l'ELS :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0526 > 0.0625 \dots \dots \dots CNV$$

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

$$\Delta f = (f_{gv} - f_j) + (f_p - f_g) \leq f_{max}$$

■ Calcul de λ :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} \quad \text{pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i \quad \text{pour déformations de longue durée}$$

Avec :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.225} = 0.015$$

$$\Rightarrow \lambda_i = 2.83 \quad \text{et} \quad \lambda_v = 1.132$$

■ Calcul des moments d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 25^3}{12} + 15 \left[3.39 \times 10^{-4} \left(\frac{25}{2} - 2.25 \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 84635.95 \text{ cm}^4$$

■ Position de l'axe neutre :

$$\frac{by_1^2}{2} + n(A_s + A'_s)y_1 - n(A_s d + A'_s d') = 0$$

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

$$= \frac{15 \times 3.39}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times (22.5 \times 3.39)}{7.5(3.39)^2}} - 1 \right]$$

$$y_1 = 5.20 \text{ cm}$$

■ Moment d'inertie :

$$I = b \frac{y_1^3}{3} + n[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

$$I = 65 \times \frac{5.2^3}{3} + 15 \times [3.39 \times (22.5 - 5.2)^2]$$

$$I = 18265.4 \text{ cm}^4$$

■ Calcul des moments M :

M_j : Moment due aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements

$$M_j = 9.87 \text{ KN.m}$$

M_p : Moment due à l'ensemble des charges permanentes et des charges d'exploitations.

$$M_p = 20.25 \text{ KN.m}$$

M_g : Moment due à l'ensemble des charges permanentes.

$$M_g = 16.01 \text{ KN.m}$$

■ Calcul de σ_s :

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\sigma_s^g = n \frac{M_g}{I} (d - y_1) \Rightarrow \sigma_s^g = 15 \frac{16.01 \times 10^3}{18265.4} (22.5 - 5.2) = 227.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = n \frac{M_p}{I} (d - y_1) \Rightarrow \sigma_s^p = 15 \frac{20.25 \times 10^3}{18268.4} (22.5 - 5.2) = 287.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = n \frac{M_j}{I} (d - y_1) \Rightarrow \sigma_s^j = 15 \frac{9.87 \times 10^3}{18268.4} (22.5 - 5.2) = 140.2 \text{ MPa}$$

■ Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 227.45 + 2.1} = 0.766$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s^p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 287.69 + 2.1} = 0.81$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 140.2 + 2.1} = 0.65$$

■ Calcul des moments d'inertie des sections fissurées :

$$I_{fp} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sp}} = \frac{1,1 \times 84635.95}{1 + 2.83 \times 0,81} = 28277.96 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 84635.95}{1 + 2.83 \times 0,766} = 29389.52 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sj}} = \frac{1,1 \times 84635.95}{1 + 2.83 \times 0,65} = 32787.3 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 84635.95}{1 + 1,132 \times 0,766} = 49862.86 \text{ cm}^4.$$

■ Calcul des flèches :

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}^g} = \frac{16.01 \times 4.75^2}{10 \times 10721.4 \times 49862.86 \times 10^{-5}} = 0.00675 \text{ m}$$

$$f_g = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_f^g} = \frac{16.01 \times 4.75^2}{10 \times 32164.19 \times 29389.52 \times 10^{-5}} = 0.00382m$$

$$f_j = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_f^j} = \frac{9.87 \times 4.75^2}{10 \times 32164.19 \times 32787.3 \times 10^{-5}} = 0.0021m$$

$$f_p = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_f^p} = \frac{20.25 \times 4.75^2}{10 \times 32164.19 \times 28277.96 \times 10^{-5}} = 0.005m$$

■ La verification :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_j) + (f_p - f_g) \leq f_{max}$$

$$f_{max} = \frac{l}{500} \quad \text{la portée } l > 5m$$

$$f_{max} = \frac{4.75}{500} = 0.0095m$$

$$\Delta f = (0.00675 - 0.0021) + (0.005 - 0.00382) = 0.00583m < 0.0095m$$

la flèche est vérifié

III.3.4 Schéma de ferrailage :

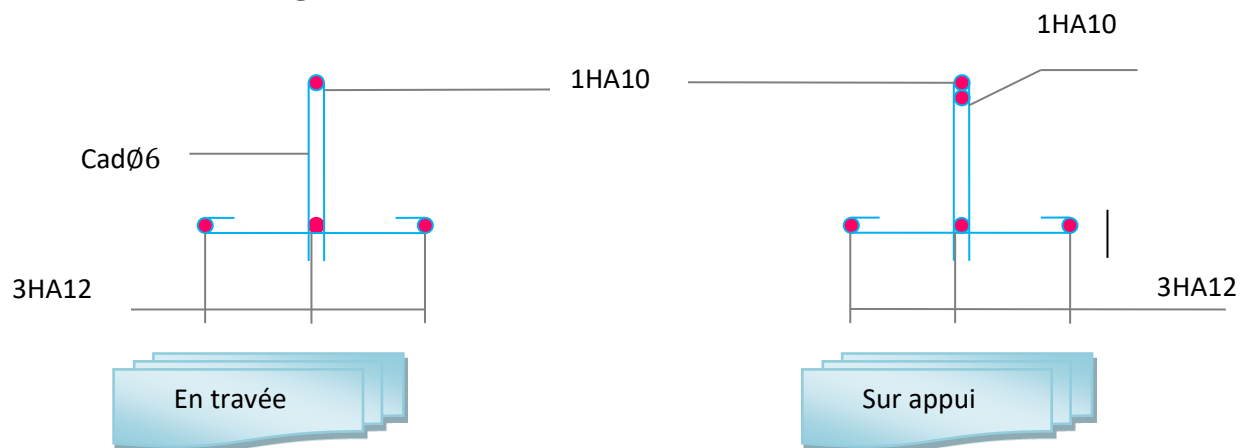


Figure III.11: ferrailages des planchers

III.3.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

$$\Rightarrow \text{si } : l < 50cm \Rightarrow A_s > \frac{200}{f_e} (cm^2) \text{ avec } f_e \text{ en MPa .}$$

$$\Rightarrow \text{si : } 50\text{cm} < l < 80\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{4 \times l}{f_e} (\text{cm}^2) .$$

l : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400\text{MPa}$; $l = 65\text{cm}$

$$\Rightarrow \text{si : } 50\text{cm} < l < 80\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{4 \times 65}{400} = 0.65\text{cm}^2 .$$

Le diamètre des barres doit être :

$$\varnothing \leq \frac{h_0}{10} = 0,5\text{cm}$$

On prend un diamètre $\phi = 5\text{ mm}$ pour les deux sens. On prend $(3\phi 5)$ de surface $A_{s1} = 0,59\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm} \leq 20 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc : pour 1ml on prend $5\phi 5/\text{ml}$ de surface $A_s = 0,98\text{cm}^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent être vérifiées :

$$A_s \leq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

soit $5\phi 5/\text{ml}$ Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de 20 cm suivant les deux sens.

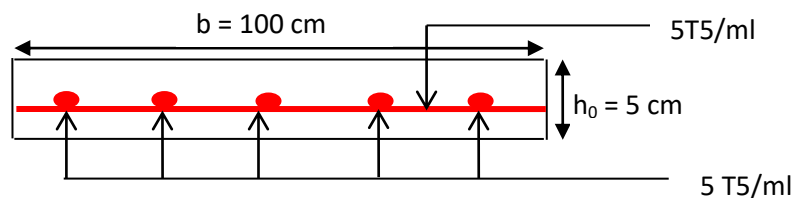


Figure III.12 Schéma de ferrailages de la dalle de compression

III.4.L'escalier :

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux, chaque escalier se compose d'un certain nombre de marche, palier et volée.

a. Les charges :

- Les charges permanentes :

$$G_{palier} = 5,35 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{volee} = 7,52 \text{ KN/m}^2.$$

- Les charges d'exploitations:

$$Q_{palier} = Q_{volee} = 2,50 \text{ KN/m}^2.$$

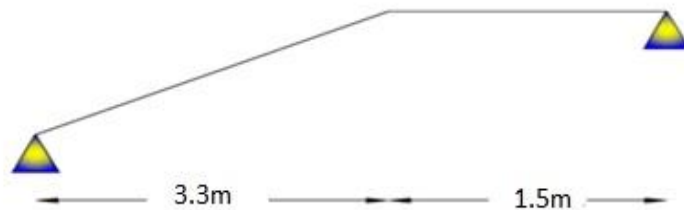


Figure III.13 : Caractéristiques géométriques de l'escalier

b. Combinaisons de charges

- **E L U:**

$$q_{Vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 1,35 \times 7,52 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow q_{Vu} = 13,9 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{pu} = 1,35G_{pu} + 1,5Q_{pu} = 1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow q_{pu} = 10,97 \text{ KN/m}^2.$$

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

$$q_{Vu} = 13,9 \times 1,00 = 13,9 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{pu} = 10,97 \times 1,00 = 10,97 \text{ KN/ml.}$$

- **E L S:**

$$q_{vs} = G_v + Q_v = 7,52 + 2,5 \Rightarrow q_{vs} = 10,02 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 5.35 + 2,5 \Rightarrow q_{ps} = 7,85 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une largeur de 1,00m les charges seront :

$$q_{vs} = 10,02 \times 1,00 = 10,02 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ps} = 7,85 \times 1,00 = 7,85 \text{ KN/ml.}$$

c. Calcul des sollicitations:

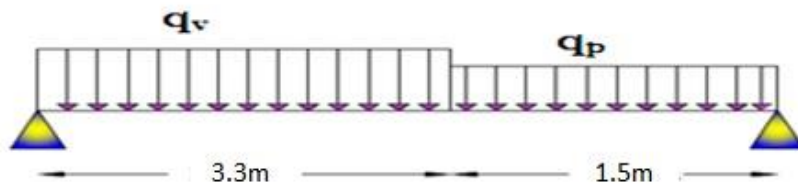


Figure III.14 .Schéma statique des escaliers

☞ Calcul de q équivalente :

$$q_{u-eq} = \frac{q_{uv} \times L_v + q_{up} \times L_p}{L} = \frac{13,9 \times 3.3 + 10,97 \times 1,5}{4.8} = 12,98 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{s-equi} = \frac{q_{sv} \times L_v + q_{sp} \times L_p}{L} = \frac{10,02 \times 3.3 + 7,85 \times 1,5}{4.8} = 9,34 \text{ KN / ml.}$$

☞ Calcul de l'effort tranchant (V), les moments en travée M_t et en appui M_a :

$$V = q \times \frac{L}{2}$$

$$M_o = q \times \frac{L^2}{8}$$

Si on considère le volée comme une dalle pleine appuyée sur deux cotés donc le volée travail dans une seule direction, et d'après l'article A.8.2, 32 de BAEL 91 modifié 99 on admet un moment en travée égal à $M_{travée} = 0,85 \times M_o$ et en appui $M_{appui} = 0,3 \times M_o$

☞ À P.E.L.U:

$$q = q_{u-eq} = 12,98 \text{ KN / ml}; L = 4.8 \text{ m.}$$

☞ À P.E.L.S:

$$q = q_{s-eq} = 9,01 \text{ KN / ml}; L = 4.8 \text{ m.}$$

$$V_u = 12,98 \times \frac{4,8}{2} = 31.152 \text{ KN}$$

$$V_s = 9,34 \times \frac{4,8}{2} = 22.416 \text{ KN}$$

$$M_o = 12,98 \times \frac{4,8^2}{8} = 37.38 \text{ KN.m}$$

$$M_o = 9,34 \times \frac{4,8^2}{8} = 26.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0.85 \times 37.38 = 31.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.85 \times 26.9 = 22.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0.30 \times 37.38 = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 0.30 \times 26.9 = 8.07 \text{ KN.m}$$

d. Calcul de ferrailage :

✎ **En travée :**

- Fissuration peu préjudiciable.

$$\text{béton} \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 14,16 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{acier} \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_{su} = 347,8 \text{ MPa} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{tu} = 18,73 \text{ KN.m.} \\ M_{ts} = 13,46 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31.77}{22.86} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,30.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31.77}{1,00 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,132.$$

$$\mu_{bu} = 0,132 < \mu_{lu} = 0,30 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,10} \right) \Rightarrow \alpha = 0,178$$

$$\alpha = 0,178 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 13 \times (1 - 0,4 \times 0,178) \Rightarrow Z_b = 12,075 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{31.77 \times 10^3}{12.075 \times 348} \Rightarrow A_s = 7.56 \text{ cm}^2.$$

↳ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq \max \{1,4 \text{ cm}^2 ; 1,57 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_s = 7.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte **5T14** avec $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$.

↳ **L'espacement :**

Selon le BAEL91 modifiée99 :

$$S_{t\max} \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_{t\max} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm.}$$

$$S_t = 16\text{cm} < S_{t\max} = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

↳ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1,925 \text{ cm}$$

On adopte **4T10** avec $A_r = 3.14 \text{ cm}^2$.

↳ **L'espacement :**

$$S_{r\max} \leq \min(4h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{r\max} \leq 45 \text{ cm.}$$

$$S_r = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

↳ **En appui:**

Les moments sur appuis: $\begin{cases} M_{au} = 11.21 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 8.07 \text{ KN.m.} \end{cases}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.21}{8.07} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,30.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.21}{1,00 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,047$$

$$\mu_{bu} = 0,047 < \mu_{lu} = 0,30 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}) \Rightarrow \alpha = 0,06.$$

$$\alpha = 0,06 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 13 \times (1 - 0,4 \times 0,06) \Rightarrow Z_b = 12,69 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{11,21 \times 10^3}{12,69 \times 348} \Rightarrow A_s = 2,54 \text{ cm}^2.$$

↳ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq \max \{ 1,4 \text{ cm}^2 ; 1,57 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_s = 2,54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte **4T12** avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$.

↳ **L'espacement :**

$$S_{t\max} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t\max} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < S_{t\max} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

↳ **Armatures de repartition :**

$$\text{En appui: } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4T10} \text{ avec } A_r = 3,14 \text{ cm}^2.$$

↳ **L'espacement :**

$$S_{r\max} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_{r\max} \leq 45 \text{ cm.} \Rightarrow S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e. Vérification (à l'E.L.S) :

↳ **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut que $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 3,333 \text{MPa}$.

$\tau_u = \frac{31.152 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,13} = 0,24 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

↳ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si les conditions ci-dessous ne sont pas vérifiées.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} \\ A_s \leq 4,2 \frac{b \times d}{f_e} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{15}{480} = 0,031 < 0,0625 \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{15}{7.8} = 0,031 > 0,10 \times \frac{26.9}{22.86} = 0,117 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 7.7 < 4,2 \times \frac{100 \times 13}{400} = 14,7 \dots \text{condition vérifiée} \end{array}$$

La première condition non vérifiée. Donc il faut vérifier la flèche.

↳ **Vérification de la flèche par la méthode d'inertie fissurée:**

Il faut que: $\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$.

Avec : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$.

↳ **Evaluation des charges :**

- p : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$p = \frac{(G_v + Q_v) \times L_v + (G_p + Q_p) \times L_p}{L} = \frac{(7,52 + 2,5) \times 3,3 + (5,35 + 2,5) \times 1,5}{4,8} = 9,34 \text{ KN/ml}$.

- g : l'ensemble des charges permanentes.

$g = \frac{G \times L_v + G_p \times L_p}{L} = \frac{7,52 \times 3,3 + 5,35 \times 1,5}{3,75} = 6,84 \text{ KN/ml}$.

- J : l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre

Des revêtements J=5,01KN/ml.

↳ **Position de l'axe neutre:**

$Y = \frac{15 A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7,5 A_s^2}} - 1 \right) \Rightarrow Y = \frac{15 \times 7.7}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13 \times 7.7}{7,5 \times 7.7^2}} - 1 \right) = 4.39 \text{ cm}$.

↳ Calcul du moment d'inertie de la section total par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b \cdot Y^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2 = \frac{100 \times 4.39^3}{3} + 15 \times 7.7 \times (13 - 4.44)^2 = 11382.4 \text{ cm}^4.$$

L'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 7.7 \times \left(\frac{15}{2} - 3 \right)^2 \Rightarrow I_0 = 30463.875 \text{ cm}^4.$$

Calcul des sollicitations :

$$M_p = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{9,34 \times 4.8^2}{8} = 26.9 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{6,84 \times 4.8^2}{8} = 19.7 \text{ KN.m.}$$

$$M_j = \frac{J \cdot L^2}{8} = \frac{5,01 \times 4.8^2}{8} = 14.4 \text{ KN.m.}$$

Calcul des contraintes :

$$K' = \frac{M_p}{I} = \frac{26.9}{11382.4} \times 10^3 = 2.363$$

$$K'' = \frac{M_g}{I} = \frac{19.7}{11382.4} \times 10^3 = 1,731..$$

$$K''' = \frac{M_j}{I} = \frac{14.4}{11382.4} \times 10^3 = 1,265.$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bcp} = K' \cdot Y = 2,363 \times 4.39 = 10.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcg} = K'' \cdot Y = 1,731 \times 4.39 = 7.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcj} = K''' \cdot Y = 1,397 \times 4.39 = 5.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.condition vérifiée.}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{sp} = 15K'(d - Y) = 15 \times 2,363 \times (13 - 4.39) = 305.2 \text{ MPa} > \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa. .condition non vérifiée.}$$

$$\sigma_{sg} = 15K''(d - Y) = 15 \times 1,731 \times (13 - 4.39) = 223.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{sJ} = 15K''(d - Y) = 15 \times 1,265 \times (13 - 4.36) = 163.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa. ...condition vérifiée.}$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{7.7}{100 \times 13} \Rightarrow \rho = 0,0059 .$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0059 \times 5} = 3.56.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1,43.$$

$$\mu_{sP} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sP} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0059 \times 305.2 + 2,1} = 0,605.$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0059 \times 223.56 + 2,1} = 0,51.$$

$$\mu_{sJ} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sJ} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0059 \times 163.9 + 2,1} = 0,38$$

Calcul des inerties fissurées:

$$I_{fP} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sP}} = \frac{1,1 \times 30463.875}{1 + 3.56 \times 0.603} = 10625.4 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 30463.875}{1 + 3.56 \times 0,51} = 11901.65 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fJ} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sJ}} = \frac{1,1 \times 30463.875}{1 + 3.56 \times 0,422} = 14242.72 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fgV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 30463.875}{1 + 1,424 \times 0,51} = 19539.52 \text{ cm}^4.$$

Calcul des flèches:

$$E_i = 11000\sqrt{f_{c28}} = 32164,2\text{MPa} \quad \text{Et} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4\text{MPa}.$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ip} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = \frac{26.9 \times 4.8^2}{10 \times 32164,2 \times 10053.85 \times 10^{-5}} = 0,018 \text{ m}.$$

$$f_{gi} = \frac{M_{ig} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{19.7 \times 4.8^2}{10 \times 32164,2 \times 11379.55 \times 10^{-5}} = 0,012 \text{ m}.$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ij} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = \frac{14.4 \times 4.8^2}{10 \times 32164,2 \times 14242.72 \times 10^{-5}} = 0,0072 \text{ m}.$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ig} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{19.7 \times 4.8^2}{10 \times 10721,4 \times 18479.13 \times 10^{-5}} = 0,0076 \text{ m}.$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0076 - 0,0072 + 0,018 - 0,012 = 0,064 \text{ m}.$$

$$\Delta f = 0,0064 \text{ m} \leq \bar{f} = 0,0096 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition de flèche est vérifiée, donc on conserve la section que calcules.

f. Dessin de ferrailage d'escalier

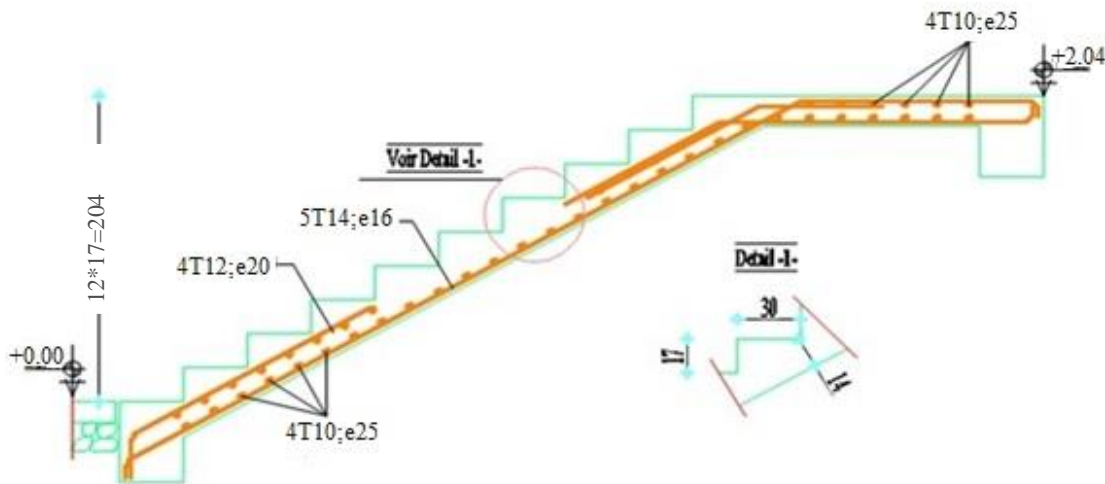


Figure III.15. Schéma Ferrailage des escaliers

III.4.1 Calcule de la poutre palière :

La hauteur de la poutre et limitée comme suite :

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

Avec : $L=260\text{cm}$

$$\Rightarrow 17 \text{ cm} \leq h \leq 26\text{cm}$$

Donc on prend $h = 30\text{cm}$.

