

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع...../2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un hôtel (R+9)
à contreventement mixte avec sous sol
implanté à Biskra**

Nom et Prénom de l'étudiante :
Barkat Ouadjane

Encadreur : Meghazi Larafi Ismail

Année universitaire : 2019 - 2020

Remerciement

*Je tiens à remercier avant tout Dieu le tout puissant qui
m'a permis de réaliser ce mémoire En me donnant La force,
la patience et la volonté*

J'exprime mes vifs remerciements à mon promoteur

Mr. Meghazi Larafi Ismaïl

pour son aide, Ses Coonseils et ses orientations

*Un grand merci chaleureux et de tout mon cœur a mes
chers parents*

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

L'homme qui a tellement sacrifié pour moi et qui mérite toute ma reconnaissance

"Mon père"

Pour son grand cœur plein d'amour, qui n'a pas cessé de prier pour moi

"Ma mère"

A mes Sœurs « Zoubida , Rayhane et sa petite fille Bayane »

A mes Frères « Nazim et Sohaib »

A mes Chères amies « OYAMI : Yousra, Asma, Imen, Meriem »

Ouadjdane..

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation du projet	
1- Présentation de l'ouvrage.....	03
2- Caractéristiques géométriques de la structure.....	03
3-Description technique du bâtiment.....	03
4-Caractéristique mécanique des matériaux.....	04
4.1 Béton	
4.1.1 Les composants du béton.....	05
4.1.2 Dosage du béton.....	07
4.1.3 La résistance du béton	07
4.1.4 Déformation longitudinale du béton.....	09
4.1.5 Coefficient de poisson	09
4.1.6 La méthode des états limites.....	09
4.1.6.1 Définition d'un état limite.....	10
4.1.6.2 Déformations et contraintes de calcul.....	10
4.2 Acier:	
4.2.1 Caractéristique mécanique de l'acier.....	14
5. Actions et sollicitations	15
5.1 Les actions	15
5.2 Les sollicitations	16
5.2.1 Sollicitations de calcul (A.3.3BAEL91)	16
5.2.1.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service	16
5.2.1.2 Vérification de l'équilibre statique	17
5.2.1.3 Vérifications de la stabilité de forme.....	17

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de Charges

I. Pré dimensionnement	19
1. Les planchers	19
2. Les poutres	22
2.1 Les poutres principales	22
2.2 Les poutre secondaire.....	22
3. Balcon.....	23
4. Voiles.....	23
5. L'acrotère.....	24
6. Escalier.....	25
II. Descente de charge	27
III. Pré dimensionnement des poteaux:	30

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

1. Balcon.....	41
2. Escalier.....	46
2.1 les charges appliquées.....	46
2.2. Combinaison des charges.....	46
2.3. Détermination des sollicitations.....	47
2.4.Calcul de ferrailage	47
2.5.Vérification de l'effort tranchant.....	49
2.6.État Limite De Déformation	50
3. Acrotère.....	61
4. Plancher dalle pleine.....	65
4.1.Panneau intermédiaire	66
4.2.Panneau de rive.....	69
4.3. Dalle pleine cotée ascenseur.....	72
5. Les planchers à corps creux	76
5.1.Introduction	76
5.2 Les Méthodes de calcul	76
5.3.Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles	80
5.4. Calcul du Ferrailage.....	80

Chapitre IV : Etude sous charge horizontale

I. Etude de vent.....	94
1. Principes du DTR RNV.....	94
2. Etapes de calculs.....	94
II. Le séisme	
1. Introduction.....	105
2. Méthode de calcul : RPA99.....	105
2.1. La Méthode statique équivalente.....	105
2.2 La méthode d'analyse modale spectrale.....	107
2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme...108	
3. Application au bâtiment.....	109
3.1. Méthode statique équivalente:	109
4. modélisation de la structure.....	113

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

1.Ferrillages des poutres.....	127
2.Ferrillages des poteaux.....	137
3. Ferrillage des voiles.....	150

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

1. Combinaisons d'actions à considérer	161
2. Etude géotechnique.....	162
3. Choix de type de fondation.....	163
4. Ferrillage des nervures.....	167
5. Dalle pleine de radier.....	171
6. Etude du voile périphérique.....	177

Conclusion générale179

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

- Figure 1.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton
- Figure 1.2 : Diagramme des déformations limites de la section
- Figure 1.3: Diagramme Parabole-Rectangle
- Figure 1.4: Diagrammes déformations-contraintes du béton
- Figure 1.5: Diagramme Contrainte – Déformation du béton à l'ELS
- Figure 1.6: Diagramme contrainte-déformation

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de Charges

- Figure 2.1 : coupe transversal d'un plancher à corps creux
- Figure 2.2 : schéma des poutrelles.
- Figure 2.3 : Coupe de voile en élévation
- Figure 2.4 : Coupe de voile en Plan
- Figure 2.5: acrotère
- Figure 2.6 : Terminologie d'escalier
- Figure 2.7: Représentation du poteau le plus sollicité
- Figure 2.8: Représentation du poteau le plus sollicité

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

- Figure 3.1 : Ferrailage des balcons
- Figure 3.2. Les charge sur l'escalier type 1
- Figure 3.3. Ferrailage d'escalier
- Figure 3.4. type de la poutre palière.
- Figure 3.5. Ferrailage de la poutre palière
- Figure 3.6. Ferrailage de l'acrotère .
- Figure 3.7. Ferrailage dalle pleine.
- Figure 3.8. Schéma d'une Poutre continue
- Figure 3.9. Moments sur appuis
- Figure 3.10. Ferrailage des nervures

Chapitre IV : Etude sous charge horizontale

1. Le vent :

- Figure 4.1.1: Dimension du bâtiment
- Figure 4.1.2 légende pour les parois verticales
- Figure 4.1.3 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales -sens longitudinal

2. Le séisme :

- Figure 4.2.1 : La structure en 3D
- Figure 4.2.2 : Disposition des voiles
- Figure 4.2.3: premier mode(translation)
- Figure 4.2.4 : 2^{ème} mode (torsion)
- Figure 4.2.5 : 3^{ème} mode (torsion)
- Figure 4.2.6 : Disposition des voiles de la structure finale
- Figure 4.2.7:Premier mode (translation)
- Figure 4.2.8 : 2^{ème} mode (translation)
- Figure 4.2.9 : 3^{ème} mode (torsion)
- Figure 4.2.10: Représentation graphique de F,V longitudinal
- Figure 4.2.11: Représentation graphique de F,V sens transversal

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

1.Ferrailage des poutres:

- Figure 5.1.1 : Ferrailage des poutres principales
- Figure 5.1.2 : Ferrailage des poutres secondaires

2. Ferrailage des poteaux :

- Figure 5.2.1 : Ferrailage des poteaux

3. Ferrailage des voiles :

- Figure 5.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles
- Figure 5.3.2: Disposition des voiles
- Figure 5.3.3: Diagramme de contrainte
- Figure 5.3.4 : Ferrailage des voiles