• La largeur de la poutre est limitée comme suite :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 25\text{cm}$$

Pour une section raisonnable on prend $b = 25\text{cm}$.

1. Vérification de la condition de L’RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ h/b = 30/25 = 1.2 < 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section de la poutre palière est $(25 \times 30)\text{cm}^2$.

2. Evaluation des charges :

- Le poids propre de la poutre : $G_{Poutre-p} = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,87\text{KN/ml}$
- Poids de volée : $G_v = 7.52(3.3\sin 32.51/2) = 6.94 \text{ KN/ml}$.
- Poids de palier : $G_p = 5.35 \times 1,35 = 8.025 \text{ KN/ml}$.
- Poids de mur extérieur : $G_{mure-extérieure} = 2,76 \times h = 2,76 \times (2.04 - 0,30) = 4.8\text{KN/ml}$
- Charge d’exploitation sur palier : $Q = 2.5 \times 0,25 = 0,62\text{KN/ml}$.
- Charge d’exploitation sur la volée : $Q = 2,5 (2,4\sin 32,51/2) = 2.3\text{KN/ml}$.
 - **$G = 19.765 \text{ KN/ml}$**
 - **$Q = 2.92\text{KN/ml}$**

E.L.U : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 31.06\text{KN/ml}$

E.L.S : $Q_s = G + Q = 22.685\text{KN/ml}$

3. Calcul des sollicitations :

↳ Calcul de l'effort tranchant (V), les moments en travée (M_t) et en appui (M_a) :

$$V = q \times \frac{L}{2} \quad ; M_o = q \times \frac{L^2}{8}$$

D'après l'article A.8.2, 32 de BAEL 91 modifié 99 on admet un moment en travée égal à $M_{travée} = 0,85 \times M_o$ et en appui $M_{appui} = 0,3 \times M_o$

Tableau III.6 : Calcule les sollicitations de la poutre palière.

sollicitations	V (KN)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
À P.E.L.U	40.38	26.25	22.32	7.875
À P.E.L.S	29.49	19.17	16.3	5.75

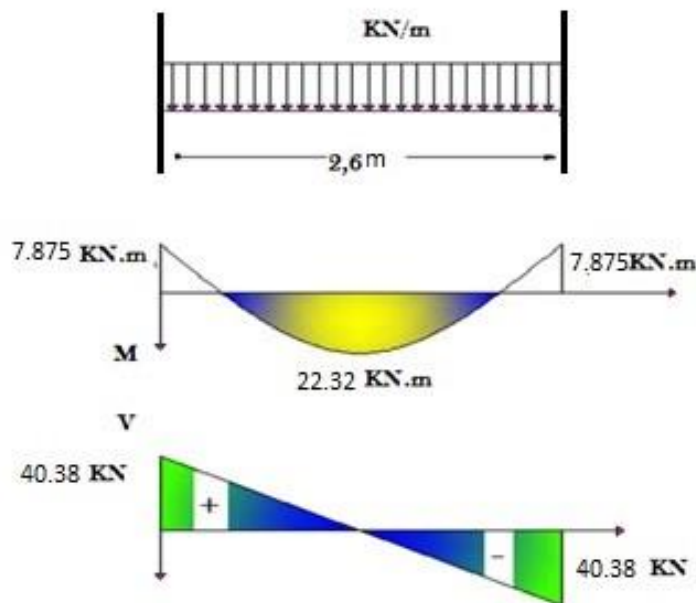


Figure III.16. Diagramme des sollicitations – E.L.U

4. Calcul de ferrailage :

↪ **En travée :**

$$\text{Le moment max en travée : } \begin{cases} M_{tu} = 22.32 \text{ KN.m.} \\ M_{ts} = 16.3 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{22.32}{16.3} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22.32}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,080$$

$$\mu_{bu} = 0,080 < \mu_{lu} = 0,286 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08}) \Rightarrow \alpha = 0,104 < 0,259 \Rightarrow \text{PivotA.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 28 \times (1 - 0,4 \times 0,104) \Rightarrow Z_b = 26.83 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{22.32 \times 10^3}{26.83 \times 348} \Rightarrow A_s = 2.39 \text{ cm}^2.$$

↪ **En appui :**

$$\text{Le moment max en appui : } \begin{cases} M_{au} = 7.875 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 5.75 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.875}{5.75} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,341 \times 1,43 - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.875}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0283.$$

$$\mu_{bu} = 0,0283 < \mu_{lu} = 0,293 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0283}) \Rightarrow \alpha = 0,0359 < 0,293 \Rightarrow \text{PivotA.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 28 \times (1 - 0,4 \times 0,0359) \Rightarrow Z_b = 27.6 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{7.875 \times 10^3}{27,6 \times 348} \Rightarrow A_s = 0,82 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armatures transversales**

Selon RPA99 (version 2003), la section des aciers transversales donne par: $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,2\right) \Rightarrow S = 7,5\text{cm}, \text{ (Dans la zone nodale).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 7,5 \times 25 = 0,56\text{cm}^2$$

$$S \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm}, \text{ On prend } S = 15\text{cm} \text{ (dans la zone courante).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12\text{cm}^2$$

Vérification à E.L.S

- ♦ Section rectangulaire
- ♦ Fissuration peu préjudiciable
- ♦ Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{22,32}{16,3} = 1,37$$

$$\alpha = 0,092 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,875}{5,75} = 1,37$$

$$\alpha = 0,032 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de vérification à l'ELS.

↪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right\} = \min\{3,33, 5 \text{ Mpa}\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{40,38}{0,25 \times 0,28} \Rightarrow \tau_u = 576,85 \text{ KN/m}^2 = 0,576 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,576 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

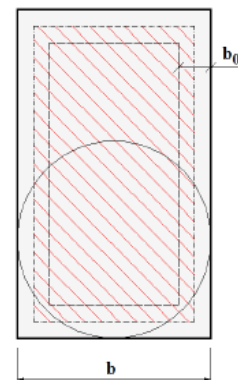
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{260} = 0,115 \geq 0,0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,115 \geq 0,085 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ 4,2 \frac{b \cdot d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,2 \times \frac{25 \times 28}{400} = 7,35 > A_s = 2,39 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la flèche est vérifiée.

❖ **Calcul de la poutre palier à la torsion**

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une

section pleine se calcul comme suit $\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$



T_u : Le moment de torsion.

b_0 : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

Ω : L'air du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,17 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,17) \times (30 - 4,17) = 538,03 \text{ cm}^2.$$

Le moment de torsion est : $T_u = M_{au} = 22.32 \text{ KN.m}$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{22.32}{2 \times 538,03 \times 4,17} \times 10^3 \Rightarrow \tau_u = 4,97 \text{ MPa}$$

a. Détermination de l'armature de torsion :

✎ **Armatures longitudinales**

$$A_t = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,17) + (30 - 4,17)] = 93,32 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{93,32 \times 22.32}{2 \times 538,03 \times 347.8} \times 10^3 = 5.56 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage total :

- **En travée**

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} \Rightarrow A_{s\text{-total}} = 5.56 = 5.56 \text{ cm}^2$$

Donc on prendre pour le travée : **6T12** Avec $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage minimal**

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,845 \text{cm}^2 \leq 16,07 \text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En appui :**

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_s \Rightarrow A_{s\text{-total}} = 5,56 + 0,82 = 6,38 \text{cm}^2$$

Donc on prend pour l'appui : **6T12** Avec $A_s = 6,79 \text{cm}^2$

❖ **Ferraillage minimal**

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,854 \text{cm}^2 \leq 16,07 \text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Ferraillage minimal de la section :**

D'après le RPA99 version 2003, (art 7.5.2.1):

$$A_{\min} \geq 0,5\% \times b \times h = 3,75 \text{cm}^2$$

$$A_s = 13,58 \text{cm}^2 > A_{\min} (RPA) = 3,75 \text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Armatures transversales

- **En travée**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{22,32 \times 15}{2 \times 538,03 \times 347,8} \times 10^3 = 0,82 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,82 + 1,12 = 1,94 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t = 2,01 \text{cm}^2$.

L'espacement $S = 15 \text{cm}^2$.

- **En appui :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{\text{torsion}} = \frac{22,32 \times 10}{2 \times 538,03 \times 347,8} \times 10^3 = 0,596 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,51 + 0,56 = 1,07 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t = 2,01 \text{cm}^2$.

L'espacement $S = 10 \text{cm}^2$.

❖ **Dessin de ferraillage de la poutre palière.**

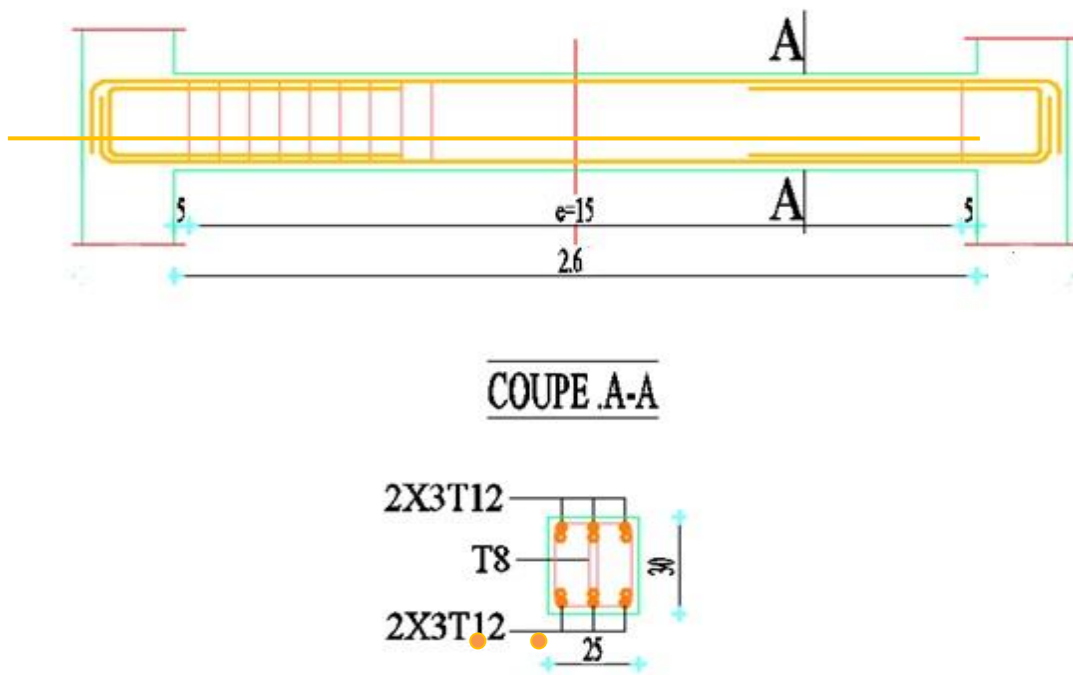


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5.LES BALCONS

Les balcons et les charges dont ils sont soumis sont représentés sur la figure suivante:

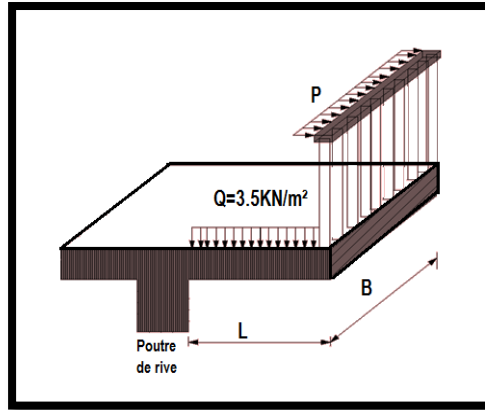


Figure III.18 : Charges sur balcons

Les balcons sont assimilés à un consol encastré au plancher soumise a sont poids propre (G) et la surcharge d'exploitation (Q) et Une charge concentrée(P) linéaire horizontale à 1m de hauteur (en tête du garde-corps).

Garde-corps :est l'ensemble d'éléments formant une barrière destinée à protéger les personnes de chute et à retenir des objets. D'épaisseur $\leq 20\text{cm}$ et une hauteur de 1m.

Comme le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est considéré préjudiciable alors le calcul se fait à l'ELU et à l'ELS pour une bonde de **1m** de largeur en flexion simple.

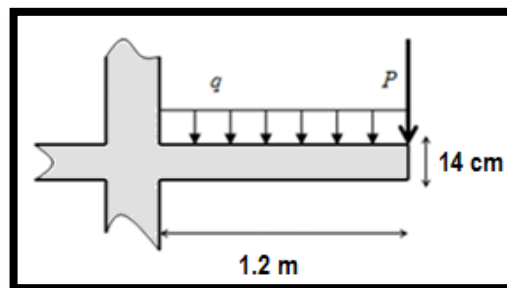


Figure III.19 : Schéma statique du balcon.

III.5.1 Evaluation des charges :

$$G_{balcon} = 5.27 \times 1 = 5.27 \text{KN/ml}$$

$$Q_{balcon} = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{KN/ml}$$

$$P = 0.6 \text{ KN/m}^2 \text{ (pour les bâtiments)}$$

III.5.2 Sollicitations :

$$\begin{cases} M_u = (1.35G + 1.5Q) \frac{L^2}{2} + 1.5 PL \\ V_u = (1.35G + 1.5Q)L \end{cases} \begin{cases} M_{ser} = (G + Q) \frac{L^2}{2} + PL \\ V_{ser} = (G + Q)L \end{cases}$$

	Moment	L'effort tranchant
ELU	9.98KN.m/ml	14.82KN/ml
ELS	7.03KN.m/ml	10.52 KN/ml

Tableau III 06:moment et l'effort tranchant

III.5.3 Calcule de ferrailage :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.98}{7.03} = 1.419 \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.307$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{9.98}{1 \times 0.11^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.049 < \mu_{lu} = 0.307 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.063 \rightarrow \alpha < 0.259 \Rightarrow \text{Donc ELU atteint au pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.117m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{9.98}{0.117 \times 348 \times 10^3} = 2.45 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow \begin{cases} A'_s = 0 \\ A_s = 2.45 cm^2 \end{cases}$$

✓ **Choix le diamètre d'armature :**

D'après le BAEL 91 les armatures doivent avoir satisfaisant la condition :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \rightarrow \emptyset \leq \frac{140}{10} \rightarrow \emptyset \leq 14 mm$$

✓ **Condition de non-fragilité :** selon le BAEL91 Article [B.6.4]

$$A_s min \geq \max\left\{\frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \rightarrow A_s min \geq \max\left\{\frac{100 \times 14}{1000}, 0.23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400}\right\}$$

$$A_s min \geq \max\{1.4, 1.45\} \rightarrow A_s min = 1.45 cm^2$$

$$A_s \geq A_s min \dots \dots \dots CV$$

On adopte → **4HA12** avec : $A_s = 4,62 cm^2$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{3h, 33\} \rightarrow S_t \leq \min\{42,33\} cm$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 33cm \quad CV$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{4,62}{4} = 1.155 cm^2 \rightarrow \text{on adopte } \mathbf{4HA10} \text{ avec } A_r = \mathbf{3.14 cm^2}$$

III.5.4 Les Vérification :

❖ **Vérification de l'effort tranchant :** selon le BAEL91 Article (5.1.2.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{14.82}{1 \times 0.11} = \mathbf{0.123.5MPa}$$

D'après le BAEL91, lorsque la fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4MPa \end{array} \right\} \rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5MPa \\ 4MPa \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u \leq 2.5MPa \dots \dots \dots CV$$

❖ **Vérification à L'ELS:**

-Contrainte limite de compression du béton est: d'après le (BAEL91): $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

-Contrainte limite de traction de l'acier(BAEL91) en fissuration préjudiciable: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} \rightarrow \min \{266.6, \max(200, 202)\} = 202MPa$$

-Pour une section rectangulaire partiellement comprimée sont calculées comme suit :

La position de l'axe neutre $b y^2 + 30A_s y - 30dA_s = 0$ dont la solution est:

$$100y^2 + 30 \times 4,62y - 30 \times 12 \times 4,62 = 0 \rightarrow 100y^2 + 138.6y - 1524.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 793.12 \rightarrow y = 3.273cm$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{100 \times 3.273^3}{3} + 15 \times [4.62(11 - 3.273)^2] \rightarrow I = \mathbf{5306.40cm^4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 = \frac{6.58 \times 10^3}{5306.4} (3.273) = 4.06MPa \leq 15MPa \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - \gamma_1) = 15 \frac{6.58 \times 10^3}{5306.4} (12 - 3.273) = 143.72MPa \leq 202MPa \dots \dots \dots CV$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Il est inutile de vérifier la flèche si les conditions ci-dessous vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.125 \geq 0.0625 \dots \dots \dots CV$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0^s} / M_t = M_0 \rightarrow 0.125 \geq 0.1 \dots \dots \dots CV$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0038 < 0.015 \dots \dots \dots CV$

Ces trois conditions est vérifiées donc ne doit pas de calculer la flèche.

Dessin de ferrailage

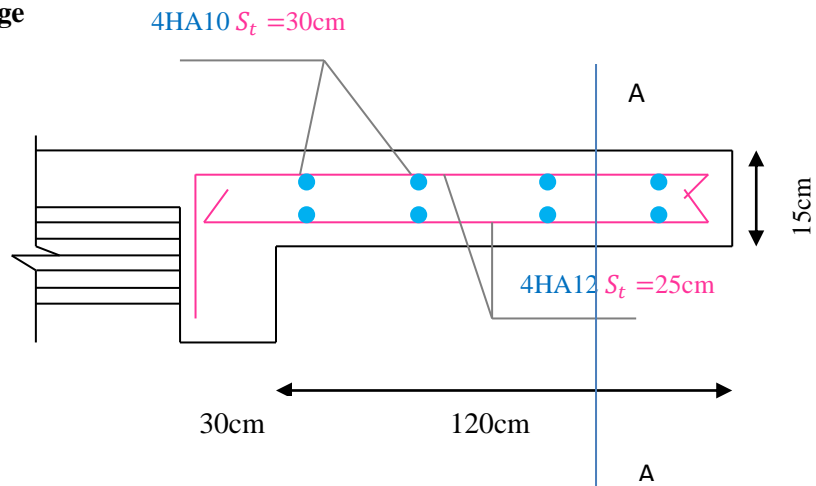


Figure III.20 : Schéma ferrailage du balcon.

III.6. Etude de l'ascenseur : [4]

III.6.1. Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

III.6.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1.80m$ et $l_y = 2.60m$ donc une surface $S = 1.80 \times 2.60 = 4.68m^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.60}{20} = 0.13m \text{ Soit } e = 20cm.$$

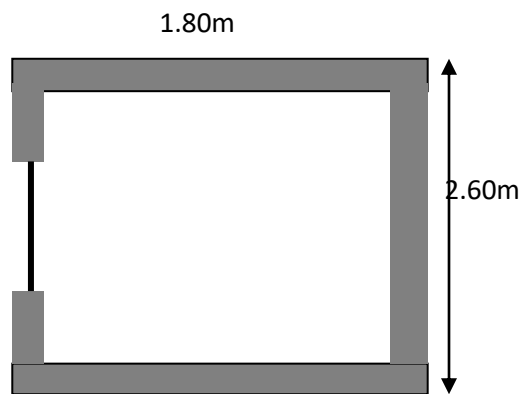


Figure III.21: Cage d'ascenseur

1) Evaluation des charges :

L'ascenseur à adopter est le model **SCHINDLER SMART MRL 001**.

Les caracteristiques de ce dernier sont :

Cabine = 595 + 549 Kg

Contre poids = 910 + 921 Kg

Charge = 630 Kg

Treuil = 400 Kg

Les cables = 250 Kg

Capacité = 8 personnes

Course = 40 m

Vitesses = 1m/s

Puissance moteur = 6.7 Kw

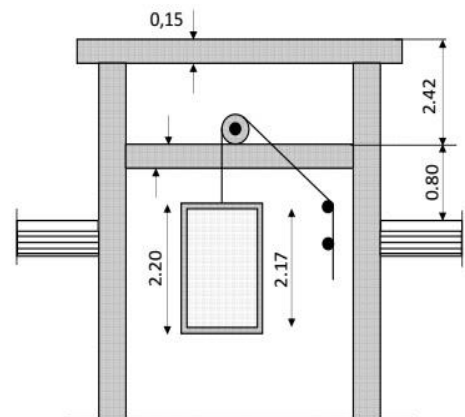


Figure III.22: Schématisation de la salle machine

- Charge permanente de la machine = 595 + 910 + 400 + 250 + 549 + 921=3625 Kg
- Poids de la cabine et ces accessoires : C = 595 + 400 + 250 + 549 =17.94 KN
- Sur charge minimal (8 personnes) : N = 6.3 KN
- Poids de contrepoids : J =910 + 921 =18.31 KN

2) Détermination de la force d'inertie :

Le mouvement dans l'ascenseur passe par trois phases :

- Mouvement uniformément accéléré « démarrage »
- Mouvement uniformément silencieux « commandé par le treuil »
- Mouvement retardé « freinage »

D'après le 2^{ème} loi de newton : $\sum F = m \times g$ avec

$g= 10 \text{ m/s}^2$

$T_1 - C - N = (m_c + m_n)$

$T_1 = (m_c + m_n)a + C + N$

(a = 0,5) donnée technique

$T_1 = (1,794 + 0,630) \times 0,5 + 17,94 + 6.3 = 25.452 \text{ KN}$

$F_i = T_1 + T_2$ dont $T_1 = T_2$

$F_i = 2T_1 = 50.904 \text{ KN}$

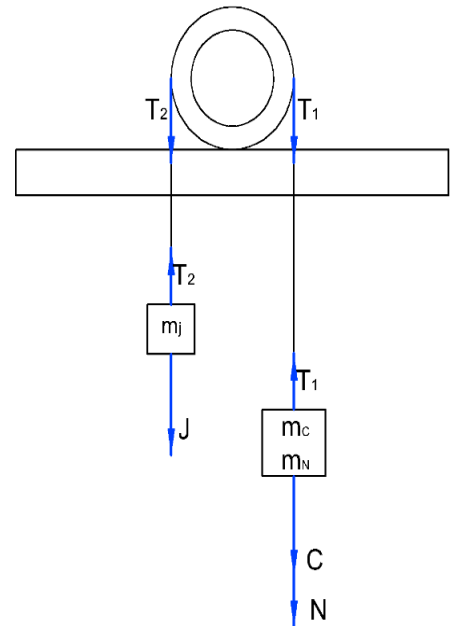


Figure III.23. Schéma statique d'un ascenseur

3) Détermination de La force dynamique :

On néglige l'amortissement dû au treuil et on suppose que le moteur est équilibré (pas d'excentricité) car l'amortissement présente beaucoup moins d'importance pour la réponse maximale que dans le cas de charge périodiques.

Puisque on ignore la fonction qui représente la charge impulsive, on va prendre un spectre qui nous donne la réponse maximale la plus défavorable (c'est le cas d'une impulsion rectangulaire) dont le facteur d'amplification dynamique D=2.

$F_p = D \times (C + N) = 2 \times (17.94 + 6.3) = 48.48 \text{ KN}$

4) Les charges sollicitant la dalle machinerie :

- Poids de la Cabine et ces accessoires : C = 17.94 KN
- Surcharge nominal : N = 6.3 KN
- Poids du contre poids : J =18.31 KN
- Poids de treuil $G_2= 4 \text{ KN}$

- Poids propre de la dalle : $G = (0.20 \times 25) + (0.04 \times 25) = 6 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation répartie : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Force d'inertie : $F_i = 50.904 \text{ KN}$
- Force due à l'effet dynamique : $F_p = 48.48 \text{ KN}$
-

5) Combinaison des charges :

Charge répartie :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6 + 1.5 \times 1 = 9.6 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6 + 1 = 7 \text{ KN}$$

Charge concentrée :

ELU :

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(17.94 + 18.31 + 4 + 50.904 + 48.48) + 1.5 \times 6.3 = 197.95 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } p_s = G + Q = (17.94 + 18.31 + 4 + 50.904 + 48.48) + 6.3 = 145.93 \text{ KN}$$

6) Calcul des sollicitations :

↳ *Sous charge uniformément répartie :*

$$q_u = 9.6 \text{ KN}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{260} = 0,692$$

$\rho = 0.692 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens (x et y).

μ_x et μ_y sont des coefficients fonction de ρ et de ν

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.692 \\ \nu = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0693 \\ \mu_y = 0.423 \end{array} \right\}$$

$$M_x = 0.0693 \times 9.6 \times 1.8^2 \Rightarrow M_x = 1.987 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0.423 \times 1.72 \Rightarrow M_y = 0.840 \text{ KNm}$$

➤ moments en travées sont :

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 1.987 = 1.689 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 0.84 = 0.714 \text{ KN.m}$$

➤ moments en appuis sont :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 * M_x = 0,3 * 1.987 = 0.596 \text{ KN.m}$$

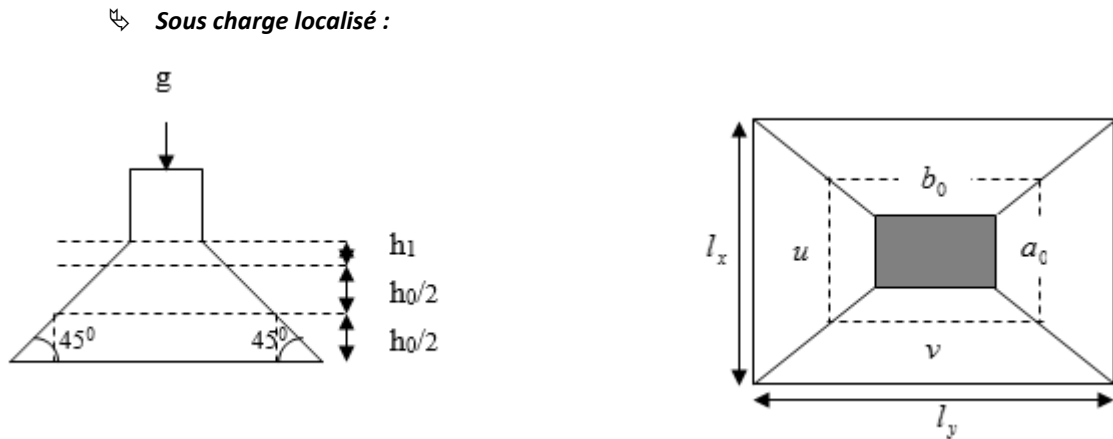


Figure III.24.Schéma représentant la surface d'impact.

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

h_0 : Epaisseur de la dalle

h_1 : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement en béton armé $\Rightarrow \xi = 1$)

$$\text{On a une vitesse } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

Calcul des moments selon le BAEL 91

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$

Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} , \quad \frac{U}{l_x} , \quad \frac{V}{l_y} .$$

On $\rho = \frac{180}{260} = 0,7$, $\frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0.58$, $\frac{V}{l_y} = \frac{105}{260} = 0,4$

A partir l'abaque de PIGEAUD on obtient :

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.105 \\ M_2 = 0.088 \end{cases}$$

✚ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 197.95 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 197.95 \times 0.105 = 20.78 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 197.95 \times 0.088 = 17.41 \text{ KNm} \end{cases}$$

✚ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$M_{x2} = 1.01 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0.84 \text{ KNm}$$

✚ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 20.78 + 1.01 = 21.79 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 17.41 + 0.84 = 18.25 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ moments en travées sont :

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 21.79 = 18.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 18.25 = 15.51 \text{ KN.m}$$

➤ moments en appuis sont :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 * M_x = 0,3 * 21.79 = 6.54 \text{ KN.m}$$

7) Ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur, sollicité à la flexion simple.

Avec : $d' = 2.5 \text{ cm}$; $d = 17.5 \text{ cm}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ²)	A_a calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens x-x	18.52	6.54	3.11	1.08	4T12=4.52	4T12=4.52
Sens y-y	15.51	6.54	2.59	1.08	4T12=4.52	4T12=4.52

Tableau III 07: Les résultats Ferrailage

8) Vérification :

* **L'espacement :**

En travée (suivant x et suivant y) :

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \{60,33\} = 33 \text{ cm}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \{80,45\} = 45 \text{ cm}$$

* **Condition de non fragilité :**

En travée (suivant x et suivant y) :

D'après le (BEAL91/révisée99/B.7.4), le taux minimal d'acier pour chaque direction est comme suit :

$$A_{s,min,x} \geq 0.0008 \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) b \cdot d = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.69}{2} \right) \times 100 \times 17.5 = 1.615 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min,y} \geq 0.0008 \cdot b \cdot d = 0.0008 \times 100 \times 17.5 = 1.4 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s,x} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{s,min,x} = 1.615 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$A_{s,y} = 314 \text{ cm}^2 \geq A_{s,min,y} = 2.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

En appuis :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{2; 2,11\} = 2,11 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s,min} = 2,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

*** Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{u,x} = \frac{p_u l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{197,95 \times 1,8}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,69}{2}} = 132,45 \text{ KN}$$

Selon (BEAL 91/révisées 99/A.5.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{132,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,175} = 0,7568 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc : $\tau_u = 0,751 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

*** Vérification des contraintes à l'ELS :**

🔗 Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} à l'ELS :

$$P_{ser} = 145,93 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_s \times (M_1 + \nu \times M_2) = 145,93(0,105 + 0,2 \times 0,088) = 17,89 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + \nu \times M_1) = 145,93(0,088 + 0,2 \times 0,105) = 15,91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

🔗 Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_s = 7 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,7 \\ \nu = 0,2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0630 \\ \mu_y = 0,791 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = 0,0630 \times 7 \times 1,8^2 \Rightarrow M_x = 1,43 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0.791 \times 1.43 \Rightarrow M_y = 1.13 \text{ KNm}$$

🌈 **La superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17.89 + 1.43 = 19.32 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.91 + 1.13 = 17.04 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ moments en travées sont :

$$M_x^t = 0.85 * M_x = 0.85 * 19.32 = 16.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y = 0.85 * 17.04 = 14.44 \text{ KN.m}$$

➤ moments en appuis sont :

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 * M_x = 0.3 * 19.32 = 5.79 \text{ KN.m}$$

On a :

$$M_{max} = M_x^t = 16.42 \text{ KN.m}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4.52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 17.5}{7.5 \times 4.52}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3.99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2] = \frac{100 \times 3.99^3}{3} + 15 \times 3.93(17.5 - 3.99)^2 \Rightarrow I = 12876.93 \text{ cm}^4$$

Par conséquent :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{16.42 \times 10^{-3}}{12876.93 \times 10^{-8}} \times 3.99 \times 10^{-2} = 5.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) = \frac{16.42 \times 10^{-3}}{12876.93 \times 10^{-8}} \times (0.175 - 0.04) = 16.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 16.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

* **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$Q_u = 197.95 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.20 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 630 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

* **Vérification de la flèche :**

D'après (BEAL 91/révisées 99/B.6.5.1),

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right] \\ A_s \leq \frac{4.2 b d}{f_e} \\ L \leq 8.00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$h = 20 \text{ cm}; l = 2.6 \text{ m}; M_t = 16.42 \text{ KN.m/ml}; M_0 = 19.32 \text{ KN.m/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} \geq \left[\frac{2.6}{16}; \frac{16.42 \times 2.6}{10 \times 19.32} \right] = 18.69 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 17.5}{400} = 18.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ L = 2.6 \leq 8.00 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

9) Schéma de ferrailage de la dalle de machine :

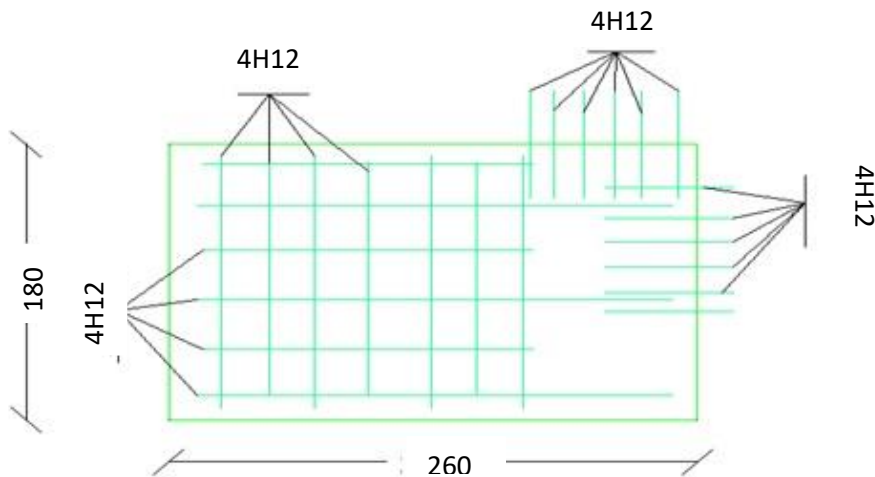


Figure III.25. Schéma de ferrailage de la dalle de machine.

III.7. Conclusion:

Dans ce chapitre on a ferrillé les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance.

Chapitre IV

Etude sismique

IV.1 Introduction [5]

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement du sol (rupture) le long d'une faille active à partir d'un point appelé foyer ou hypocentre.

Le point en surface (champs libre) situé à la verticale de l'hypocentre est appelé l'épicentre du tremblement de terre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérographe est appelée distance épacentrale.

Dans les conditions réelles, les mouvements sismiques (accélération, vitesse et déplacement) sont des mouvements qui se propagent au hasard dans les trois directions de l'espace. Les structures sont donc soumises à un mouvement de translation à trois composantes, qui s'exercent dans deux directions horizontales perpendiculaires et dans la direction verticale et à un mouvement de rotation correspond à une torsion autour d'un axe vertical et à deux mouvements de bascule autour des axes horizontaux.

Le mouvement vertical est généralement plus faible que le mouvement horizontal (entre 1/2 à 1/3), sauf dans la zone épacentrale où la composante verticale du mouvement peut être plus forte.

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- 1- Par la méthode statique équivalente.
- 2- Méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

IV.2.1 Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

N.B : cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

✓ le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et II_a et à 30m en zone II_b et III.

Pour notre bâtiment situé en zone II_a est d'une hauteur $h = 31.62\text{m} < 65\text{m} \dots \text{CV}$

✓ Régularité en plan :

$$* \frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \rightarrow 0.55 < 0.25 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$* \frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \rightarrow 0 < 0.25 \dots \dots \dots CV$$

Donc le bâtiment classé non régulière en plan

➤ Régularité en élévation :

Il n'est aucun décrochement en élévation dans le bâtiment donc classée régulière en élévation.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on doit calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente pour la comparée avec celle donnée par la méthode dynamique.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

❖ Calcul de la force sismique totale : RPA99/Version 2003 Article (4.2.3)

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

- Coefficient d'accélération :

Le coefficient d'accélération de zone I_a est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour un groupe d'usage 2 en Zone I_a on a : $A = 0.15$

- Pourcentage d'amortissement critique ξ :

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.1 de valeurs ξ (%)

Nous avons un contreventement mixte (*voile-portique*) on prend $\xi = 7\%$

- Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

Ce coefficient est donné par :

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

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] art [4.2.3] des RPA 99/Version2003. On a pour un site S2 $\rightarrow T_2 = 0.4sec$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7\%)}} = 0.882 \geq 0.7$$

T : la période fondamentale de la structure $T = C_T h_N^{3/4}$.

- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau: $h_N = 31.62m$
- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] Pour les contreventements assurés partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $\rightarrow C_T = 0.05$

Donc : $T = 0.05 \times 31.62^{3/4} = 0.67 sec$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} / \quad D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3sec$$

Avec :

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 21.6; \quad D_y = 11.6m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,62s \\ T_y = 0,84s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow \min(0,62; 0,67) = 0,6s > T_2 = 0.62s$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow \min(0,84; 0,67) = 0,74s > T_2 = 0.67s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0,4}{0,62}\right)^{2/3} = 1,64 \\ D_y = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0,4}{0,67}\right)^{2/3} = 1,56 \end{cases}$$

• **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Selon le tableau [4.3] des RPA99/version2003: R = 3.5

• facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure on fonction de :

- ❖ La redondance et de la géométrie des éléments de construction ;
- ❖ La régularité en plan et en élévation ;
- ❖ La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau qui suit :

Critère de qualité q	P_q		
	Observé	Non observé	valeur
1-Condition minimale sur les files de contreventement		×	0.05
2-Redondance en plan		×	0.05
3-Régularité en plan		×	0.05
4-Régularité en élévation		×	0.05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	×		0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	×		0
			$\sum P_q = 0.2$

Tableau IV.2: Les valeurs des pénalités sans x-x (RPA)

Donc : $Q = 1 + 0.2 = 1.2$

Critère de qualité q	P_q		
	Observé	Non observé	valeur
1-Condition minimale sur les files de contreventement		×	0
2-Redondance en plan		×	0.05
3-Régularité en plan		×	0.05
4-Régularité en élévation		×	0.05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	×		0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	×		0
			$\Sigma P_q = 0.2$

Tableau IV.2: Les valeurs des pénalités sans y-y (RPA)

Donc : $Q = 1 + 0.2 = 1.2$

- Poids total de la structure :

W : Poids total de la structure égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad i = 1,2,3 \dots n$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5] du RPA99/version 2003.

$$W = 31043.74 \text{ KN (valeur données par logiciel robot)}$$

La résultante des forces sismique statique à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$V_{st_x} = \frac{0,15 \times 1,64 \times 1,20}{3.5} \times 31043.74 = 2618.31 \text{ KN}$$

$$V_{st_y} = \frac{0,15 \times 1,56 \times 1,2}{3.5} \times 31043.74 = 2490.6 \text{ KN}$$

$$V_x = 2618.31 \text{ KN}$$

$$V_y = 2490.6 \text{ KN}$$

IV.3.Méthode d'analyse modale spectrale :

❖ Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de charge sismique de calcul la plus défavorable.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Résultats trouvées par logiciel ROBOT:

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) ROBOT structural analysis Professional 20018.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les principaux caractéristiques du progiciel Robot sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet,
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO,
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.),
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure grâce à une large gamme de solveurs dynamiques.