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

- Figure 6.1. Diagramme des moment fléchissant à l'ELS
- Figure 6.2. Diagramme des moment fléchissant à l'ELU
- Figure 6.3. Diagramme des effort tranchant à l'ELS
- Figure 6.4. Diagramme des effort tranchant à l'ELU
- Figure 6.6. Ferrailage des nervures
- Figure 6.7. Le plus grand panneau
- Figure 6.8. coupe sens xx à l'ELU
- Figure 6.9.coupe sens xx à l'ELS
- Figure 6.10 Ferrailage de radier
- Figure 6.11 Ferrailage de voile périphérique

Liste des photos:

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de Charges

- Tableau 2.1: Le poids de Murs extérieurs
- Tableau 2.2: Le poids de Murs intérieurs
- Tableau 2.3: Le poids de Plancher terrasse accessible
- Tableau 2.4: Le poids de Plancher terrasse inaccessible
- Tableau 2.5: Le poids de Plancher étage courant
- Tableau 2.6: Le poids de palier de repos
- Tableau 2.8: Descente de charge du poteau
- Tableau 2.9: Descente de charge du poteau

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires:

- Tableau 3.1. les moments et les effort tranchant
- Tab 3.2. ferrailages de balcon.
- Tableau .3.3. La vérification de la contrainte
- Tableau 3.4. ferrailage des escaliers.
- Tableau.3.5. La vérification de la contrainte
- Tableau.3.6. ferrailage d'escalier.
- Tableau.3.7: Valeurs des moments isostatique
- Tableau.3.8: Valeurs des moments de continuité
- Tableau.3.9 Ferrailages sens X
- Tableau.3.10. Ferrailages sens Y
- Tableau.3.11. Vérification à l'effort tranchant
- Tableau.3.12: Valeurs des moments isostatique
- Tableau.3.13: Valeurs des moments de continuité
- Tableau.3.14: Ferrailages sens X
- Tableau.3.15: Ferrailages sens Y
- Tableau.3.16 Vérification à l'effort tranchant
- Tableau.3.17: Valeurs des moments isostatique
- Tableau.3.18: Valeurs des moments de continuité

Liste des tableaux et figures

- Tableau 3.20. Ferrailages sens X
- Tableau 3.21 Ferrailages sens Y
- Tableau 3.22 Vérification à l'effort tranchant
- Tableau 3.23. Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS
- Tableau 3.24. Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS
- Tableau 3.25. Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS
- Tableau 3.26. Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS
- Tableau 3.27. Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS
- Tableau 3.28. Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS

Chapitre IV : Etude sous charge horizontale

1. Le vent :

- Tableau 4.1.1 les coefficients $C_e(Z)$, $C_r(Z)$, Q_{dyn}
- Tableau 4.1.2 les coefficients de pression externe de la toiture.
- Tableau 4.1.3 : Valeur de C_p
- Tableau 4.1.4 : La pression de vent (q_j) du paroi
- Tableau 4.1.4 : La pression de vent (q_j) du toiture.
- Tableau 4.1.5. Les forces dans le sens transversal (N)

2. Le séisme :

- Tableau 4.2.1. : Coefficient d'accélération de zone A.
- Tableau 4.2.2 : Valeurs de T_1 et T_2
- Tableau 4.2.3 : Valeurs de ξ (%)
- Tableau 4.2.4.: valeurs des pénalités P_q
- Tableau 4.2.5: Modes propres, Périodes propres et Masses effectives
- Tableau 4.2.6: Modes propres, Périodes propres et Masses effectives
- Tableau 4.2.7 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.
- Tableau 4.2.8 : La résultante des forces sismiques (x).
- Tableau 4.2.9 : La résultante des forces sismiques (y).
- Tableau 4.2.10 : Les déplacements.
- Tableau 4.2.11. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.
- Tableau 4.2.12. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.
- Tableau 4.2.13. : Moment de renversement et Moment stabilisant
- Tableau 4.2.14. : Moment de renversement et Moment stabilisant

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs:

1.Ferrailage des poutres:

- Tableau 5.1.1.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison
- Tableau5.1.2 Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.
- Tableau 5.1.3.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison
- Tableau5.1.4 Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier

2. Ferrailage des poteaux :

- Tableau.5.2.1 tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison
- Tableau 5.2.2 Tableau récapitulatif de ferrailage
- Tableau 5.2.3 Ferrailage de poteau

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :

- Tableau 6.1 . Tableau récapitulatif de ferrailage de nervure
- Tableau.6.2: Valeurs des moments isostatique
- Tableau.6.3: Valeurs des moments de continuité
- Tableau6.4. Ferrailages sens X
- Tableau6.5. Ferrailages sens Y
- Tableau 6.6. Vérification à l'effort tranchant

Les symboles:

- M_u : Moment fléchissant ultime
- f_{c28} : Résistance Caractéristique à la compression du béton à 28 jours
- F_{t28} : Résistance Caractéristique de traction du béton à 28 jours
- σ_{bc} : Contrainte limite de compression de béton à l'ELS
- A : Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
- R : Coefficient de comportement de la structure
- **BAEL** : Béton armé à l'état limite.
- E : Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
- E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton.
- E_{vj} : Module de déformation différée du béton.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- **ELS** : Etat limite de service.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **FP** : Fissuration préjudiciable.
- **FPP** : Fissuration peu nuisible.
- **FTP** : Fissuration très préjudiciables.
- G : Charge permanente, module d'élasticité transversal.
- g : Largeur de la marche.
- C : Centre de flexion.
- C_d : Coefficient de pression dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.
- C_{frj} : Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
- **bo** : Largeur moyenne de la zone tendue d'une section
- **h** : Hauteur totale d'une section
- e : épaisseur, excentricité.
- I : Moment d'inertie.
- K_s : Coefficient du site.
- L : Portée.
- M : Moment, masse.
- M_0 : Moment en travée isostatique.

Liste des abréviations et symboles

- M_t : Moment en travée de la poutre considérée.
- M_{app} : Moment sur appuis.
- M_u : Moment ultime.
- N_G : Effort normal développé par les charges permanentes.
- N_Q : Effort normal développé par les charges d'exploitation.
- N_u : Effort normal ultime..
- P, W : Poids.
- Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.
- q : Densité de charge répartie.
- q_{10} : Pression dynamique de base du vent.
- q_H : Pression dynamique du vent agissant sur la hauteur H.
- **RPA** : Règlement parasismique Algérien.
- S : Surface de l'élément considéré, force sismique
- S_t : Espacement entre armatures.
- T : Effort tranchant, période.
- V : Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.
- d' : Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.
- d : Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
- a : Cote du poteau carré.
- b : Largeur de la poutre.
- f : Flèche.
- f_{bu} : Contrainte admissible de flambement.
- f_{ej} : Résistance à la compression.
- f_{ij} : Résistance à la traction.
- f_e : limite élastique de l'acier.
- I_f : Longueur du flambement.
- μ_r : Moment résistant.
- σ : Contrainte normale.
- σ_{bc} : Contraint de compression de béton.
- σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton.
- σ_s : Contrainte dans l'acier.
- σ_s : Contrainte limite de service de l'acier.
- σ_{s10} : Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.
- γ_b : Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.