❖ Disposition des voiles de contreventement :

On à prendre en considération le plan d'architecture et le nombre maximal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment :

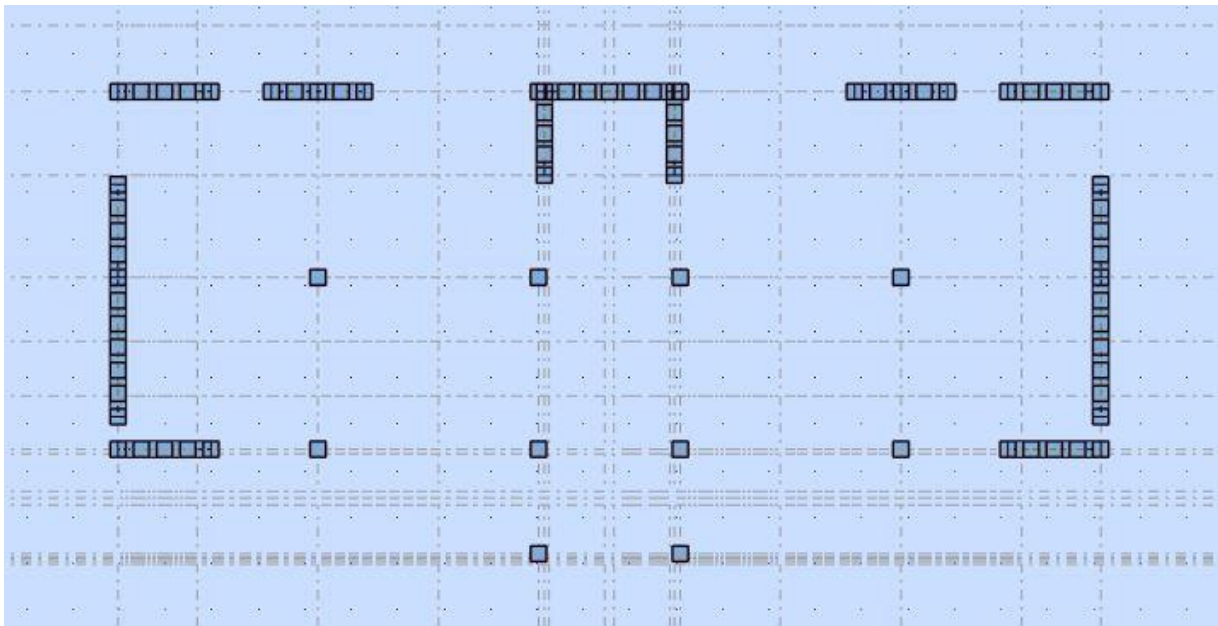


Figure IV.1. Disposition des voiles

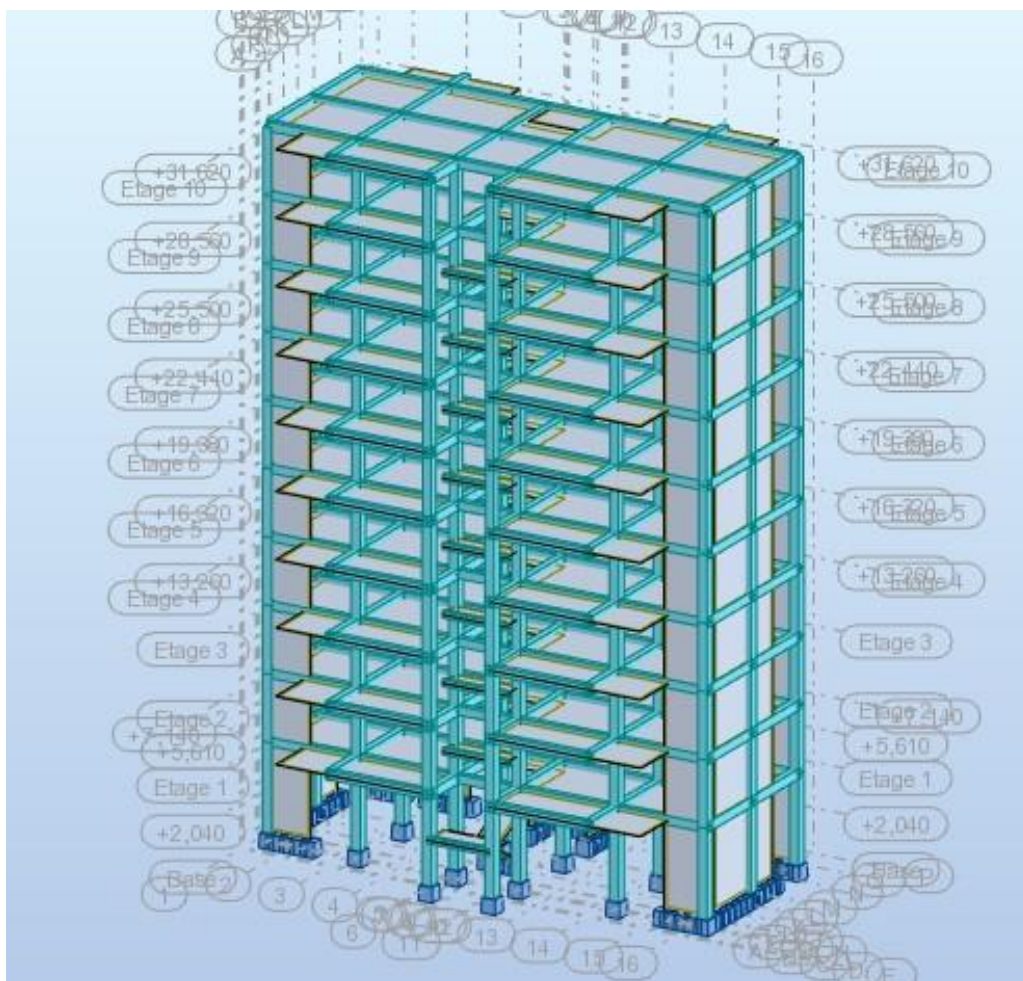


Figure IV.2. Vue générale du modèle

• **Les résultats dynamiques :**

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,31	0,76	71,55	0,00	71,55	0,00	3104373,59	3104373,59
3/ 2	1,55	0,65	71,56	71,99	0,00	71,98	3104373,59	3104373,59
3/ 3	2,30	0,43	72,94	71,99	1,38	0,00	3104373,59	3104373,59
3/ 4	4,67	0,21	88,07	71,99	15,13	0,00	3104373,59	3104373,59
3/ 5	5,45	0,18	88,07	88,67	0,00	16,68	3104373,59	3104373,59
3/ 6	8,29	0,12	88,15	88,67	0,08	0,00	3104373,59	3104373,59
3/ 7	9,46	0,11	93,44	88,67	5,29	0,00	3104373,59	3104373,59
3/ 8	10,01	0,10	93,44	93,44	0,00	4,77	3104373,59	3104373,59
3/ 9	14,01	0,07	93,44	95,62	0,00	2,18	3104373,59	3104373,59
3/ 10	14,45	0,07	95,69	95,62	2,25	0,00	3104373,59	3104373,59

Tableau IV.4: Résultat dynamique

↳ **Vérification de la masse modale** (art ; 4.3.4. RPA99 version 2003) est vérifiée :

Selon x : UX = 93.44 > 90% (mode 7) }
 Selon y : UY = 93.44% > 90% (mode 8) }condition vérifiée.

Après l'analyse de notre structure on présente les trois premiers modes :

1^{ère} période de T=0.76s F=1.31HZ :

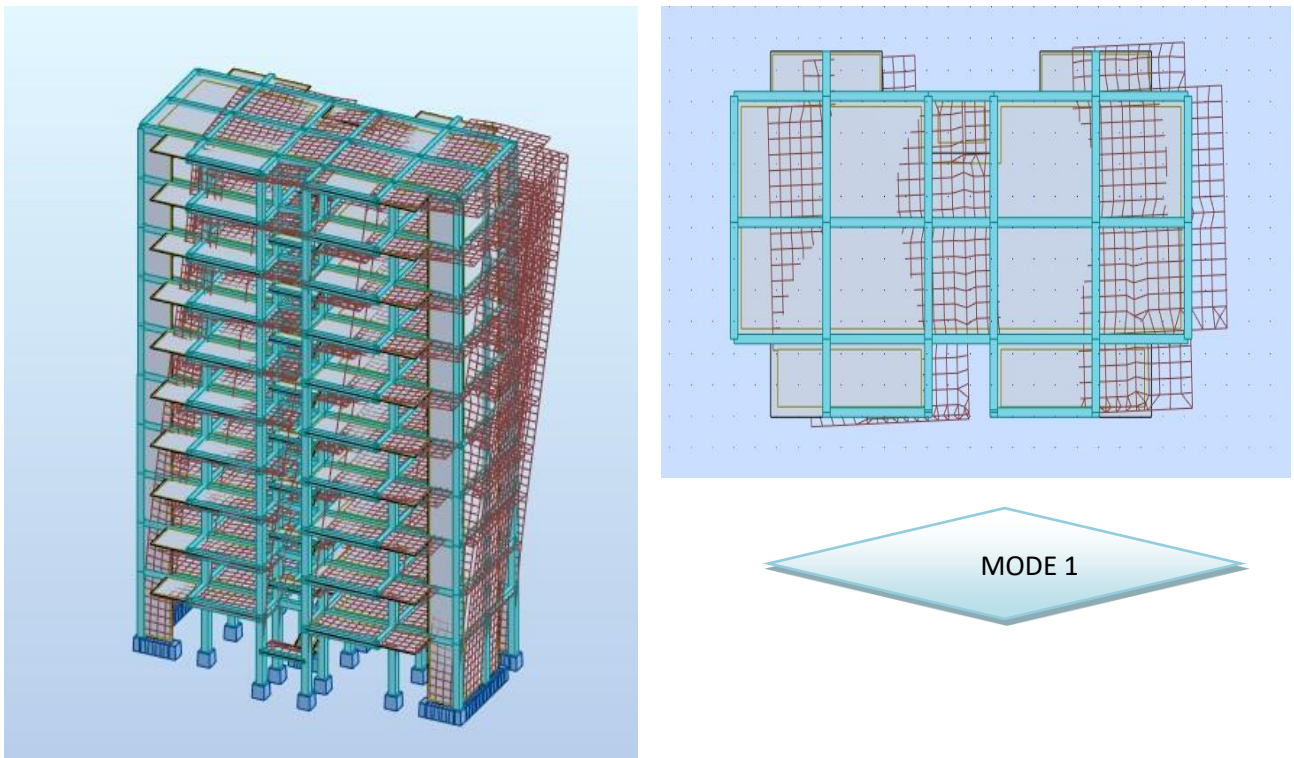


Figure IV.3. 1er mode - Vue déformée

2^{ème} période de $T=0.65s$ $F = 1.55HZ$:

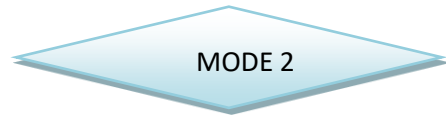
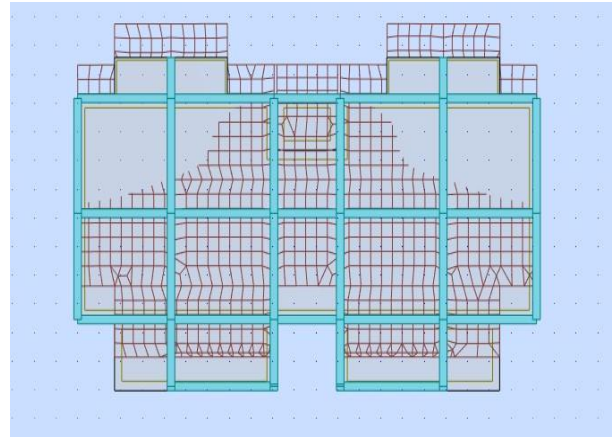
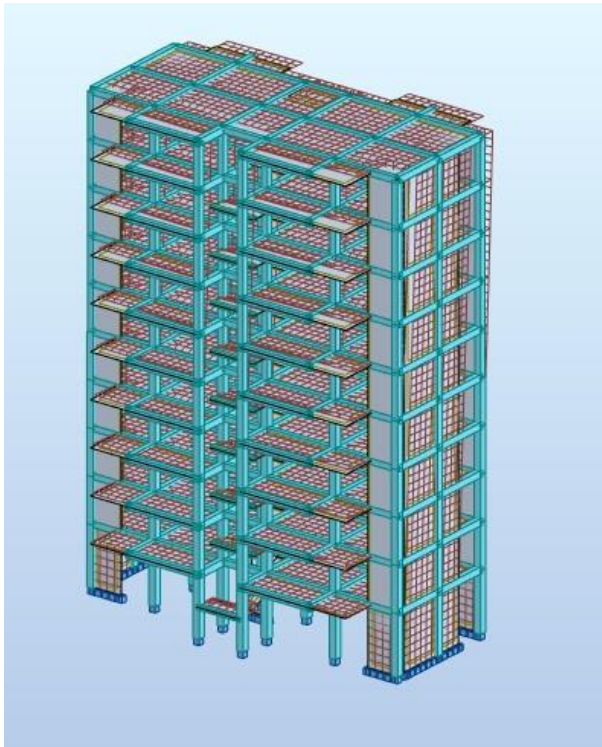


Figure IV.4. 2^{ème} mode - Vue déformée

3^{ème} période de $T=0.43s$ $F = 2.3HZ$:

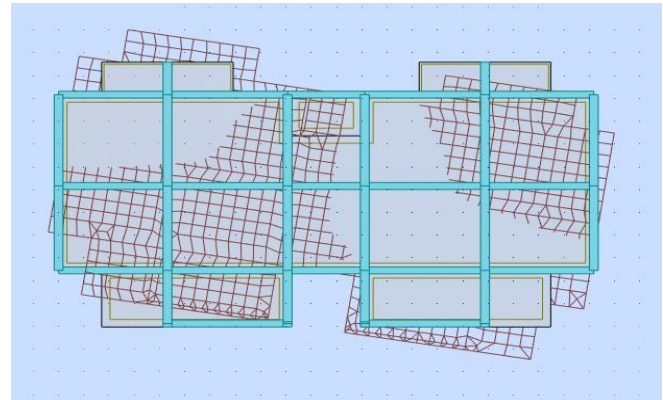
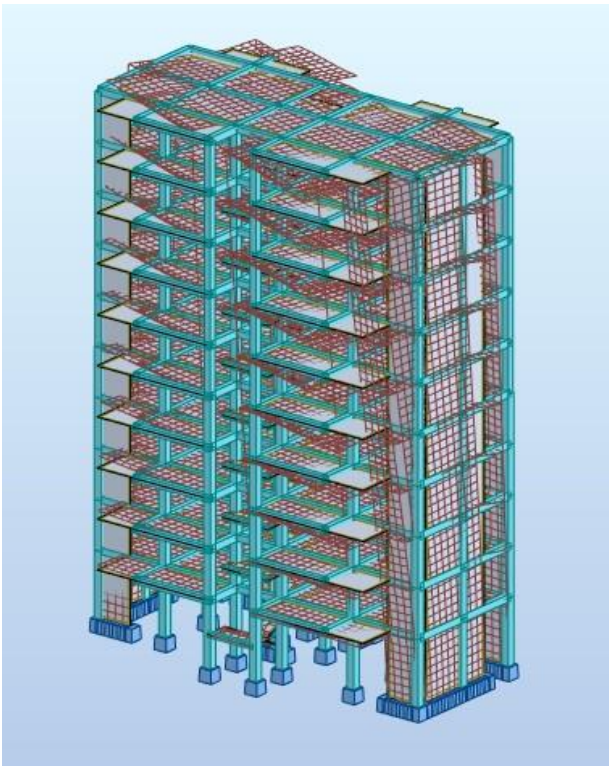


Figure IV.5. 3^{ème} mode - Vue déformée

❖ Vérfications divers :

↳ Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

Les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépassés celles estimés à partir des formules empiriques appropries de 30%.

$$T \text{ numérique} \leq 1.3 T \text{ empirique} \quad 0.76 \leq 1.3 \times 0.62$$

$$0.76 \text{ Sec} < 0.81 \text{sec} \dots \dots \dots \text{CV}$$

↳ Vérfication de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces à la base V_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques V_t déterminées par la méthode statique équivalents. (RPA99.article 4.3.6)

$$\begin{aligned} \text{sens x} &\rightarrow V_d = 2143.76 \\ \text{sens y} &\rightarrow V_d = 2395.14 \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{cases} \text{sens x} \rightarrow V_d = 2143.76 > 0.8 \times 2618.31 = \mathbf{2094.65KN} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \text{sens y} \rightarrow V_d = 2395.14 > 0.8 \times 2490.6 = \mathbf{1992.5KN} \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

❖ Calcule des déplacements totaux de chaque niveau :

Le déplacement absolue d'étage δ_K se calcul selon l'article 4.43 des règles RPA99v2003 par la formule suivante :

Avec :

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i ,

R : coefficient de comportement de la structure (égale à 5 pour le contreventement mixte avec justification d'interaction portiques voiles)

- Le déplacement relatif d'étage Δ_k se calcul selon le même article par la formule suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Où

δ_i : sont les déplacements absolus des niveaux k et k-1 respectivement.

- ✓ Vérification : les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser les déplacements admissibles ($\bar{\Delta}_k$) imposés par le « RPA.99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

$$\bar{\Delta}_k = 1\% \times H$$

➤ Sens transversal (X)

Etage	δ_{kx} (cm)	Δ_{kx} (cm)	1%H ($\bar{\Delta}$) (cm)	vérification
RDC	0.431	0,431	4.08	OK
1	1.006	0,575	3.06	OK
2	1.695	0,690	3.06	OK
3	2.445	0,749	3.06	OK
4	3.212	0.768	3.06	OK
5	3.986	0,774	3.06	OK
6	4.725	0,739	3.06	OK
7	5.414	0,689	3.06	OK
8	6.043	0,629	3.06	OK
9	6.603	0,560	3.06	OK

Tableau IV.5. Valeurs des déplacements calculées et admissibles (x-x)

➤ Sens transversal (y)

Etage	δ_{ky} (cm)	Δ_{ky} (cm)	1%H ($\bar{\Delta}$) (cm)	vérification
RDC	0.340	0.340	4.08	OK
1	0.778	0,438	3.06	OK
2	1.311	0,533	3.06	OK
3	1.898	0,587	3.06	OK
4	2.508	0,610	3.06	OK
5	3.139	0,631	3.06	OK
6	3.754	0,615	3.06	OK
7	4.340	0,586	3.06	OK
8	4.886	0,546	3.06	OK
9	5.390	0.504	3.06	OK

Tableau IV.6. Valeurs des déplacements calculées et admissibles (y-y)

➤ Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles

❖ *Calcul des moments de renversement d'étages:*

Le moment de renversement est calculé comme suit :

$$M_k = M_{k+1} + V_{k+1} \times h_e$$

Où :

M_i : Moment fléchissant de l'étage i.

h_e : Hauteur d'étage, pour notre cas on a :

→ $h_e = 3.06 \text{ m}$ Pour les étages courants. $M_k = M_{k+1} + V_{k+1} \times h_e$

→ $h_e = 4.08 \text{ m}$ Pour le RDC

Après l'application numérique on a aboutie aux résultats représentés dans le tableau suivant :

Etages 'K'	Effort tranchant [KN]		Moment de renversement [KN.m]	
	V_x	V_y	selon (x)	selon (y)
9	430.28	473.07	0	0
8	800.16	891.56	1316.65	1447.6
7	1089.15	1223.46	3765.14	4175.76
6	1328.57	1496.23	7097.94	7919.55
5	1530.35	1724.33	11163.36	12498.02
4	1707.19	1922.27	15846.23	17774.46
3	1861.69	2093.03	21070.23	23656.60
2	1989.46	2231.79	26767.01	30061.28
1	2087.72	2335.45	32854.75	36890.6
RDC	2143.76	2395.14	39243.17	44037.03

Tableau IV.7. Les efforts tranchants et les moments de renversement

↳ Vérification de la stabilité au renversement : (Selon l'article 4.41 des règles RPA99v2003)

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts horizontaux.

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} > 1.5$$

Où :

M_{stab} : Moment stabilisant, engendré par le poids du bloc (W), il ce calcul comme suit :

$$M_{stab} = W \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

L : est la dimension en plan du bloc dans la direction considérée.

M_{renv} : Moment déstabilisant de renversement, engendré par l'action sismique horizontale

⊗ **moment stabilisant.**

$$M_s = W \cdot \frac{L}{2}$$

M_s : moment stabilisant.

W : poids du bâtiment. $W = 31043.73\text{KN}$

• **Sens longitudinal (selon x):**

$$M_r = 31043.73 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = W \cdot \frac{L}{2} = 31043.73 \times \frac{34,25}{2} = 335272.35\text{KN.m.}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{335272.35}{39243.17} = 8.54 > 1,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal (selon y) :**

$$M_r = 31043.73\text{KN.m.}$$

$$M_s = W \cdot \frac{L}{2} = 31043.73 \times \frac{11.6}{2} = 180053.634\text{KN.m.}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{180053.634}{44037.03} = 4.09 > 1,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K' ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' ;

h_K : Hauteur d'étage 'K'.

ETAGE	P_K (KN)	V_{Kx} (KN)	V_{Ky} (KN)	Δ_{Kx} (m)	Δ_{Ky} (m)	h_K (m)	θ_x	θ_y
9	2838.56	430.28	473.07	0.560	0.504	306	0,012	0,0098
8	3061.07	800.16	891.56	0,629	0,546	306	0,007	0,0061
7	3061.07	1089.15	1223.46	0,689	0,586	306	0,0063	0,0048
6	3061.07	1328.57	1496.23	0,739	0,615	306	0,0055	0,0041
5	3061.07	1530.35	1724.33	0.744	0,631	306	0,0048	0,0037
4	3126.13	1707.19	1922.27	0,768	0,610	306	0,0045	0,0032
3	3126.13	1861.69	2093.03	0,749	0,587	306	0,0041	0,0028
2	3126.13	1989.46	2231.79	0,690	0,533	306	0,0035	0,0024
1	3126.13	2087.72	2335.45	0,575	0,438	306	0,0028	0,0019
RDC	3456.33	2143.76	2395.14	0,431	0.340	408	0,0017	0.0012

Tableau.IV.8. Vérification à l'effet P- Δ sens (x-x) (y-y)

Toutes les valeurs de θ sont inférieures à 0,10 dans les deux sens, donc la condition de l'effet P – Δ est vérifiée.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés

IV.4.Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

Calcul des éléments structuraux

V.1.Introduction [6]

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

V.2.Combinaisons des charges

Les combinaisons de charges que nous allons les utilisés pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

☞ **Combinaisons BAEL :**

Ce sont des combinaisons qui correspondent à la situation durable de la structure, elles sont décrites par les règles **CBA93** et **BAEL91mod.99**, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U : } 1,35G+1,5Q \\ \text{E.L.S : } G + Q \end{array} \right.$$

☞ **Combinaisons RPA :**

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien **RPA99v2003** comme suit :

$$\blacktriangle \text{ Pour les voiles: } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right.$$

⬆ **Pour le portique:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les Poteaux: } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp 1,2E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right. \\ \text{Pour les poutres: } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales

V.3.Caractéristiques du matériau:

Les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurités correspondantes données par le tableau suivent :

matériau	Béton25			Acier		
	Situation	γ_b	f_{c28} Mpa	f_{bu} Mpa	γ_s	f_e Mpa
durable	1,5	25	14,2	1,5	400	347,8
accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : caractéristiques du matériau:

V.4.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferraillage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
 - $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
 - $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.
 - $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.4.1.Les recommandations du RPA 99/2003 :

1. Les armatures longitudinales (art.7.4.2.1.):

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

2. Les armatures transversales :

L'article 7.4.2.2 des mêmes règles recommande que:

- l'espacement (**t**) des armatures transversales doit être au plus égale aux valeurs maximales suivantes qui correspond à la zone sismique **IIa** :

➤

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \text{Min} \{10\phi_L, 15\text{cm}\} \quad (\text{en zone II}). \\ \text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\phi_L \quad (\text{en zone II}). \end{array} \right.$$

Où ϕ_L : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t / t \cdot b_1$ **en %** est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5: \quad 0,3\%.$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3: \quad 0,8\%.$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g \text{ : est l'élanement géométrique du poteau : } \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10Ø** minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la Hauteur de poteaux
- Pare ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

V.4.2.Exemple de calcul

A partir des résultats du logiciel ROBOT, le poteau est soumis à l'effort normal de compression maximal est un poteau du niveau de RDC il soumise aux sollicitations suivant : $\begin{cases} N^{\max} = 2198\text{KN} \\ M^{\text{correspondant}} = 3,33\text{KN.m} \end{cases}$

❖ Pour : $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 45 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \\ d = 42.5 \text{ cm} \\ d' = 2,5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} = 2198 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 3,33 \text{ KN.m} \\ N_{\text{ser}} = 1598 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}} = 2.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Ferrailage longitudinal

▲ **Calcul de l'excentricité totale :** $e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_u} = \frac{3.33}{2198} = 0,0015 \text{ m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{408}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2\text{cm}; 1,63\text{cm} \} \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_{\text{corr}}}{1,5 \times M_{\text{ser}}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{3,33}{1,5 \times 2,4} \right) \Rightarrow \alpha = 0,75$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 \Rightarrow L_f = 0,7 \times 4,08 = 2.856 \text{ m.}$$

$$\varphi = 2 \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2.856^2}{10^4 \times 0,45} \times (2 + 0,75 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,038 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } e_T = 0,0015 + 0,02 + 0,038 \Rightarrow e_T = 0,0595 \text{ m.}$$

▲ **Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :**

$$N_{b \max} = b \times h \times \sigma_{bc} \Rightarrow N_{b \max} = 0,45 \times 0,45 \times 14,16 \times 10^3$$

$$\Rightarrow N_{b \max} = 2867,4 \text{ KN}$$

▲ **Calcul de coefficient ψ :**

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \psi = \frac{2198}{2867,4} = 0,76$$

$$\psi = 0,76 > 2/3 = 0,66 \Rightarrow \zeta = \frac{(3\psi - 1)(1 - \psi)}{4(\psi)} = 0,1$$

$\psi = 0,76 < 0,81$ donc on calcul e_{NC} :

$$e_{NC} = \zeta \cdot h = 0,1 \times 4,08 = 0,408 \text{ m.}$$

$e_T = 0,0595m < e_{NC} = 0,408m \Rightarrow$ Donc la section est entièrement comprimée.

Et l'ELU n'est pas atteint ; en place un % minimal d'armature identique a celui des poteaux

$A_s = 4cm^2$ x le périmètre de la section de poteau et le taux d'armature dans la section de béton (A_s / bh) doit être comprise entre 0.2et 5%.

$$\Rightarrow A_s = 4 \times (0.45 + 0.45) \times 2 = 7.2cm^2$$

$$\Rightarrow 0,2\% \leq 0.2\% \leq 5\% \dots\dots\dots cv$$

▲ **Vérification de RBA99 (v2003)**

❖ La section minimale de l'RPA99 (v2003).

$$A_{s\ min} = 0,8\% \times b \times h \Rightarrow A_{s\ min} = 16,20\ cm^2 \dots\dots\dots (RPA99 /v2003).$$

❖ L'espacement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Solon x : } s_t = \frac{45-5}{3} = 13.33cm < 25cm \dots\dots\dots cv \\ \text{Solon y : } s_t = \frac{45-5}{3} = 13.33cm < 25cm \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

On prend $A_s = A_{s\ min} = 16,20cm^2$ et on adopte **4HA20+ 4HA16** avec $A_s = 20.61cm^2$.

b. Ferrailage transversal

Le ferrailage transversal se fera selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 V2003.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{4.08}{0,45} = 9.06, \text{ donc } \rho_a = 2,5$$

ρ_a : Coefficient correcteur.

λ_g : L'élancement géométrique.

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l\ min}, 15cm) \Rightarrow t \leq \min(10 \times 1.4\ cm; 15cm) \Rightarrow t \leq 15cm$.

On prend $\Rightarrow t = 10cm$ dans la zone nodale.

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{l\ min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.4 \Rightarrow t \leq 30cm$.

On prend $t = 15cm$ dans la zone courante.

La section d'armature transversale est donnée par :

Dans la zone courante. $A_t \geq \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{0,15 \times 2,5 \times 52.16}{0,45 \times 400} \Rightarrow A_t = 0.978 \text{ cm}^2$.

Dans la zone nodale. $A_t \geq \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{0,10 \times 2,5 \times 38.06}{0,45 \times 400} \Rightarrow A_t = 0.475 \text{ cm}^2$.

On prendra : **4HA10** avec $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale.

4HA10 avec $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ dans la zone courante

- La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b}$ en % est comme suit :

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,3\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,8\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 3.$$

Pour notre cas : $\lambda_g = 9.06 \Rightarrow A_t = 0,003 \times t \times b$.

✓ Dans la zone nodale :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Dans la zone courante :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification

▲ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{38.06}{0,45 \times 0,425} = 199 \text{ KN/m}^2.$$

$$\checkmark \text{ D'après le (BAEL 91) : } \tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3330 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 199 \text{ KN/m}^2 < \bar{\tau}_u \text{ (BAEL91)} = 3330 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \text{ D'après le (art, 7.4.3.2.RPA) : } \tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0,075$ Si $\lambda_g \geq 5$

Donc $\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,875 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 199 \text{ KN/m}^2 < \bar{\tau}_u \text{ (RPA)} = 1875 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

▲ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$N_{ser} = 1598 \text{ KN}$, $M_{ser} = 2,5 \text{ KN.m}$.

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2,4}{1598} = 0,0015 \text{ m.}$$

Calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 A_{totale} \Rightarrow S = 45 \times 45 + 15 \times 20.61 = 2334.15 \text{ cm}^2.$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = 0 \quad (A_s = A'_s)$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

$$I = \frac{45 \times 45^3}{12} + 45 \times 45 \times 0^2 + 15 \left[20.61 \times \left(\frac{45}{2} - 2,5 - 0\right)^2 + 20.61 \times \left(42.5 - \frac{45}{2} + 0\right)^2 \right] \Rightarrow I = 589038.75 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{1598}{0,2334} + \frac{1598 \times (0,0015 - 0) \left(\frac{0,40}{2} - 0\right)}{589038.75 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sup} = 6928 \text{ KN/m}^2 > 0.$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 6911 \text{ KN/m}^2 > 0.$$

on'a $\Rightarrow \sigma_{bc} = \max\{\sigma_{sup}; \sigma_{inf}\} = 6.928 \text{ MPa}$

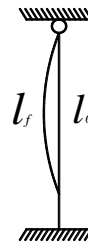
$$\sigma_{bc} = 6.928 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▲ **Vérification de flambement**

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right\} \Rightarrow \lambda \leq 50$$

Si l'élancement $\lambda \leq 50$, 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 du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux.

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



l_f : Longueur d flambement. $l_f = 0,7l_0$.

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

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$;

a : Dimension du poteau.

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 21,98 \quad \lambda \leq 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Niveau	Section (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	45 x45	21.98	OK
,1 ^{er} .2 ^{ème} .3 ^{ème} .4 ^{ème}	45x45	16.49	OK
5 ^{ème} .6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème} .9 ^{ème}	40x40	18.55	OK

Tableau V.1.2. Vérification au flambement des poteaux des différents étages

▲ **Vérification de la stabilité de forme**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{e}{h} \right\} \Rightarrow \frac{2.856}{0,45} \leq \max \left\{ 15; 20 \times \frac{0,425}{0.45} \right\} \Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq 15.$$

pour $l_f = 2.856\text{m} \Rightarrow \frac{l_f}{h} = \frac{2.856}{0,45} = 6.35 < 15$condition vérifiée.

pour $l_f = 2,142\text{m} \Rightarrow \frac{l_f}{h} = \frac{2,142}{0,45} = 4.76 < 15$condition vérifiée.

pour $l_f = 2,142\text{m} \Rightarrow \frac{l_f}{h} = \frac{2142}{0,40} = 5.355 < 15$condition vérifiée.

V.4.3.Résultats de ferrailages des autres poteaux

Les tableaux suivants résument l'ensemble des résultats de ferrailage longitudinal des poteaux

Section (cm ²)	A_s^{calcul} (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	$A_s^{adoptée}$ (cm ²)	Choix du barre
45 x 45	7.2	16.2	20.61	4HA20+ 4HA16
40 x 40	6.4	12.8	14.2	4HA16+ 4HA14

Tableau V.3. L'armature longitudinale des poteaux.

V.4.4 dessin de ferrailage :

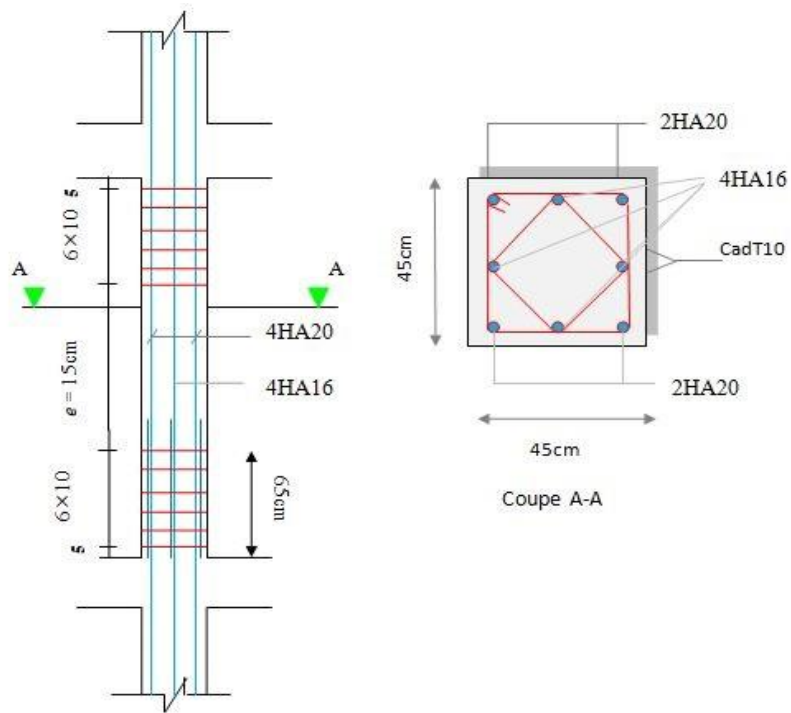


Figure V.1.Schéma de ferrailage des poteaux45 x 45

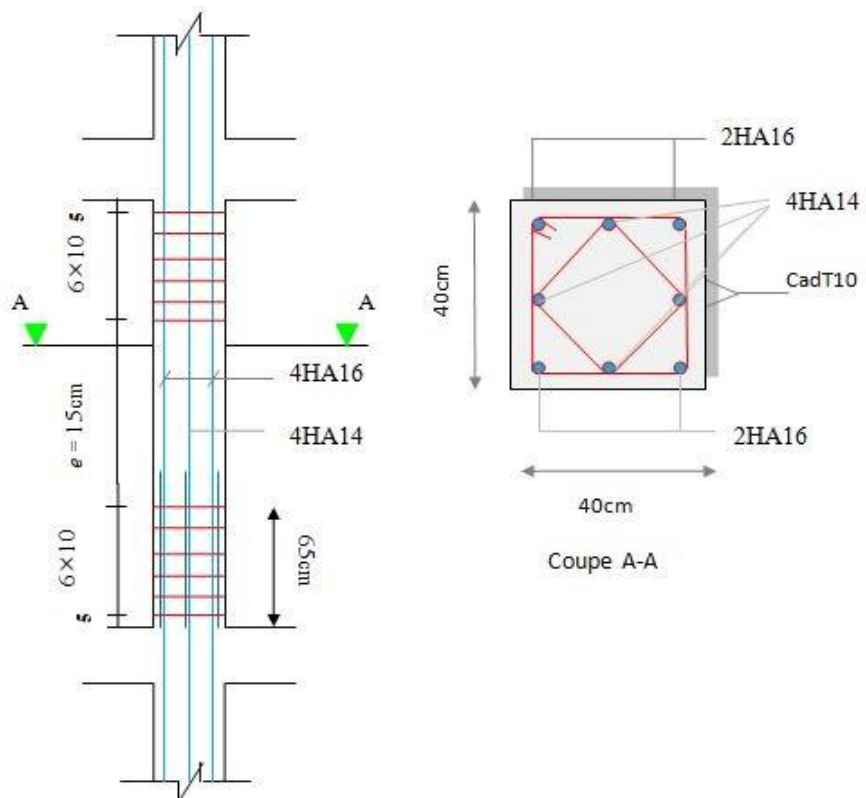


Figure V.2.Schéma de ferrailage des poteaux40 x 40

V.5.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

V.5.1.Les recommandations du RPA 99/version 2003 : (art.7.5.2.1)

◆ Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (en zone IIa).

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

◆ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$

s : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale : $s \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$.
- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé .les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres seront ferrillées en travée pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

V.5.2. Les recommandations de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.5.3. Poutre principale:

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillé pour la poutre la plus sollicitée.

1. Ferrailage longitudinal

Pour l'exemple de calcul prendre la poutre principale de Caractéristiques suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 35 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \\ d = 42,5 \text{ cm} \\ d' = 2,5 \text{ cm} \end{cases}$$

↳ **En travée:**(situation durable)

$$\text{ELU: } M_u = 54.79 \text{ KN.m, } V_u = 125.47 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS: } M_{ser} = 40.12 \text{ KN.m.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{54.79}{40.12} = 1,365.$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,341 \times 1,365 - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,2878$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54.79 \times 10^3}{0,35 \times 0,425^2 \times 14,16 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,061.$$

$$\mu_{bu} = 0,061 < \mu_{lu} = 0,2878 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) \Rightarrow \alpha = 0,079 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.425(1 - 0.4 \times 0.079) = 0.411 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{54.79}{0.4115 \times 348 \times 10^3} 10^{-4} = 3.83 \text{ cm}^2$$

↳ **En appui** : (situation accidentelle)

Le moment max est obtenu généralement solen la combinaison accidentelle (**G+Q+E**).

$$M_{acc} = 125.6 \text{ KN.m}, M_u = 136.64 \text{ KN.m}, M_{ser} = 99.74 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{136.64}{99.74} = 1.37.$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.289.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{136.64 \times 10^3}{0.35 \times 0.425^2 \times 18.48 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.117.$$

$$\mu_{bu} = 0.117 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.117}) \Rightarrow \alpha = 0.156 < 0.3270 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.425(1 - 0.4 \times 0.063) = 0.398 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{136.64}{0.4143 \times 400 \times 10^3} 10^4 = 8.58 \text{ cm}^2$$

▲ **Vérifications nécessaires pour les poutres**

Condition de non fragilité : (d'après le BAEL91)

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{35 \times 45}{1000}; 0.23 \times 35 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1.796 \text{ cm}^2.$$

Donc $A_s > A_{\min}$ condition vérifiée.

Pourcentage d'acier exigé par RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

$$\text{Donc : } A_s^{\min} = 0.005b \times h = 0.005 \times 35 \times 45 \Rightarrow A_s^{\min} = 7.875 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux et de :

- 4% en zone courante.

$$\Rightarrow A_s^{\max} = 0,04bh = 0,04 \times 35 \times 45 \Rightarrow A_s^{\max} = 63\text{cm}^2.$$

- 6 % en zone de recouvrement.

$$\Rightarrow A_s^{\max} = 0,06bh = 0,06 \times 35 \times 45 \Rightarrow A_s^{\max} = 94.5\text{cm}^2.$$

Alors :

✎ **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 3.83\text{cm}^2 > A_{\max}(\text{BAEL}) = 1,796\text{cm}^2 \\ A_s = 3.83\text{cm}^2 < A_{\min}(\text{RPA}) = 7.875\text{cm}^2 \\ A_s = 3.83\text{cm}^2 < A_{\max}(\text{RPA}) = 94.5\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_s = 7.875\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **6HA14** avec **A_s = 9,24cm**

✎ **En appuis:**

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 8.58\text{cm}^2 > A_{\min}(\text{BAEL}) = 2,43\text{cm}^2 \\ A_s = 8.58\text{cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 7.875\text{cm}^2 \\ A_s = 8.58\text{cm}^2 < A_{\max}(\text{RPA}) = 94.5\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_s = 8.58\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **6HA14** avec **A_s = 9,24cm** .

❖ **Vérification**

↳ **Vérification de contraintes tangentielles**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{125.47}{0,35 \times 0,425} \times 10^{-3} = 0,845\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0,845\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

↳ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peut préjudiciable

Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire, ($\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$).

Entravée : $\alpha_u = 0,069 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Enappui : $\alpha_u = 0,063 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

↳ **Vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,45}{4,75} = 0,094 \geq 0,0625 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$M_0 = \frac{M_t}{0,85} = \frac{54,79}{0,85} = 64,45 \text{KN.m.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,095 \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} = 0,085 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,875}{35 \times 42,5} = 0,0053 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tous les conditions et vérifiées, donc pas nécessaire de calculée la flèche.

2.Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ 14, \frac{450}{35}, \frac{350}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 12,86 \text{mm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{mm}$.

↳ **L'espacement :**

s : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

▲ Dans la zone nodale : $s \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_1 \right\} \Rightarrow s \leq 9,6 \text{cm}$, on prend $s = 10 \text{cm}$.

▲ En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s \leq 22,50 \text{cm}$, on prend $s = 15 \text{cm}$.

La quantité d'armatures transversales minimales est données par : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$.

▲ Dans la zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 1,05 \text{cm}^2$.

On adopte 2T8 avec $A_s = 1,01 \text{cm}^2$.

▲ En dehors de la zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 1,575 \text{cm}^2$.

On adopte 4T8 avec $A_s = 2,01 \text{cm}^2$.

V.5.4.Poutres secondaires:

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillé pour la poutre la plus sollicitée.

1. Ferrailage longitudinal

Pour l'exemple de calcul on prend la poutre secondaire de Caractéristiques suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \\ d = 37,5 \text{ cm} \\ d' = 2,5 \text{ cm} \end{cases}$$

↳ **En travée:**(situation durable)

ELU: $M_u = 29.3 \text{ KN.m}$, $V_u = 97.55 \text{ KN.m}$.