Liste des abréviations et symboles

- γ_s : Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.
- ϵ_b : Déformation relative de l'acier tendu.
- α : Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
- γ : Poids volumique
- β : Coefficient de majoration dynamique.
- δ : Coefficient de dimension, déplacement.
- ϵ : Déformation relative du béton comprimé.
- η : Coefficient de fissuration.
- λ : Coefficient d'élanement.
- τ : Contrainte de cisaillement.
- ν : Coefficient de poisson.

Résumé

Ce projet de fin d'étude de master génie civil consiste à l'étude d'un hôtel R+9 à contreventement mixte avec sous sol, implanté à la Wilaya de Biskra, classé selon le **RPA 99 version 2003** en zone I de faible sismicité.

Le calcul des éléments structuraux de notre projet sera présenté à travers six chapitres;

La 1^{er} partie description générale et présentation du projet ensuite le pré dimensionnement et descente de charge, calcul et étude des éléments secondaires et principaux.

Enfin la modélisation et le calcul dynamique de la structure sont effectués à l'aide de logiciel **ROBOT 2018**; Tout en respectant les règlements utilisés dans notre calcul pour vérifier si la structure résiste aux différentes actions et sollicitations appliquées.

ملخص

مشروع مذكرة التخرج يتكون من دراسة فندق مكون من 9 طوابق و طابق ارضي بالاطافة إلى الطابق التحت ارضي . يتم انجاز المشروع في ولاية بسكرة التي تصنف رقم 1 ضمن المناطق الضعيفة للزلازل حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل **RPA99/2003**

حساب و دراسة العناصر الهيكلية الأساسية و الثانوية للمشروع سيتم تقديمها عبر التطرق إلى 6 فصول أول جزء يكون فيه عرض ووصف للمشروع بعد ذلك نقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية بعدها حساب العناصر الأساسية و الثانوية للبناية و دراسة البنية التحتية أخيرا يتم إجراء الحساب الديناميكي باستخدام برنامج **ROBOT2018**

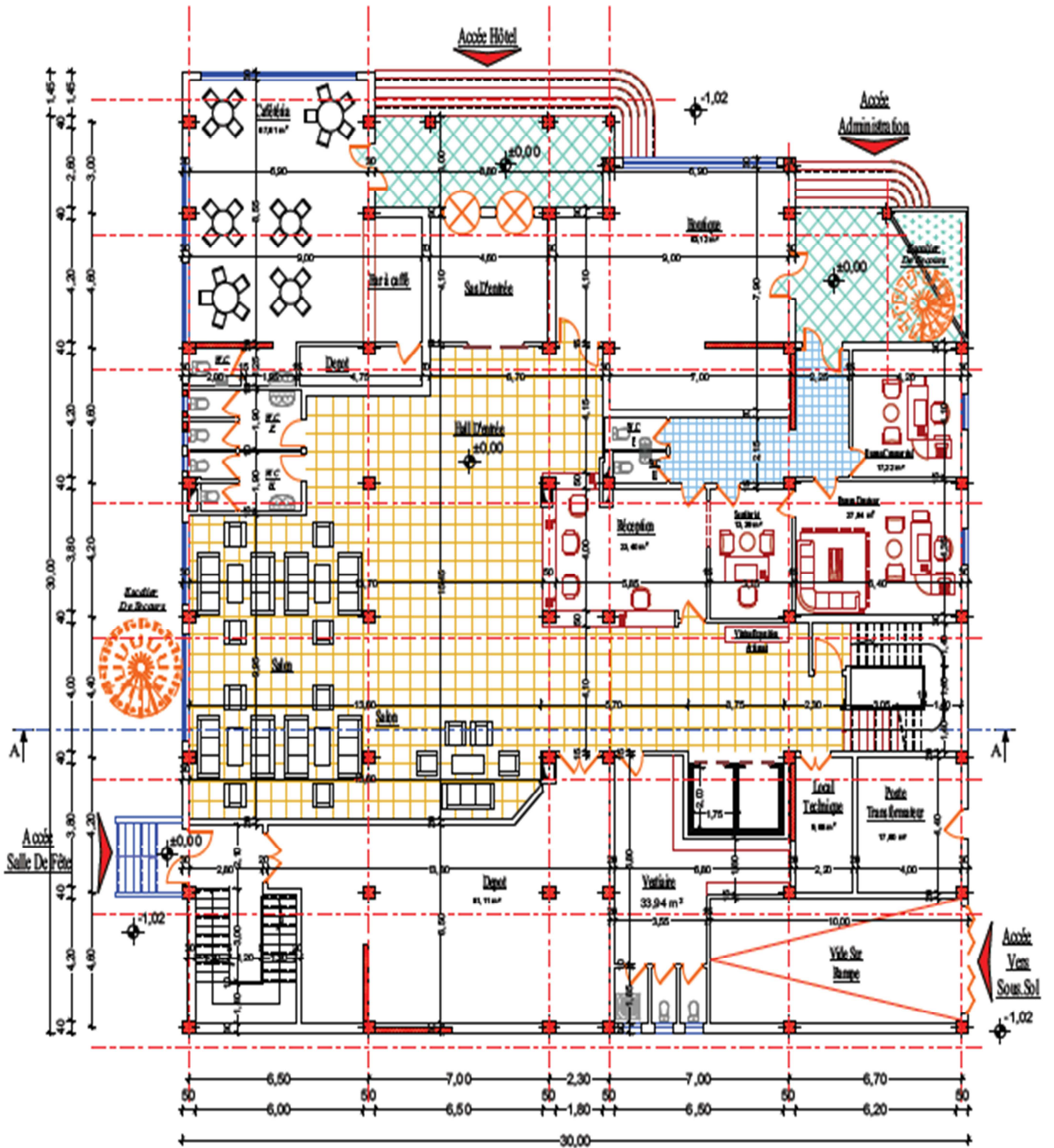
مع احترام جميع القواعد الأساسية للتحقق من مقاومة البناية لجميع التأثيرات و الحمولات المطبقة عليها

LES PLANS:

Façade principale

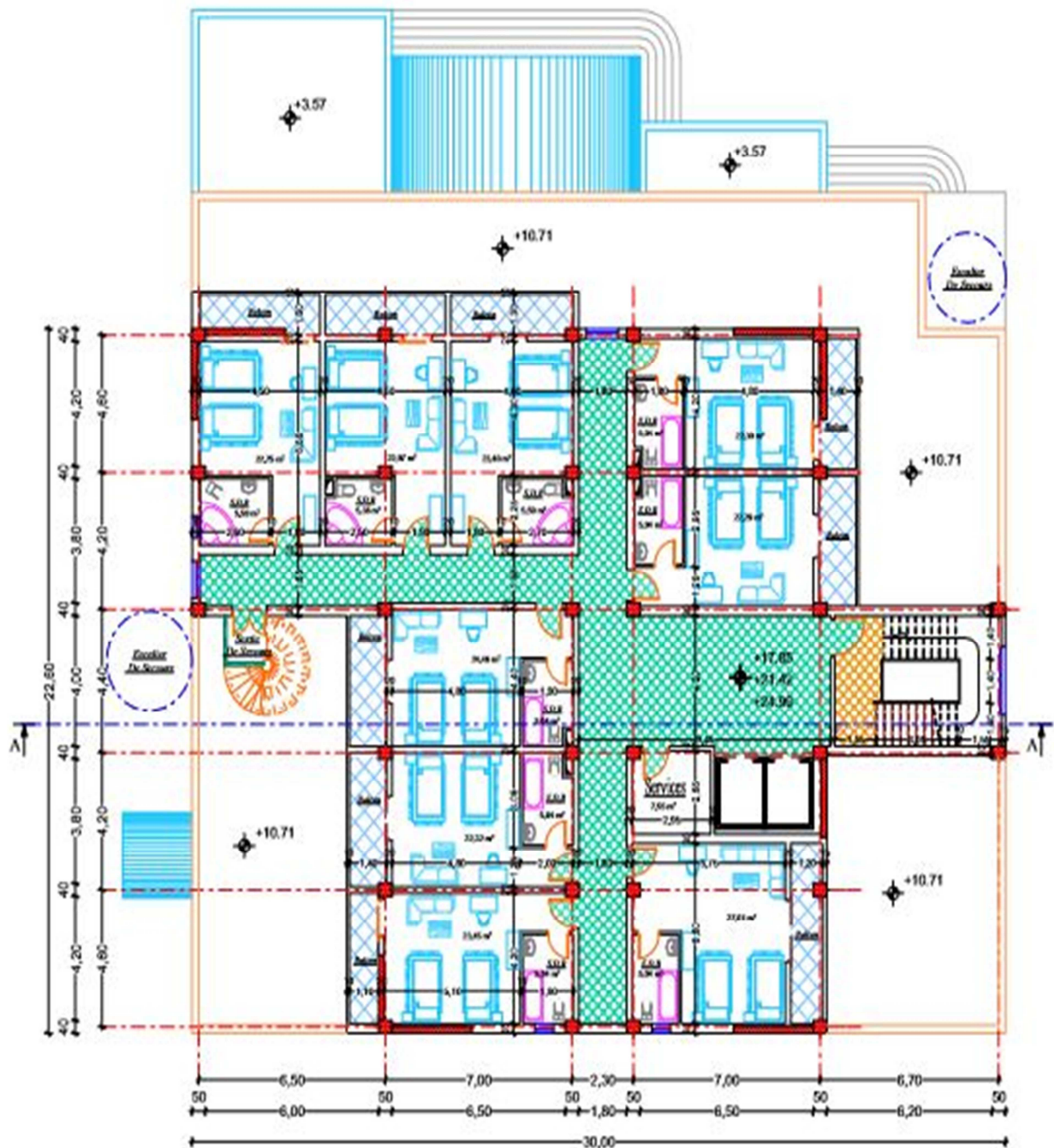


Plan Rez-Chaussée



➤ Etage courant

Plan 5eme et 6eme et 7eme Etage (Chambre 2 Lits Individuels)



Introduction générale

L'application des connaissances théoriques acquises lors de notre cursus universitaire seront concrétisées dans mon projet de fin cycle master génie civil option structure.

Le projet consiste à l'étude d'un hôtel R+9 à contreventement mixte avec sous sol; La structure est à éléments en béton armé de portiques plan poutres, poteaux et des voile.

Le calcul des éléments structuraux de notre projet sera présenter à travers six chapitres avec les étapes suivantes :

- Chapitre I : Présentation du projet
- Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de Charges
- Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires
- Chapitre IV : Etude sous charge horizontale
- Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs
- Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

La modélisation de la structure et le calcul dynamique sont effectuées à l'aide de logiciel **Robot 2018** tout en respectant quelques règlements , le **RPA99 version 2003**, les **DTR** algériens

et le **BAEL 99** .

La conclusion va nous permettre de vérifier si la structure résiste aux différentes action et sollicitations appliqués.

Chapitre I :

Présentation du projet

1- Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous sommes entrain d'étudier, consiste à un hôtel (**R+9**) à contreventement mixte avec sous sol, implanté à Biskra, classé selon les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003**) comme une zone de sismicité faible (**zone I**) et groupe d'usage **1B**.

2- Caractéristiques géométriques de la structure

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- La longueur : 30.0m
- La largeur : 30.00m
- La Hauteur sans acrotère : **35.53m**
- La Hauteur de l'acrotère : **0.8m**
- La Hauteur par niveau : **3.57m**
- La Hauteur sous sol : **3.57m**

3-Description technique du bâtiment

- **Le contreventement**

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques en béton armé.

- **Plancher**

constitués de poutrelles avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement verticaux.

Les types de plancher utilisés dans notre projet, sont des dalles pleines pour tout les niveaux.

- **Maçonneries**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 20 cm d'épaisseur.

- **Escaliers**

sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Les étages sont reliés entre eux par des escaliers à un seul palier de repos et par un ascenseur électrique à traction ,type 1000.

- **Revêtements du sol, murs et plafonds**

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieures et les plafonds.
- Grés cérame pour les planchers et les escaliers
- Le plancher terrasse sera couvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales .

- **Acrotère**

L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade. Comme la terrasse est accessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'une acrotère en béton armé de 80 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **Cage d'ascenseur :** L'ascenseur est un appareil élévateur avec sa boîte permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

- **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales de la superstructure au sol.
- limitation des tassements différentiels et uniforme.

L'étude géotechnique préconise la conception de fondation superficielle, l'étude de l'infrastructure nous a conduits à un radier général nervuré.

- **Données du site**

D'après le rapport géotechnique, les études faites sur le sol où le projet sera implanté, nous renseignent qu'il appartient à la catégorie S3 (site meuble) avec une contrainte admissible du sol $q_{adm} = 1.8$ bars. Par ailleurs, le bâtiment sera implanté dans une zone de sismicité faible (zone I).

4- Caractéristique mécanique des matériaux

4.1 Béton

On appelle béton la pierre artificielle obtenue grâce au durcissement d'un mélange de liant, d'eau et d'agréats. Les composants principaux du béton sont :

- Les granulats (ou matière inerte: sable, gravillons, cailloux, etc...) ou des agréats;
- Un liant (chaux, bitume, ciment, etc...);

- L'eau qui intervient comme réactif,
- Adjuvants

le tout est choisi à partir de formulation de béton selon les calculs.

4.1.1 Les composants du béton

a. Granulats

On désigne en générale par granulats l'ensemble des matériaux internes-naturels ou artificiels qui sont solidarisés par le ciment. Ce mélange qui se compose de diverses classe granulaires, constitue le squelette granulaire du béton et doit comporter le moins possibles. Par rapport à la pate de ciment qui les enrobe,

des granulats de bonne qualité offrent les avantages suivants:

- ✓ résistance en générale plus élevée
- ✓ meilleure durabilité
- ✓ stabilité volumique en présence d'humidité, d'ou un effet favorable sur le retrait du béton
- ✓ absorption d'une partie de la chaleur d'hydratation, d'ou un effet régulateur sur le processus de prise.

Les granulats est l'ensemble de grains minéraux appelés, fines, sables, gravillons ou cailloux, suivant leur dimension comprise entre **0** et **80mm** .

Pour les granulats utilises en béton arme, on distingue :

- ✓ les granulats alluvionnaires dits roubles (forme acquise par l'érosion).
- ✓ les granulats de carrières aux formes angulaires (obtenus par abattage et concassage).

➤ Essai pour déterminer les propriétés générales des granulats :

1. Analyse granulométrique la norme NF EN933-1
2. Détermination de la forme des granulats coefficient d'aplatissement la norme NF EN 933-3
3. Mesure du coefficient d'absorption des sables (NF P 18-555)
4. Résistance au choc (Essai Los Angeles)
5. Détermination de la masse volumique absolue d'un sable ou d'un gravier
6. Mesure la propreté des graviers (l'essai d'équivalent de sable)
7. Analyse chimique des granulats utilisés Selon la norme NF EN 1744_1 A

b. Liant

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire capable de faire prise dans l'eau. Il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui, mélangée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcissant progressivement dans le temps. On distingue différents types de ciment et différentes classes de résistance.

- Les essais de control au niveau de laboratoire :
 1. détermination des résistances mécaniques la norme NF EN 196-1
 2. détermination du temps de prise et de la stabilité NF EN 196-3
 3. détermination de la finesse NF EN196-6
 4. analyse chimique des ciments la norme NF EN196-2
 5. détermination de la teneur en chlorures, en dioxyde de carbone et en Alcalis dans les ciments NF EN 196-21

c. Eau de gâchage

L'eau de gâchage est un élément essentiel pour la fabrication du béton. Elle est ajoutée lors du mélange afin d'hydrater le ciment et permet de lier les constituants du béton entre eux. Toutes les eaux ne peuvent être utilisées pour gâcher les bétons et les mortiers, l'eau potable est toujours utilisable, mais dans certains cas l'eau contient des impuretés, ce qui nécessite une analyse chimique pour déterminer les impuretés qui s'y trouvent. Ces impuretés sont soit des composés chimiques qui peuvent être actifs vis-à-vis du ciment, des granulats ou des armatures, soit des particules en suspension qui sont indésirables.

Son rôle est :

- L'hydratation de liant ;
- Assurée l'ouvrabilité et un bon compactage du béton;
- Elle mouille les granulats, et facilite la mise en place du béton ou du mortier.

d. Adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques de plus en plus courants lors de la fabrication du béton. Ajoutés à faible dose lors de la préparation du béton, ces produits améliorent certaines caractéristiques de ce matériau. Les différents types d'adjuvants qui existent vous permettront d'obtenir un béton avec les caractéristiques spécifiques que vous souhaitez lui donner.

Les principaux adjuvants sont les suivants :

- ✓ Accélérateur de prise
- ✓ Accélérateur de durcissement
- ✓ Retardateur de prise
- ✓ Plastifiant
- ✓ Superplastifiant
- ✓ Entraîneur d'air

4.1.2 Dosage du béton

Le béton est un matériau composite constitué de granulats gros et fins (gravier ou pierre concassée, sable) de ciment et d'eau.

- ✓ Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit.
- ✓ La pâte de ciment hydraté et le sable constituent le mortier.

Celui-ci a pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomerat solide.

Les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Le dosage est fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée.

Pour obtenir une résistance mécanique à 28 jours égale à 25 MPA, nous allons adopter la composition suivante pour 1 m³ de béton :

- 350 kg/m³ de ciment de CPA 325
- 400/ kg/m³ de sable (dimension : $\phi \leq 5\text{mm}$).
- 800 kg/m³ de gravillons (dimension : $5\text{mm} \leq \phi \leq 25\text{mm}$).
- 175 L d'eau de gâchage .

4.1.3 La résistance du béton

a) résistance à la compression:

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'age est déterminé à partir d'essai sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

la résistance de référence est prise a **28j** dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée).

La résistance a la compression du béton est définie a (**j**) jours, a partir de la charge (**F_r**)

conduisant a sa rupture : $f_{cj}(\text{MPa})=F_r/s$

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de

f_{c28} par :

- pour des résistance $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$\begin{cases} j < 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ j > 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- pour des résistance $f_{c28} > 40$ MPa

$$\begin{cases} j < 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \\ j > 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

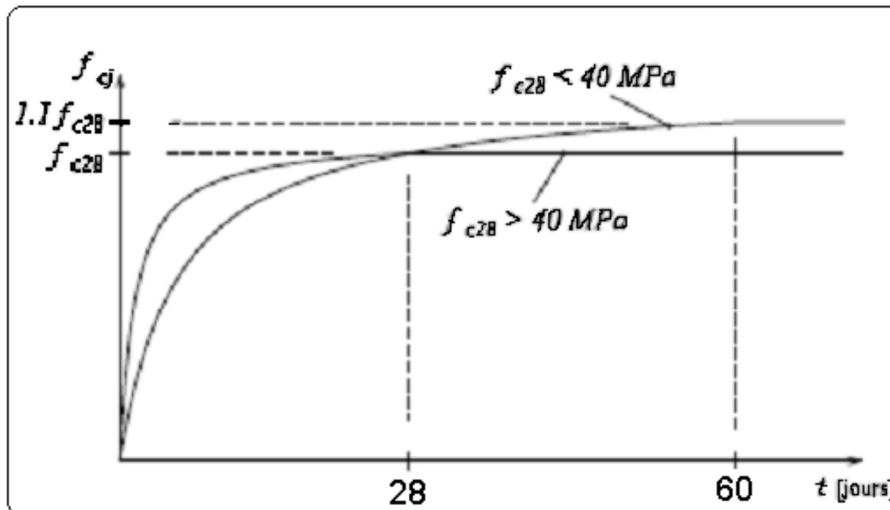


Figure1.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b) Résistance à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

4.1.4 Déformation longitudinale du béton

a. Module de déformation longitudinale instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet défaut de mesures, qu'à l'âge 'j' jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{A.2.1,21 BAEL 91})$$

pour $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa}$.

b. module de déformation longitudinale différée:

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère, ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{A.2.1,22 BAEL 91})$$

pour $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $E_{i28} = 10818,9\text{Mpa}$

4.1.5 Coefficient de poisson(A.2.1,3 BAEL 91)

Sous un chargement une éprouvette se déforme longitudinalement et transversalement. Le coefficient de poisson sera pris égale à:

$\nu = 0$ dans le cas des Etats limite ultime (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0,2$ dans le cas des Etats limite de service(E.L.S) (section no fissurée)

4.1.6 La méthode des états limites

4.1.6.1 Définition d'un état limite

Un **état limite** est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

➤ Le BAEL distingue deux catégories d'états limites :

a) Etats Limites Ultimes (E.L.U.)