ELS: $M_{ser} = 21.7 \text{ KN.m}$.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.3}{21.7} = 1,35.$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,341 \times 1,35 - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,2827.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29.3 \times 10^3}{0,30 \times 0,375^2 \times 14,16 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,049.$$

$$\mu_{bu} = 0,049 < \mu_{lu} = 0,2827 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) \Rightarrow \alpha = 0,063 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.47(1 - 0.4 \times 0.132) = 0.3655 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{29.3}{0.3655 \times 348 \times 10^3} 10^{-4} = 2.3 \text{ cm}^2$$

↳ **En appui :**(situation accidentelle)

Le moment max est obtenu généralement selon la combinaison accidentelle **(0,8G +E)**.

$$M_{acc} = 49.6 \text{ KN.m}, M_u = 70.88 \text{ KN.m}, M_{ser} = 51.77 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{70.88}{51.77} = 1,37.$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,289.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{acc}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{70.88 \times 10^3}{0,3 \times 0,375^2 \times 18,48 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,091.$$

$$\mu_{bu} = 0,091 < \mu_{lu} = 0,2827 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,091}) \Rightarrow \alpha = 0,119 < 0,3270 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,47(1 - 0,4 \times 0,132) = 0,357\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{70.88}{0,375 \times 348 \times 10^3} 10^{-4} = \mathbf{5.43\text{cm}^2}$$

▲ Vérifications nécessaires pour les poutres

Condition de non fragilité : (d'après le BAEL91)

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,35\text{cm}^2.$$

Donc $A_s > A_{\min}$ condition vérifiée.

Pourcentage d'acier exigé par RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

$$\text{Donc : } A_s^{\min} = 0,005b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_s^{\min} = 6\text{cm}^2.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux et de :

- 4% en zone courante.

$$\Rightarrow A_s^{\max} = 0,04bh = 0,04 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_s^{\max} = 48\text{cm}^2.$$

- 6 % en zone de recouvrement.

$$\Rightarrow A_s^{\max} = 0,06bh = 0,06 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_s^{\max} = 72\text{cm}^2.$$

Alors :

✎ **En travée :**

$$\left. \begin{aligned} A_s &= 2.3\text{cm}^2 > A_{\max}(\text{BAEL}) = 1,35\text{cm}^2 \\ A_s &= 2.3\text{cm}^2 < A_{\min}(\text{RPA}) = 6\text{cm}^2 \\ A_s &= 2.3\text{cm}^2 < A_{\max}(\text{RPA}) = 71\text{cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_s = 6\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **3HA14 + 2HA12** avec **$A_s = 6.88\text{cm}^2$**

✎ **En appuis:**

$$\left. \begin{aligned} A_s &= 5.43\text{cm}^2 > A_{\min}(\text{BAEL}) = 1,35\text{cm}^2 \\ A_s &= 5.43\text{cm}^2 < A_{\min}(\text{RPA}) = 6\text{cm}^2 \\ A_s &= 5.43\text{cm}^2 < A_{\max}(\text{RPA}) = 71\text{cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_s = 6\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **3HA14 + 2HA12** avec **$A_s = 6.88\text{cm}^2$** .

❖ **Vérification**

↳ **Vérification de contraintes tangentielles**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{97.55}{0,30 \times 0,375} \times 10^{-3} = 0.867\text{MPa}.$$

$\tau_u = 0,867\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$condition vérifiée.

↳ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peut préjudiciable

Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire, ($\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$).

Entravée : $\alpha_u = 0,216 \leq 0,425$condition vérifiée.

Enappui : $\alpha_u = 0,143 \leq 0,425$condition vérifiée.

↳ **Vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,40}{4,75} = 0,085 \geq 0,0625$$
.....condition vérifiée.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} \quad M_0 = \frac{M_t}{0,85} = \frac{29,3}{0,85} = 34,5 \text{KN.m.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,085 \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} = 0,084 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,88}{30 \times 37,5} = 0,0061 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Touts les conditions et vérifies, donc pas nécessaire de calculée la flèche.

2. Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ 14, \frac{400}{35}, \frac{300}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 11,42 \text{mm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{mm}$.

↳ L'espacement :

s : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

▲ Dans la zone nodale : $s \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_1 \right\} \Rightarrow s \leq 16,8 \text{cm}$, on prend $s = 10 \text{cm}$.

▲ En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s \leq 20 \text{cm}$, on prend $s = 15 \text{cm}$.

La quantité d'armatures transversales minimales est données par : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$.

▲ Dans la zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 0,9 \text{cm}^2$.

On adopte 2T8 avec $A_s = 1,01 \text{cm}^2$

▲ En dehors de la zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 1,35 \text{cm}^2$.

On adopte 3T8 avec $A_s = 1,51 \text{cm}^2$.

V.5.5.dessin de ferrailage :

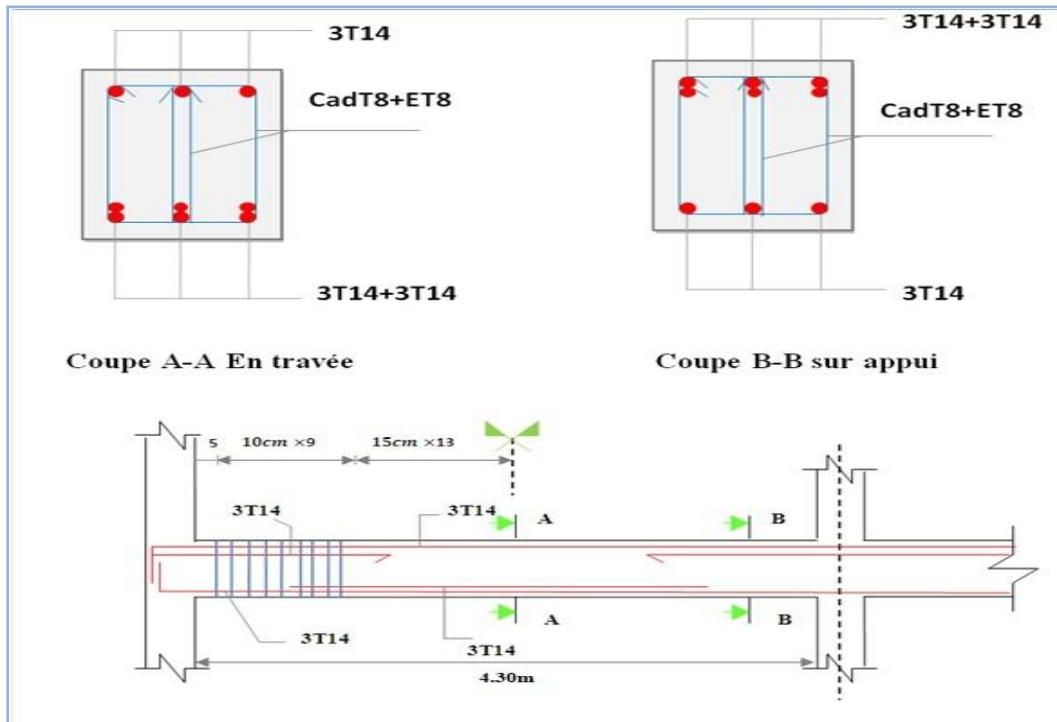


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres 35×45

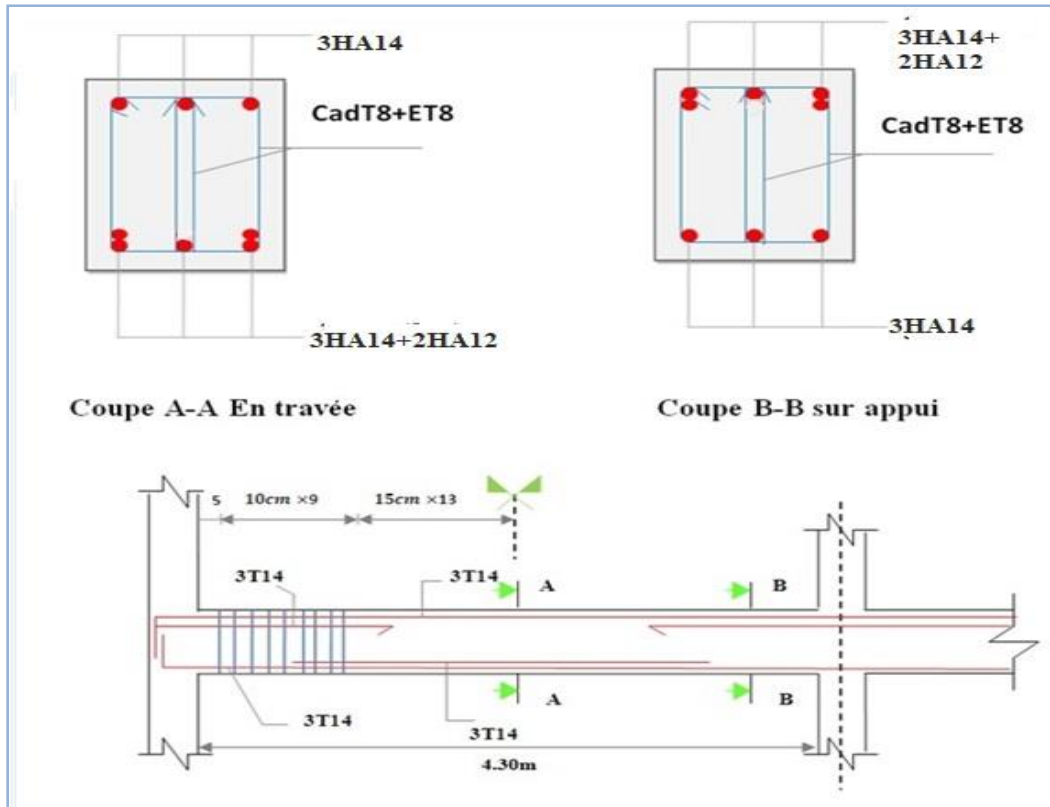


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres 30×40

V.6.Ferrailage des voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (sismicité moyenne).

Le ferrailage des voiles consiste à la détermination de trois types d'aciers, qui sont :

- Aciers verticaux,
- Aciers horizontaux,
- Aciers transversaux

V. 6. 1. Recommandations du règlement RPA99ver2003 :

↳ Aciers verticaux (Art.7.7.4.1):

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%**,
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armature verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0.20%** de la section horizontale du béton tendu,
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile,
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux,
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement),
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduite de moitié sur un dixième de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15cm**.

↳ Aciers horizontaux (Art.7.7.4.2):

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 Φ**,
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

↳ Règles communes (Art.7.7.4.3):

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux (voiles), est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile } 0.15\% \\ \text{En zone courante } 0.10\% \end{array} \right.$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1,5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,
- Le diamètre des barres des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V. 6. 2. . Méthodes de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode simplifiée pour le calcul de ferrailage, c'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

V. 6. 3. Etape de calcul :

- On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \end{cases}$$

- Détermination la nature de la section du voile :

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

V. 6. 4. Exemple de calcul de ferrailage

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile (h= 3,m) pour différent sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles.

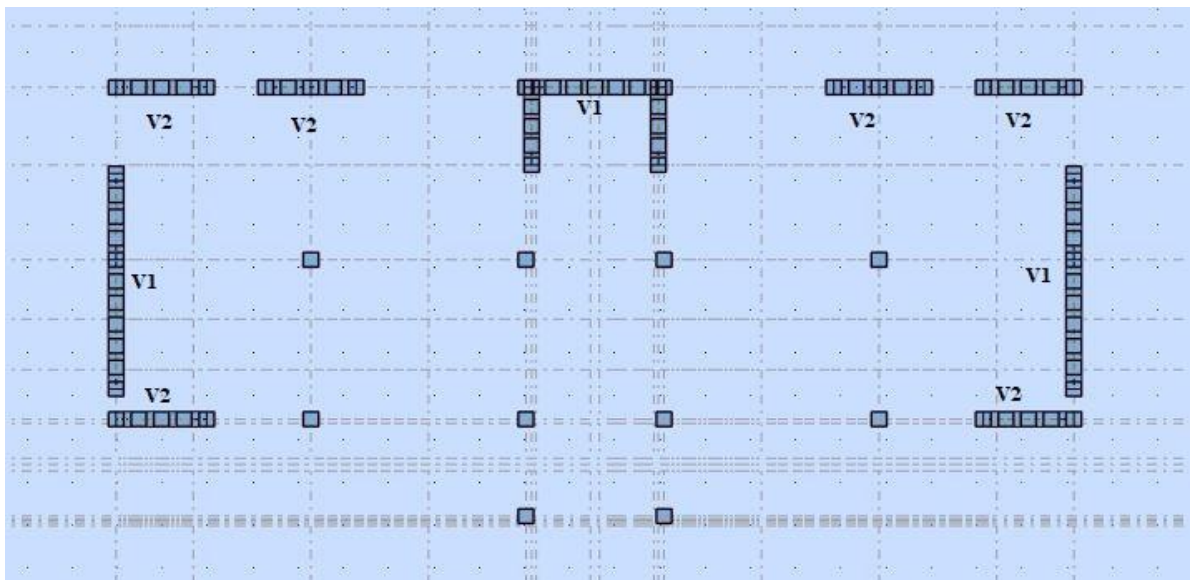


Figure IV.1. Disposition des voiles

Exemple :1

1. Armatures verticales

Cas de $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

$$M_{\max} = 1061.22 \text{KN.m} ; N_{\text{corr}} = -148.42 \text{KN} ; V_{\max} = 367.34 \text{KN}$$

$$\text{AVEC } \begin{cases} h = 3,00\text{m} ; L = 4.08\text{m} \\ b = 0,20\text{m} ; d' = 0,025\text{m} ; d = 2,975\text{m} \end{cases}$$

a. Calcul de la longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8L = 0,8(4,08 - 0,45) = 2.904\text{m}$$

b. Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2.904 \sqrt{12}}{3} = 3.353.$$

c. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.548\text{m} < \frac{h}{2} = 1.5\text{m}.$$

d. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \left\{ 50 ; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50 ; \min \left(67 \times \frac{7.15}{3} ; 100 \right) \right\} = 100.$$

$\lambda = 3.353 < 100$condition vérifiée

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement,

e. Calcul de ferrailage

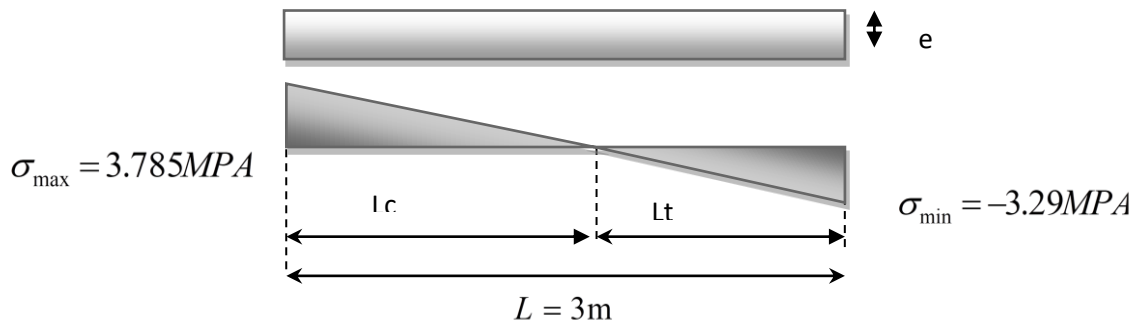
La répartition des contraintes dans la section :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \end{cases} \begin{cases} v = v' = \frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 1.5\text{m} ; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 3^3}{12} = 0.45\text{m}^4 \\ B = b \times h = 0,2 \times 3 = 0,6\text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Donc :} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{148.42}{0,6} + \frac{1061.22}{0.45} \times 1.5 = 3784.76 \text{KN/m}^2 = 3.785 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{148.42}{0,6} - \frac{1061.22}{0.45} \times 1.5 = -3290.03 \text{KN/m}^2 = -3.290 \text{MPa} \dots\dots \text{traction} \end{cases}$$

Donc, la section est partialement comprimé

↳ digramme des contraintes:



En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$\text{Ou : } \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{3.785}{3.785 + 3.29} \times 3 = 1.6\text{m.} \\ L_t = L - L_c = 1.4\text{m.} \end{cases}$$

↳ Calcule l'effort de traction :

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{3.29 \times 0,2}{2} \times 1.4 = 0,46\text{MN} \quad \Rightarrow A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.46}{400 / 1.15} = 13.225\text{cm}^2$$

❖ Selon le RPA99v2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,20 \% B = 0,20\% b L_t = 0,0020 \times 20 \times 140 = 5.6\text{cm}^2.$$

$$A_s = 13.225\text{cm}^2 > A_{\min}^{RPA} = 5.6\text{cm}^2 \quad \text{Donc : } A_s' = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{13.225 \times 3}{1.4} = 28.34$$

↳ Aciers de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{0.36734 \times 1.4}{400} \times 10^4 = 14.14\text{cm}^2.$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suit :

$$A_v = 28.34 + 14.14 = 42.48\text{cm}^2.$$

↳ Ferrailage minimal:

❖ Selon le BAEL91 :

$$A_s = A_s' = A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 7.185\text{cm}^2.$$

$$\text{donc : } A_v = 42.48 > A_s^{BAEL} = 7.185.$$

❖ Selon le RPA99v2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15 \% B = 0,15 \% bL = 0,0015 \times 20 \times 300 = 9\text{cm}^2.$$

$$A_{sv} = \max \{ A_s^{\text{calculé}}; A_{\min}^{RPA}; A_{\min}^{BAEL} \} = 42.48\text{cm}^2.$$

On adopte pour l'acier vertical : (14HA14) $\times 2 \Rightarrow A_s = 43.12\text{cm}^2$.

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit :

$$s \leq \min \{ 1,5a; 30\text{cm} \} = \min \{ 1,5 \times 20; 30\text{cm} \} = 30\text{cm}.$$

Donc, on n'adopte :

- Zone d'about : $s = 10\text{cm}$.
- Zone courante : $s = 15\text{cm}$.

↳ Ferrailage horizontal

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15\% B = 0,15\% bL = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2 \text{ (Pour une seule nappe) On adopte}$$

:(6HA10) $\Rightarrow A_H = 4.71 \text{ cm}^2$ par ml (Pour une seule nappe)

Avec un espacement : **S=15cm**.