On distingue:

- Etat limite d'équilibre statique: stabilité des constructions ;

- Etat limite ultime de résistance: (symbole E.L.U.R.) : matériaux constitutifs ;
- Etat limite de stabilité de forme : (symbole E.L.U.S.F.) : non risque de flambement.

Hypothèses de calcul

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton (les déformations sont les mêmes pour les deux matériaux béton et acier);
- la résistance a la traction du béton est négligée;
- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier a 10 ‰, pour le raccourcissement unitaire du béton a 3,5 ‰ en flexion et 2 ‰ en compression simple ;

b) Etats Limites de Services (E.L.S.)

On distingue:

- Etat limite de compression du béton : une contrainte de compression a ne pas dépasser
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures.

Hypothèses de calcul (BAEL A.4.5,1)

- La résistance a la traction du béton tendu n'est pas prise en compte dans les calculs;
- Pas de glissement relatif entre armatures et béton $\epsilon_b = \epsilon_s$;
- Par convention, le rapport **n** du module d'élasticité longitudinale de l'acier sur celui du béton ou « **coefficient d'équivalence** » a pour valeur **15** ($E_s/E_b = n = 15$).

4.1.6.2 Déformations et contraintes de calcul

a. Contrainte à l'Etat Limite Ultime (ELU)

- **Diagramme des déformations limites d'une section (Règles des trois pivots)**

Le dimensionnement a l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis sur la **Figure 1.5**

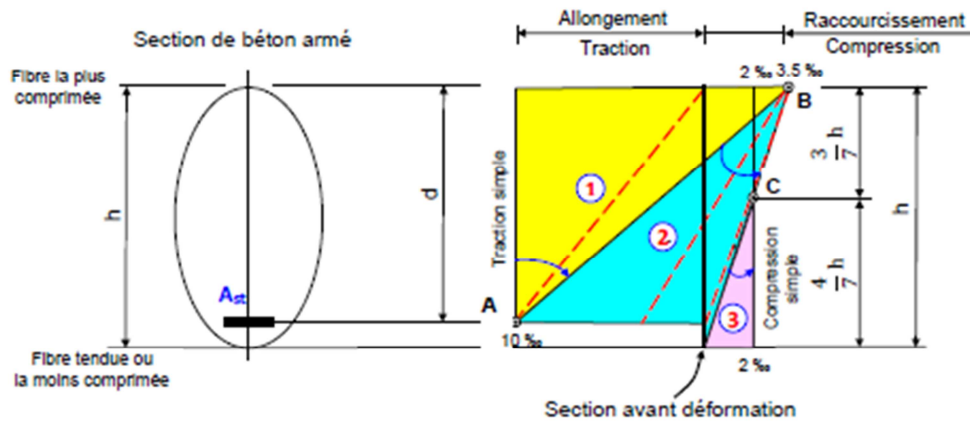


Figure 1.2 :Diagramme des déformations limites de la section

L'analyse de ce diagramme est comme suit :

♦ **Pivot A (Domaine 1):**

- Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$;
- Pièces soumises a la traction simple ou a la flexion simple ou composée.

♦ **Pivot B (Domaine 2):**

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$;
- Pièces soumises a la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).

♦ **Pivot C (Domaine 3):**

- Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = (3/7)h$;
- Pièces soumises a la compression simple (Si la droite de déformation est parallèle a la droite représentative de la section avant déformation) ou a la flexion composée.

• **Diagrammes déformations-contraintes du béton (A.4.3,4 BAEL91)**

On distingue deux types de diagrammes

- Le diagramme :parabole-rectangle (BAEL A.4.3,41);
- Le diagramme rectangulaire simplifié. Ce diagramme peut remplacer le diagramme parabole-rectangle si la section considérée n'est pas entièrement comprimée (cas de la flexion simple) (BAEL A.4.3,42).

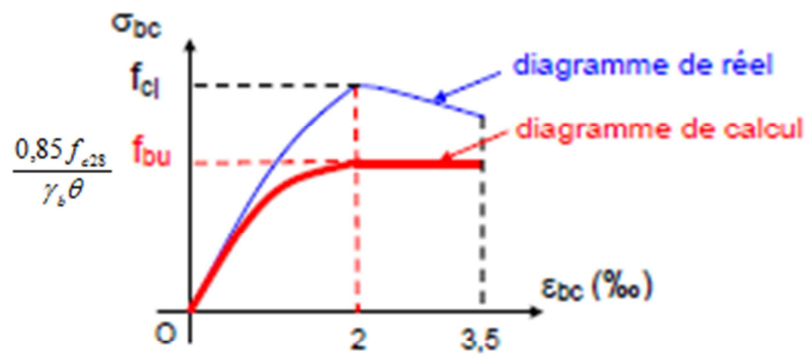


Figure1.3: Diagramme Parabole-Rectangle

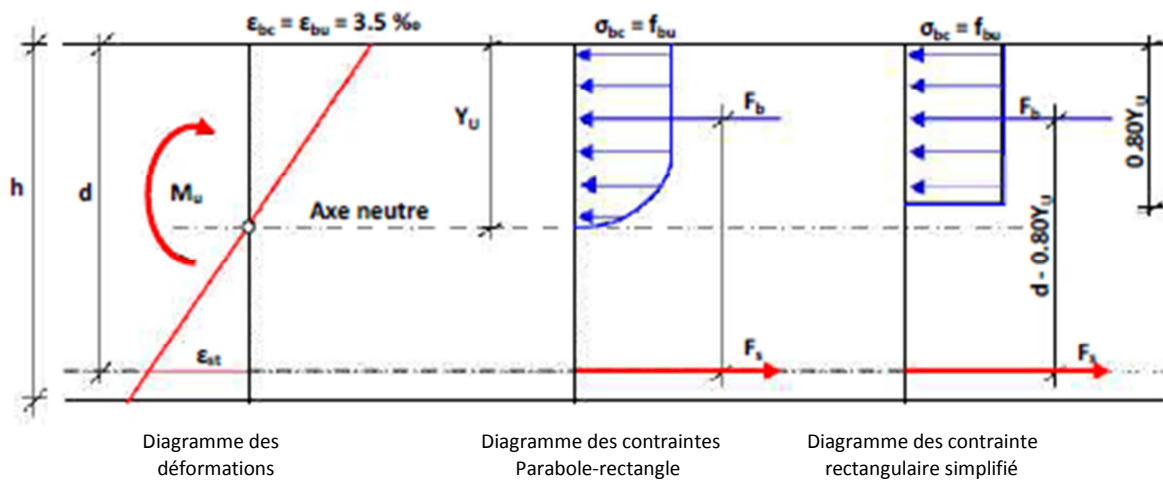


Figure1.4: Diagrammes déformations-contraintes du béton

- h** : la hauteur totale de la section ;
- d** : hauteur utile en flexion simple ;
- yu** : position de la fibre neutre ;
- σbc** : contrainte de compression du béton ;
- f_{bu}** : résistance conventionnelle ultime a la compression ;
- εbc** : déformation du béton en compression.

• La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation comprise entre 2 ‰ et 3,5 ‰ est :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ; tel que: $\gamma_b = 1,15$: situation accidentelle;

- $\gamma_b = 1,5$: cas général.
- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :
 - $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h
 - $\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et
 - $\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

Contrainte admissible de cisaillement: (A.5.1.2 BAEL91)

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$), est donnée par les expressions suivantes :

- ✓ Fissuration peu préjudiciable $\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$

b. Contrainte à l'Etat Limite de Service (ELS) :

- La contrainte de compression du béton, symbole σ_{bc} , est limitée a:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

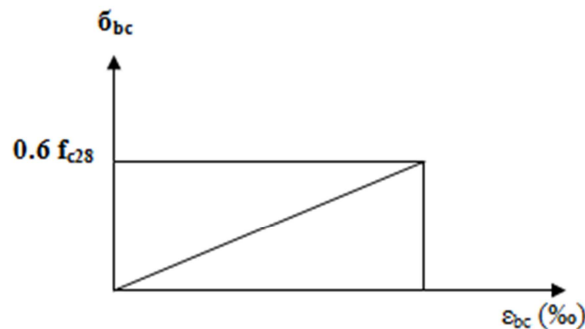


Figure1.5: Diagramme Contrainte – Déformation du béton à l'ELS

Il faut veiller à ce que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

4.2 Acier:

L'acier est un alliage de fer et de carbone. cet alliage possède une bonne résistance mécanique en traction et en compression. L'acier est fabriqué sous forme de barres cylindriques par laminage à chaud, suivi d'un écrouissage par torsion ou traction améliorant ses propriétés mécaniques.

La forme et désignation des armatures:

Les aciers d'armature se présentent sous forme de barres. Les plus petits diamètres peuvent être fournis en rouleau, comme sous forme de barre droites de 6 ou 12m de longueur. Les autres diamètres sont fournis sous forme de barre droite de 6 à 12m longueur.

- **Les ronds lisses:** se sont des barres lisses, leur classes (nuance) sont: FeE215 et FeE235. Leurs diamètres nominaux sont: 6,8,12,14,16,20,25,32,40,50 (mm)
- Les aciers à haute adhérence: FeE400 et FeE500, ces armatures présentent des aspérités en saillies inclinés par rapport à l'axe de la barre appelées empreintes pour améliorer l'adhérence entre le béton et l'acier. Leurs diamètres nominaux sont: 6,8,10,12,14,16,20,25,32,40,50
- Les treillis soudés: Ils sont pour ferrailer rapidement des éléments plans tels que les dalles, ils sont constitués par des fils perpendiculaires et soudés électriquement.

4.2.1 Caractéristique mécanique de l'acier (A.2.2 BAEL 91)

a. Contrainte limite ultime (A.2.2.2 BAEL 91)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

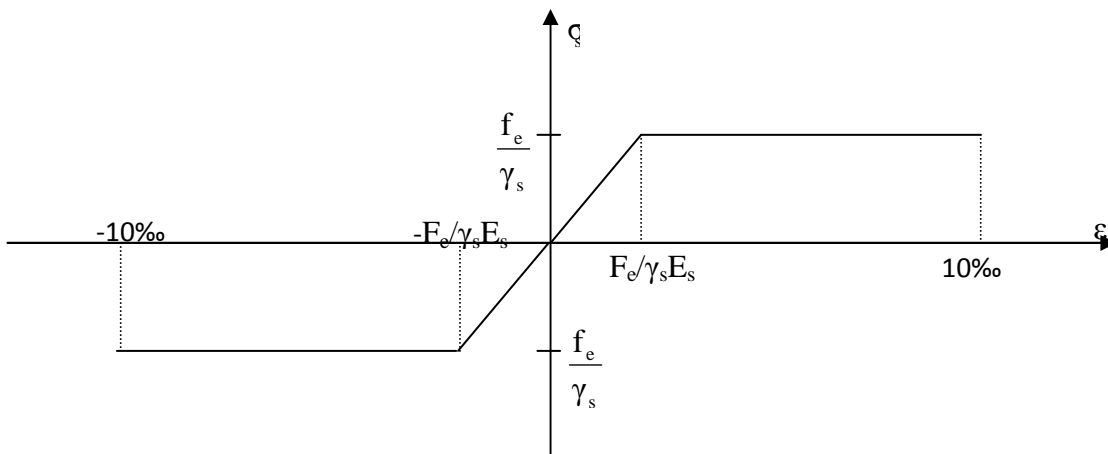


Figure1.6: Diagramme contrainte-déformation

Avec :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s$$

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

a. Contraintes limites de l'acier à l'ELS

D'après les règles BAEL 91 (A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures :

- ✓ **fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- ✓ **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il ya risque d'infiltration.
- ✓ **Fissuration très préjudiciable** : milieu agressif contact, continu avec l'eau.

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{en fissuration peu préjudiciable, pas autre limitation que celle à l'ELU (4.5,32 BAEL91)} \\ \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) ; \text{en fissuration préjudiciable (4.5,33 BAEL91)} \\ \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) ; \text{en fissuration très préjudiciable (4.5,34 BAEL91)}. \end{cases}$$

avec :

η : coefficient de fissuration ;

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

$\eta = 1$ Pour rond lisse

$\eta = 1.6$ Pour hautes adhérences avec $\varnothing \geq 6\text{mm}$

5. Actions et sollicitations

5.1 Les actions (A 3.1 CBA93)

On appelle actions, les forces et les couples de forces dûs aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

– Les actions permanentes notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le

temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Poids propre de la structure.
- Poussée des terres et liquides.
- Les actions variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon

importante dans le temps tel que :

- Charges d'exploitation ;
- Charges climatiques (neige, vent) ;
- Charges dues à l'effet de température ;
- Charges appliquées en cours d'exécution;
- Les actions accidentelles, notées *FA*, provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs.

Les valeurs des actions ont généralement un caractère nominal . Elles sont définies soit par les textes réglementaires et normatifs en vigueur, soit par le présent règlement, soit par les textes particuliers à l'ouvrage.