↳ Ferrailage transversal

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8mm** pour garder un écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15cm, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

↳ Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U):

✓ Selon l'R.P.A.99.v2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa}.$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 367.34}{0,9 \times 3 \times 0,2} \times 10^{-3} = 0.9523\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Selon le BAEL91v99 :

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 7\text{MPa} \right\} = 3,26\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{367.34}{0,2 \times 2,975} \times 10^{-3} = 0.671\text{MPa} < 3,26\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Exemple : 2

Cas de $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$

$$M_{\max} = 428.46 \text{KN.m} ; N_{corr} = 781.61 \text{KN} ; V_{\max} = 91.7 \text{KN}$$

$$\text{AVEC } \begin{cases} h = 2,00\text{m} ; L = 4.08\text{m} \\ b = 0,20\text{m} ; d' = 0,025\text{m} ; d = 1,975\text{m} \end{cases}$$

f. Calcul de la longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8L = 0,8(4,08 - 0,45) = 2.904\text{m}$$

g. Calcul de l'élançement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2.904 \sqrt{12}}{3} = 3.353.$$

h. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.548\text{m} < \frac{h}{2} = 1\text{m}.$$

i. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{0.548}{3}; 100 \right) \right\} = 50.$$

$$\lambda = 3.353 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement,

j. Calcule de ferrailage

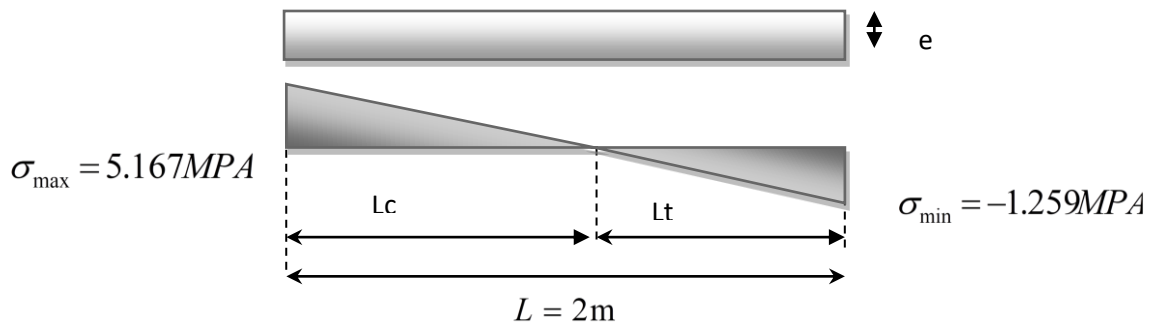
La répartition des contraintes dans la section :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \end{cases} \begin{cases} v = v' = \frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 1.5\text{m}; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 2^3}{12} = 0.133\text{m}^4 \\ B = b \times h = 0,2 \times 2 = 0,4\text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Donc } \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{781.61}{0,4} + \frac{428.46}{0.1333} \times 1 = 5167.47 \text{KN/m}^2 = 5.167 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{781.61}{0,4} - \frac{428.46}{0.1333} \times 1 = -1259.425 \text{KN/m}^2 = -1.259 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{traction} \end{cases}$$

Donc, la section est partialement comprimé

↳ digramme des contraintes:



En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$\text{Ou : } \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{5.167}{5.167 + 1.259} \times 2 = 1.6\text{m.} \\ L_t = L - L_c = 0.4\text{m.} \end{cases}$$

↳ Calcule l'effort de traction :

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{1.259 \times 0,2}{2} \times 0.4 = 0,051\text{MN} \quad \Rightarrow A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.051}{400/1.15} = 1.47\text{cm}^2$$

❖ Selon le RPA99v2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,20 \% B = 0,20\% b L_t = 0,0020 \times 20 \times 40 = 1.6\text{cm}^2.$$

$$A_s = 1.47\text{cm}^2 < A_{\min}^{RPA} = 1.6\text{cm}^2 \quad \text{Donc : } A_s^t = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{1.6 \times 2}{0.4} = 8$$

↳ Aciers de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{917 \times 1.4}{400} \times 10^4 = 3.53\text{cm}^2.$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suit :

$$A_v = 8 + 3.53 = 11.53\text{cm}^2.$$

↳ Ferrailage minimal:

❖ Selon le BAEL91 :

$$A_s = A'_s = A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 4.83 \text{ cm}^2.$$

donc : $A_v = 11.53 > A_s^{BAEL} = 4.83.$

❖ Selon le RPA99v2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15 \% B = 0,15 \% bL = 0,0015 \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sv} = \max \{ A_s^{\text{calculé}}; A_{\min}^{RPA}; A_{\min}^{BAEL} \} = 11.53 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour l'acier vertical : (10HA12)2 $\Rightarrow A_s = 22.6 \text{ cm}^2.$

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit :

$$s \leq \min \{ 1,5a; 30 \text{ cm} \} = \min \{ 1,5 \times 20; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}.$$

Donc, on n'adopte :

- Zone d'about : $s = 20 \text{ cm}.$
- Zone courante : $s = 25 \text{ cm}.$

↳ Ferrailage horizontal

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15 \% B = 0,15 \% bL = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 \text{ (Pour une seule nappe) On adopte}$$

:(6HA10) $\Rightarrow A_H = 4.71 \text{ cm}^2$ par ml (Pour une seule nappe)

Avec un espacement : **S=15cm.**

↳ Ferrailage transversal

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8mm** pour garder un écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15cm, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

↳ Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U):

✓ Selon l'R.P.A.99.v2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 91.7}{0,9 \times 2 \times 0,2} \times 10^{-3} = 0.356 \text{MPa}$$

0.356MPa < $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$condition vérifiée

✓ Selon le BAEL91v99 :

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifie la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 7\text{MPa} \right\} = 3,26\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{91.7}{0,2 \times 1,975} \times 10^{-3} = 0.232\text{MPa} < 3,26\text{MPa}.....condition vérifiée$$

V. 6. 5. Résultats de calcul des autres voiles

Pour des raisons d'économie, tous les voiles de contreventement ont été calculés séparément, soit un total de 10 voiles.

Les tableaux seront exposés l'ensemble des résultats de sollicitations et de ferrillages des autres voiles

↳ Description des armatures verticales :

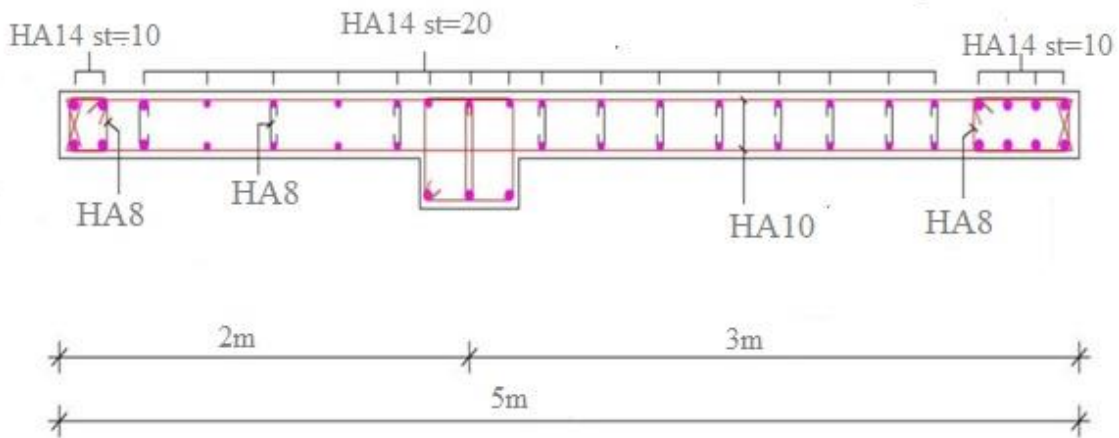
V1		
coupe 01 (L=3m)	coupe 02 (L=2m)	V2 (L=2m)
M=1061.22 KN.m	M=354.62KN.m	M=428.46KN.m
N=-148.43KN	N=783.25KN	N=781.61KN
V=367.35KN	V=152.13KN	V=91.7KN
$\sigma_1=3784.76\text{KN/m}^2$	$\sigma_1= 4617.77\text{KN/m}^2$	$\sigma_1= 5167.47\text{KN/m}^2$
$\sigma_2=-3290.03\text{KN/m}^2$	$\sigma_2=- 701.52\text{KN/m}^2$	$\sigma_2=- 1259.425 \text{KN/m}^2$
$A_s=28.34 \text{ cm}^2$	$A_s= 8 \text{ cm}^2$	$A_s= 8 \text{ cm}^2$
$A_{vj}=14.14 \text{ cm}^2$	$A_{vj}=4.2 \text{ cm}^2$	$A_{vj}=3.53 \text{ cm}^2$
$A_{s \text{ BAEL}}=7.185 \text{ cm}^2$	$A_{s \text{ BAEL}}= 4.83 \text{ cm}^2$	$A_{s \text{ BAEL}}= 4.83 \text{ cm}^2$
$A_{s \text{ min}}=9\text{cm}^2$	$A_{s \text{ min}}= 6 \text{ cm}^2$	$A_{s \text{ min}}= 6 \text{ cm}^2$
$A_{sv}=42.48 \text{ cm}^2$	$A_{sv}=12.2 \text{ cm}^2$	$A_{sv}=11.53 \text{ cm}^2$
(14HA14) × 2	(8HA14) × 2	(10HA12) × 2
$A_s=43.12 \text{ cm}^2$	$A_s=24.64 \text{ cm}^2$	$A_s=22.6 \text{ cm}^2$

↪ Description des armatures horizontales :

voiles	A_H (cm ²)	$A_H^{adoptee}$ (cm ²)	Description des barres	S_N (cm)
V1	3	9.42	2(6HA10)	15
V2	3	9.42	2(6HA10)	15

V.6.6.dessin de ferrailage :

V1



V2

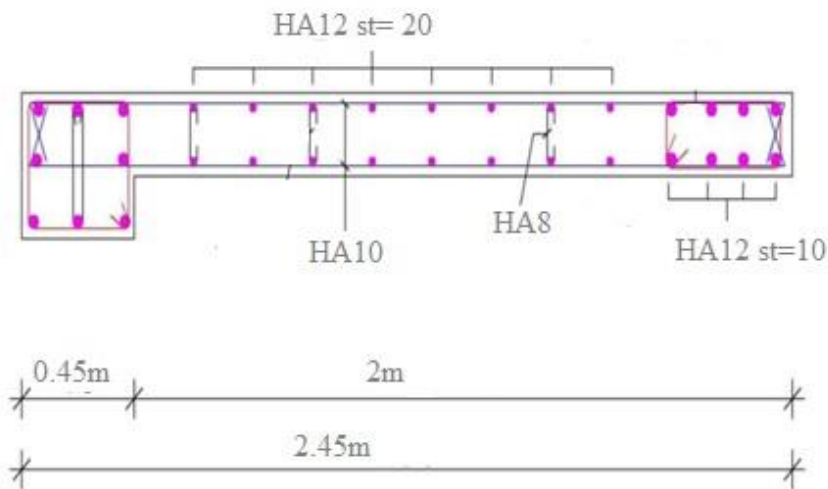


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des voiles

Chapitre VI

Etudes

Des Fondations

VI.1 Introduction :[7]

L'infrastructure est la partie cachée de la construction dans le sol, constituée d'éléments structuraux du sous-sol et du système de fondations. Ces deux constituants doivent former un ensemble résistant et rigide qui prenant appui sur des formations en place compacte, homogène, et hors d'eau de préférence. L'infrastructure doit assurer les deux fonctions suivantes :

- La capacité de transmettre, en plus des charges verticales, les charges sismiques horizontales,
- Limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

VI.2 Etude de fondation :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas des radiers) soit à l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

VI.3 Différents types de fondations :

Il existe plusieurs catégories de fondation, qui sont :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VI.4 Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2.5 bars, il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

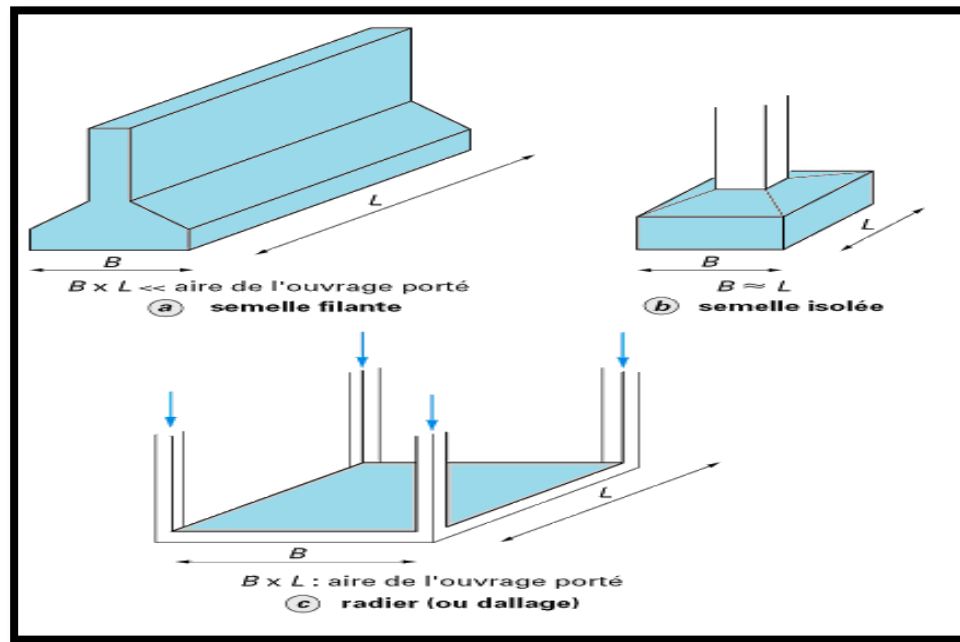


Figure VI.1. Types de fondations superficielles

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La capacité portante du terrain de fondation.

Le jugement final du type des semelles est en fonction de ce dernier rapport :

$$\text{Si } \frac{S_{\text{tot des fondations}}}{S_{\text{tot du projet}}} \leq 50\% \Rightarrow \text{semelles isolées}$$

$$\text{Si } \frac{S_{\text{tot des fondations}}}{S_{\text{tot du projet}}} > 50\% \Rightarrow \text{radier général}$$

Sachant que :

$$S_{\text{total}} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{\sigma_s}$$

Selon (RPA/ version 2003/A 10.1.4.2) : les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivante :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- **Le choix de type de fondation superficielle :**

D'après les résultats du logiciel **Robot**, la somme maximale des réactions sous les poteaux et les voiles et comme suit :

$$\sum N_{\text{ser}} = 33724.11 \text{KN}$$

Pour avoir la surface totale des fondations de ce bloc on va diviser la somme des réactions par la contrainte admissible du sol :

$$S_{\text{semelles}}^{\text{totale}} = \frac{\sum N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{33724.11}{250} = 134.89 \text{ m}^2$$

La surface total du bloc = 250.56 m²

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale du bloc}} = \frac{134.89}{250.56} = 0.5384 = 53.84 \%$$

✎ Conclusion :

On remarque que le taux d'occupation des semelles à dépasser la moitié de la surface, donc il est recommandé de faire un radier général.

VI.5. Définition du radier général :

Un radier général est une fondation superficielle constituée par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment et parfois cette semelle déborde par consoles extérieures, il est travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

Le radier se trouve justifié, si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- de la faible capacité portante du sol.
- des charges élevées du bâtiment.
- du rapprochement des poteaux.
- des difficultés d'établir des pieux (vibration nuisible).
- de charges excentrées en rive de bâtiment.

VI.5.1. Pré dimensionnement du radier :

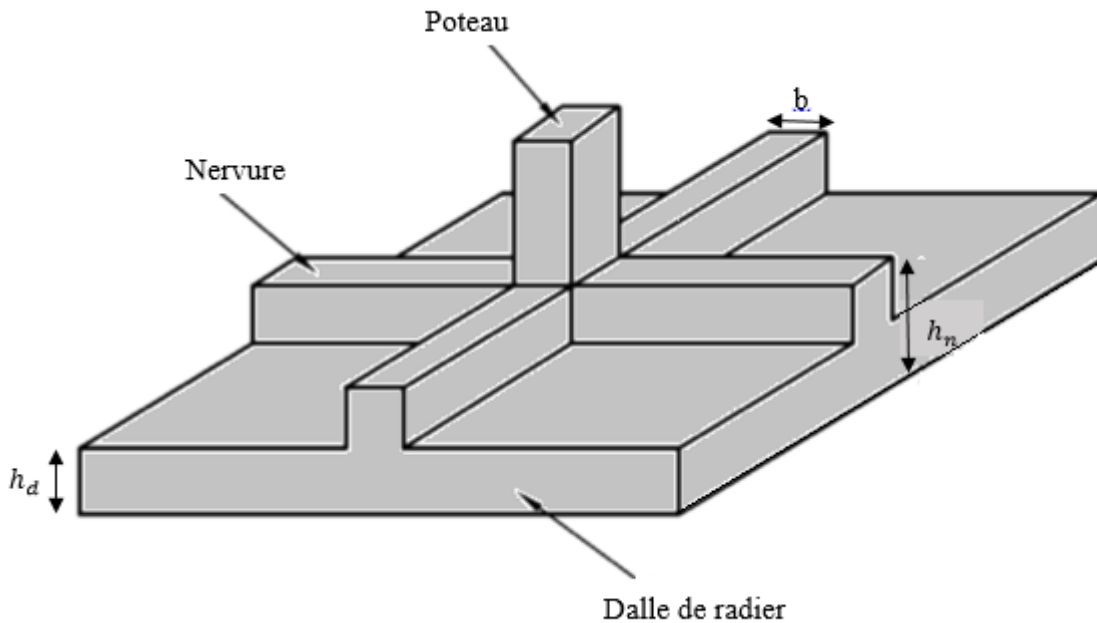


Figure VI.2. Dimension du Radier.

1) Calcul la hauteur total du radier : l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25cm$).

b) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

L_{max} : Le plus grande distance entre deux files successives, on a :

$$L_{max} = 4.75 \text{ m.}$$

Donc on aura :

$$\frac{4.75}{8} \leq h_r \leq \frac{4.75}{5} \Rightarrow 0.59m \leq h_r \leq 0.95 \text{ m}$$

Prendre :

On adopte $h_r = 90 \text{ cm}$

2) hauteur de nervure :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de nervure doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{4.75}{9} \leq h_n \leq \frac{4.75}{6} \Rightarrow 0.53 \text{ m} \leq h_n \leq 0.792 \text{ m}$$

Prendre :

$$h_n = 60 \text{ cm}$$

3) Débord de radier :

Le débord doit vérifier la condition suivante :

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(30; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On adopte un débord de longueur $D=30\text{cm}$.

4) Hauteur de la dalle de radier :

La hauteur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{475}{20} = 23.75 \text{ cm}$$

On adopte $h_d = 30 \text{ cm}$

5) La surface minimale du radier :

Nous avons :

$$N_{\text{ser}} = 33724.11 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{ELS}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{ELS}} \geq \frac{33724.11}{250} \Rightarrow S_{\text{ELS}} = 134.89 \text{ m}^2$$

A l'ELU :

$$N_{\text{ELU}} = 46142.66 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \times \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 375 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ELU}}}{S_{\text{ELU}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{ELU}} \geq \frac{46142.66}{375} \Rightarrow S_{\text{ELU}} = 123.04 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est $S_{\text{BAT}} = 250.56 \text{ m}^2$

$$S_{\text{débord}} = D \times P$$

P : le périmètre de la structure = 66.4 m.

$$S_{\text{débord}} = 0.3 \times 66.4 = 19.92 \text{ m}^2$$

Donc la surface de radier est égale :

$$\max[S_{\text{BAT}}; S_{\text{ELS}}; S_{\text{ELU}}] + S_{\text{débord}} = S_{\text{ELS}} + S_{\text{débord}}$$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = 250.56 + 19.92 = 270.48 \text{ m}^2$$

A) Vérifications :

1) Vérification de cisaillement :

La vérification se fera pour une bande de 1m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right]$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{46142.66 \times 4.75}{2 \times 270.48} = 405.16 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{405.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.275} = 1.47 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] = \min \left[\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa} \quad (\text{fissuration très Préjudiciable})$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.47 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Vérification au non - poinçonnement :

Le poinçonnement a pour effet d'engendré une fissuration de 45° à partir de côté d'application, si une dalle est de faible épaisseur et soumise à une charge concentré, la charge a risque de traversée la dalle, ce phénomènes appelé poinçonnement.

Les armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq 0.045 \times u_c \times h_n \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

u_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_n : est la hauteur de radier.

Pour le poteau le plus sollicité :

$$u_c = 2 \times (a + b + 2h)$$

Pour le voile le plus sollicité pour une bande de 1m

$$u_c = 2 \times (a + 1 + 2h)$$

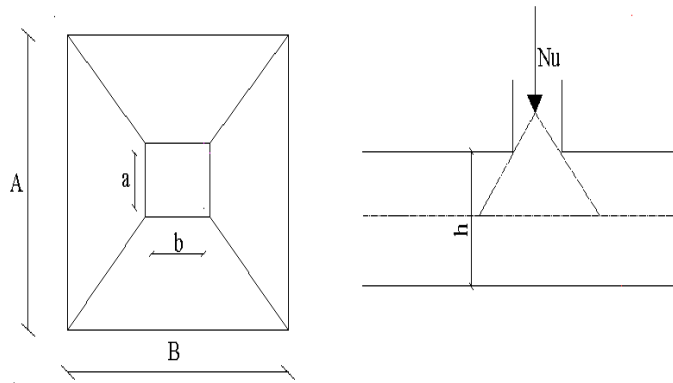


Figure VI.3. Zone de contact poteau- radier.

- **Poteau le plus sollicité :**

$$N_u = 2198.13 \text{ KN}$$

$$u_c = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.9) = 5.4 \text{ m}$$

$$0.045 \times u_c \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.4 \times 10^3 \times 0.6 \times \frac{25}{1.5} = 2430 \text{ KN}$$

$$N_u = 2198.13 \text{ KN} \leq 2430 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- **le voile plus sollicité :**

$$N_u = 1995.71 \text{ KN}$$

$$u_c = 2 \times (0.20 + 1 + 2 \times 0.9) = 6 \text{ m}$$

$$0.045 \times u_c \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 6 \times 10^3 \times 0.6 \times \frac{25}{1.5} = 2700 \text{ KN}$$

$$N_u = 1995.71 \text{ KN} \leq 2700 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Donc : notre radier est en sécurité vis-à-vis le phénomène de poinçonnement

2) Vérification au renversement : 0.8G ± E

Selon (RPA99/version2003/A 10.1.5) quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c.-à-d. qu'on doit vérifier la condition suivante :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M: Moment du renversement (dû au séisme à la base).

N: La résultante des forces verticales

B : longueur du bâtiment

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul

sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$
x-x	742.94	46142.66	0,016	5.4	Condition vérifié
y-y	646.95	46142.66	0.014	2.9	Condition vérifié

Tableau VI.1 :vérification de la stabilité au renversement

VI.5.2. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle d'une épaisseur 50cm, appuyé sur les voiles et les poteaux et soumise à une charge uniformément répartie.

1) Ferrailage de la dalle de radier :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus sollicité et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x : 4.75 \text{ cm} \quad L_y : 4.75 \text{ cm}$$

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m) :

$$S_{\text{radier}} = 270.48 \text{ m}^2$$

$$N_u = 46142.66 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 33724.11 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times b = \frac{46142.66}{270.48} \times 1 = 170.6 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \times b = \frac{33724.11}{270.48} \times 1 = 124.7 \text{ KN/ml}$$

On doit calculer le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Avec : L_x : petite portée du panneau ;

L_y : grande portée du panneau.

Deux cas peuvent se présenter :

- Cas ou $\rho < 0.4$: le panneau porte dans un seul sens.

Les moments développés au centre du panneau ont pour expression :

$$M_{ox} = \frac{qL^2}{8}$$

- Cas ou $0.4 \leq \rho \leq 1$: le panneau porte dans les deux sens.

1/ Dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = \mu_x \times p \times L_x^2$

2/ Dans le sens de la grande portée : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Donc :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{475}{475} = 1 > 0,4 \quad \Rightarrow \quad \text{donc la dalle porte dans les deux sens.}$$

A partir des tableaux on na :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mu_{x,u} = 0.0368 & \mu_{y,u} = 1 \\ \mu_{x,s} = 0.0442 & \mu_{y,s} = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox,u} = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0368 \times 170.6 \times (4.75)^2 = 141.65 \text{KN.m} \\ M_{oy,u} = \mu_y M_{ox,u} = 1 \times 141.65 = 141.65 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox,s} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0442 \times 124.7 \times (4.75)^2 = 124.35 \text{ KN.m} \\ M_{oy,s} = \mu_y M_{ox,s} = 1 \times 124.35 = 124.35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc les moments dans la dalle partiellement encastré, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

À L'ELU :

- En travée :

$$M_{t,x,u} = M_{t,y,u} = 0.85M_{ox,u} = 0.85 \times 141.65 = 120.4 \text{KN.m}$$

- En appui :

$$M_{a,x,u} = M_{a,y,u} = -0.5M_{ox,u} = -0.5 \times 141.65 = -70.8 \text{ KN.m}$$

À L'ELS :

- En travée :

$$M_{t,x,s} = M_{t,y,s} = 0.85M_{ox,s} = 0.85 \times 124.35 = 105.7 \text{ KN.m}$$

- En appui :

$$M_{a,x,s} = M_{a,y,s} = -0.5M_{ox,s} = -0.5 \times 124.35 = -62.2 \text{KN.m}$$

b) Calcul des efforts tranchants (ELU) :

À L'ELU :

$$V_u = \frac{q_u l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{170.6 \times 4.75}{2} \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 270.11 \text{ KN}$$

c) Calcul ferrailage à L'ELU :

- En travée :

Dans le sens (x-x) et (y-y) :

$$h = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d = 27.5 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d' = 2.5 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{120.4}{105.7} \Rightarrow \gamma = 1.14$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{120.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.275^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.115$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.14 - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.211$$

$$\mu_{bu} = 0.115 \leq \mu_{lu} = 0.211 \quad \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.115}) = 0.153$$

$$\alpha = 0,153 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.275 (1 - 0.4 \times 0.153) = 0.258 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{120.4 \times 10^{-3}}{0.258 \times 348} \Rightarrow A_s = 13.41 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage minimale : (Condition de non fragilité) :**

$$A_s^{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \left\{ \frac{100 \times 30}{1000}; 0.23 \times 100 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On a:

Suivant x et y :

$$A_s = 13.41 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 3.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifier}$$

Suivant x et y :

$$A_s=13.41 \quad \Rightarrow \quad \text{on adopte : } \mathbf{10T14} \quad \text{avec : } A_s = 15.38 \text{ cm}^2.$$

✓ **L'espace S_t**

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \leq \min \{1.5h; 20 \text{ cm}\} = \{45, 20\} = 20 \text{ cm}$$

- **En appuis :**

$$M_{\max} = M_{a,x,u} = 70.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M_{a,x,s} = 62.2 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{70.8}{62.2} \Rightarrow \gamma = 1.139$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{70.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.275^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.066$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.139 - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.210$$

$$\mu_{bu} = 0.066 \leq \mu_{lu} = 0.210 \quad \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0.0854$$

$$\alpha = 0,0854 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.275(1 - 0.4 \times 0.0854) = 0.266 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{70.6 \times 10^{-3}}{0.266 \times 348} \Rightarrow A_s = 7.63 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage minimale : (Condition de non fragilité) :**

$$A_s^{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \left\{ \frac{100 \times 30}{1000}; 0.23 \times 100 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On a:

Suivant (x-x) et (y-y) :

$$A_s = 7.63 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 3.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifier}$$

donc en prend :

On adopte : **10T12** avec : $A_s = 11.31 \text{ cm}^2$.

✓ **L'espace S_t**

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{9} = 11.5 \text{ cm} \leq \min \{1.5h; 20 \text{ cm}\} = \{45, 20\} = 20 \text{ cm}$$

VI. 6. Dessin de ferrailage

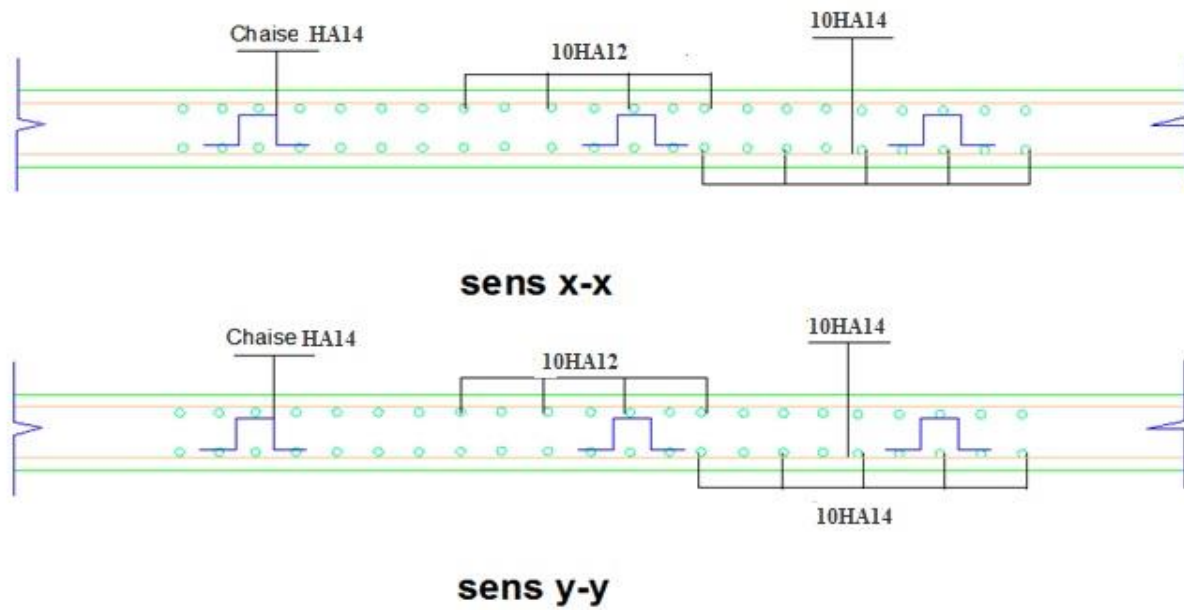


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du Radier.

VI.7. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Conclusion général

L'étude de ce projet est notre première véritable épreuve avant d'entrer dans la vie active, elle nous a permis d'approfondir nos connaissances des problèmes de conception et d'étudier les ouvrages en béton armé.

Nous avons pris conscience du grand développement du génie civil à tous les niveaux, en particulier dans le domaine des technologies de l'information (logiciels de calcul), parmi lesquels nous citons l'exemple d'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018, avec lequel nous avons appris à travailler et à utiliser au cours la mise en œuvre de ce projet ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du Bâtiment. Cela se fait par la lecture de diverses références bibliographiques.

Nous avons réalisé ce projet sur la base de trois critères, à savoir la résistance des éléments porteurs du bâtiment et la stabilité de sa forme face aux différentes menaces pour assurer la sécurité et l'adaptation des usagers et la norme économique. Après étude de ce projet, il a été constaté que :

- Renforts : Il a été observé que de nombreux éléments structuraux sont peu renforcés suggérés par RPA99 v 2003.
- Armatures excédentaires Nous avons dû augmenter la section de béton, sans nous référer aux dimensions précédentes.

L'importance de la quantité de voiles qui seront posées sur la coque a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière face au séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Utilisation de l'interface graphique (d'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018)

Visualiser la nature et la sévérité des limitations a été très utile dans notre cas.

En fin de compte, nous espérons que cet humble acte apportera plus à notre département et sera utilisé dans les futures mises à niveau.

BIBLIOGRAPHIE ET REFERENCE

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

LIVRES

- Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
- Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros oeuvre - Edition2003 Auteur(s): Henri Renaud..

LOGICIELS

- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT v 2018**
- WORD 2010
- AUTO CAD 2020

SITES INTERNET

[1] <https://pdfcoffee.com/resume-fondations-2018docx-pdf-free.html>

[2] <https://www.ummt0.dz/dspace/bitstream/handle/ummt0/11606/Larbaoui%2C%20Salim.pdf?sequence=1>

[3] <https://dspace.univbba.dz/xmlui/bitstream/handle/123456789/1244/PFE%20Bisset%20et%20Maadadi%20structure%202020-2021.pdf>

[4] <https://www.scribd.com/document/507968989/Memoire-Final-Manef-Bourmel-2020-1/>

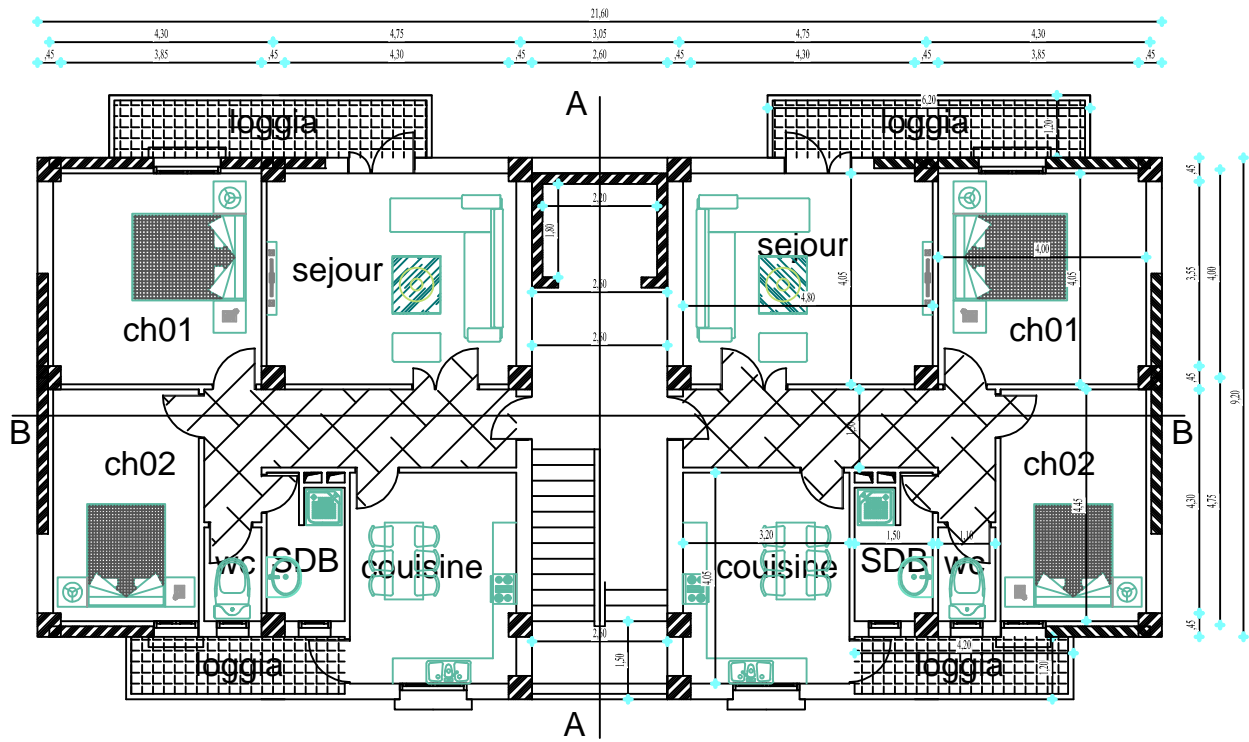
[5] <https://dspace.univ-adrar.edu.dz/jspui/bitstream/123456789/6138/1/Etude%20d%E2%80%99un%20B%C3%A2timent%20%28R%2B9%29%20%C3%A0%20usage%20multiple.pdf>

[6] <https://pdfcoffee.com/pfechouanafouzi-pdf-free.html>
<https://www.rapport-gratuit.com/batiment-r9-en-beton-arme-a-usage-dhabitation-et-administratif/>

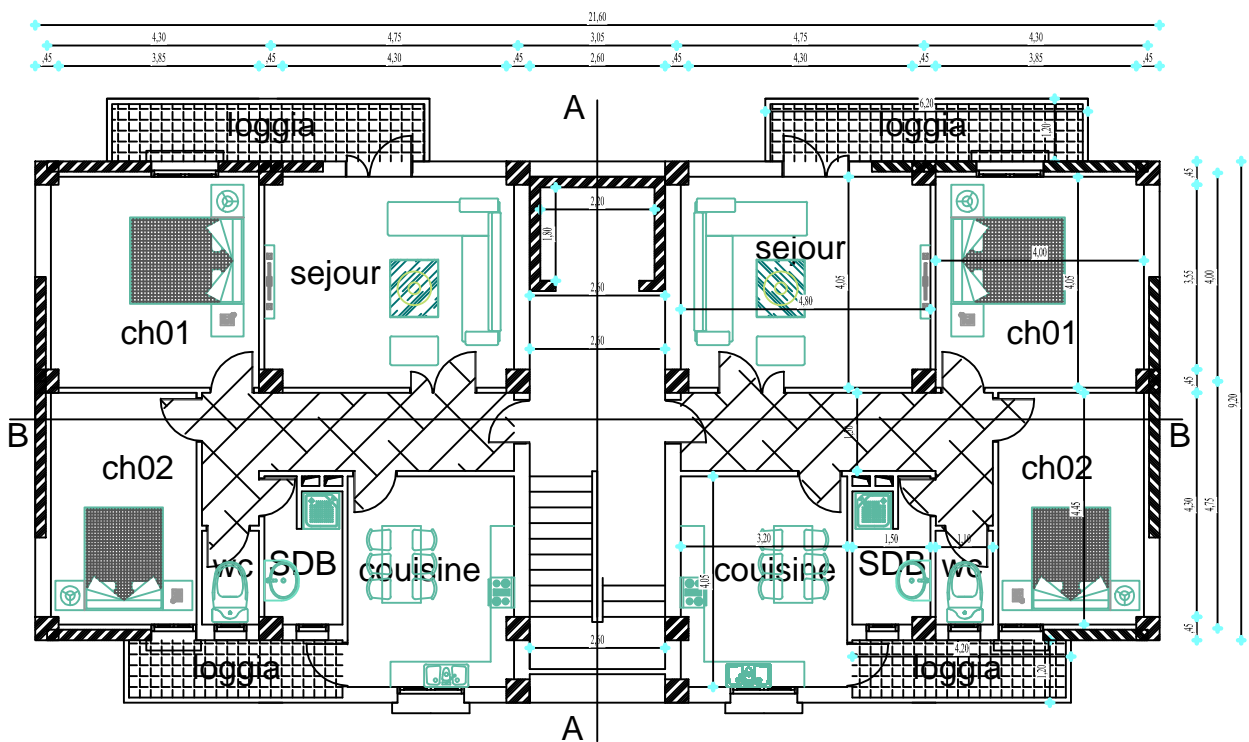
[7] <https://dspace.univ-bba.dz/bitstream/handle/123456789/582/m%C3%A9moire%20finale.pdf123456.pdf?sequence>

≡

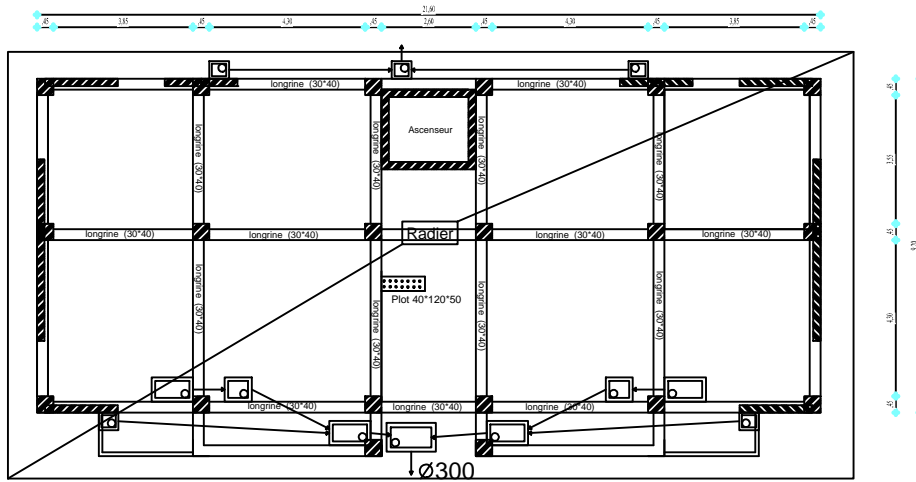
<https://pdfcoffee.com/pfechouanafouzi-pdf-free.html>



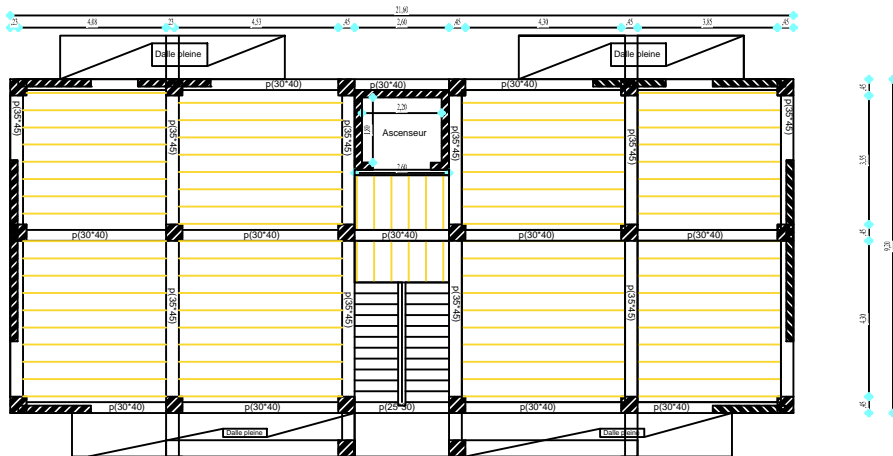
RDC



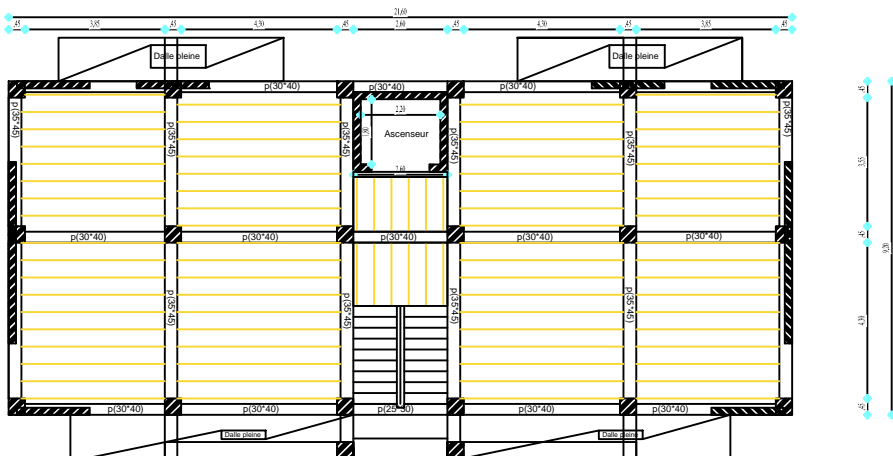
étage courant



Plan des fondation



RDC



Etage 01+02+03+04