5.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et efforts tranchants, calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

5.2.1 Sollicitations de calcul (A.3.3BAEL91)

➤ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes résistance (A.3.3.2.BAEL91)

Les sollicitations à considérer résultantes des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

a. Combinaison fondamentale : (A.3.3,21 BAEL91)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5 \text{ dans le cas général}$$

$$\gamma_{Q1} = 1,35 \text{ dans les cas particuliers (température ...)}$$

b. Combinaisons accidentelle (RPA99 /VERSION 2003)

$$- G+Q+Ex \dots\dots 5-1$$

$$- G+Q+Ey \dots\dots 5-1$$

$$- 0.8G\pm Ex \dots\dots 5-2$$

$$- 0.8G\pm Ey \dots\dots 5-2$$

5.2.1.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (A.3.3,3 BAEL91) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

G_{\max} = l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} = l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 = une action variable dite de base.

Q_i = une action variable d'accompagnement ($i > 1$).

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (B.A.E .L91 article A 3,31).

5.2.1.2 Vérification de l'équilibre statique (A.3.3,4-BAEL91) :

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

5.2.1.3 Vérifications de la stabilité de forme A.3.3, 5-BAEL91) :

Les sollicitations de calcul à considérer et la nature des justifications à présenter, sont Précisées à l'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91.

Chapitre II :

Pré dimensionnement et

Descente de Charges

Introduction

Le pré-dimensionnement à pour but " le pré calcul " des sections des différents éléments résistants de la structure. IL sera fait selon les règles **BAEL91** et le **RPA99(version 2003)** et afin d'arriver à déterminer des sections économiques pour éviter un surcout d'acier et du béton.

I. Pré dimensionnement

1. Les planchers

➤ plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est le plus utilisé dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, de l'hourdis (dalle de compression).

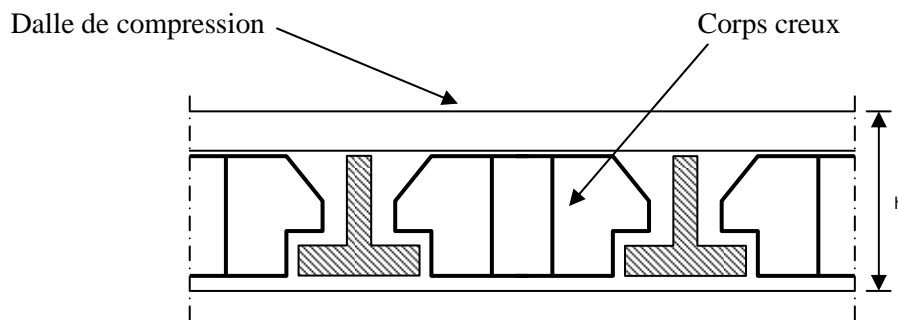


Figure 2.1 : coupe transversal d'un plancher à corps creux

L'épaisseur dépend des conditions suivantes :

- Résistance au feu ($2h$) : $e \geq 11 \text{ cm}$
- Condition d'isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$
- Résistance à la flexion.

a) Détermination de l'épaisseur du plancher:

h_t : $h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression (hourdis)

h : hauteur de corps creux

b_0 : largeur de la nervure

b : distance entre axe des poutrelles

La hauteur totale du plancher h_t est déterminé selon la condition de flèche : (**art B.6.8,424**)

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

avec : L: longueur entre nus d'appuis d'une poutrelle

L=420 cm

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.6 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (16+4)=20cm.

b) les poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie selon les dimensions du corps creux utilisé.

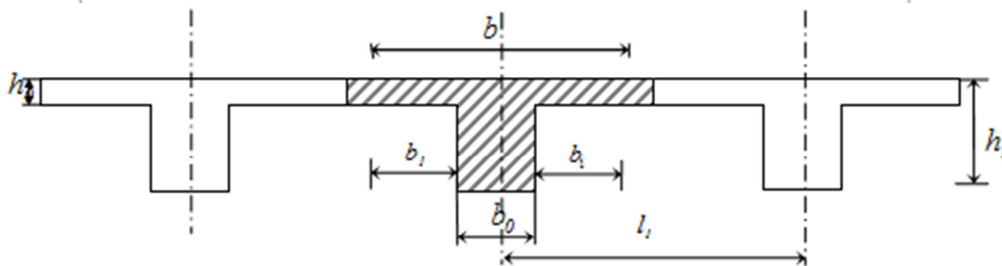


Figure 2.2 : schéma des poutrelles.

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

- soit $b_0 = 14 \text{ cm}$
- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 16cm et de longueur 50cm.
- La section en travée à considérer est une section en T

La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes:

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \end{array} \right.$$

l_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure

Donc on prend $b_1 = 25\text{cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = (2 \times 25) + 14 = 65 \text{ cm}$$

soit $b=65\text{cm}$

Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques des poutrelles

$h_t(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
20	4	65	25	14

➤ dalle pleine

• Dalle pleine

L'épaisseur dépend des conditions suivantes :

- Résistance au feu (2h) : $e \geq 11 \text{ cm}$
- Condition d'isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$
- Résistance à la flexion.
-

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} l_x: \text{le plus petit coté de la dalle} \\ l_y: \text{le plus grand coté de la dalle} \end{cases}$$

Avec :

$$\text{si : } \rho < 0.4$$

⇒ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée

$$e \geq \frac{l_x}{25}$$

$$\text{si : } 0.4 \leq \rho \leq 1$$

⇒ la dalle est considérée comme portant dans deux directions

$$e \geq \frac{l_x}{40}$$

$$\rho = \frac{4.2}{6.5} = 0.65 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \frac{l_x}{40} \approx 10.5\text{cm}$$

$$e = \max(11; 16; 10.5) \quad \text{On opte pour : } e = 16 \text{ cm}$$

2. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargé de reprendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les transmettre aux poteaux.

Lorsqu'il s'agit de pré dimensionner une poutre, c'est à dire choisir forfaitairement la largeur **b** et la hauteur **h** d'une poutre rectangulaire.

Elles sont dimensionnées selon le BAEL 83 édition 1986 (PIERRE CHARON) et vérifié par le RPA99 version 2003.

Condition de **BAEL 83 (PIERRE CHARON)**:

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.3h \leq b \leq 0.6h$$

2.1 Les poutres principales:

Condition de **BAEL 83 (PIERRE CHARON)**:

$$h = \left(\frac{1}{16} : \frac{1}{10} \right) \cdot L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grande portée = 650cm

$$h = \left(\frac{650}{15} : \frac{650}{10} \right) \longrightarrow h = (40 ; 65) \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{h = 60 \text{ cm}}$$

$$b = (0.3h : 0.6h) \longrightarrow b = (18 : 36) \text{ Cm} \longrightarrow \mathbf{b=30cm}$$

Vérification selon RPA : (**a7.5.1 RPA99/V2003**)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \implies \frac{60}{30} = 2 \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

Donc les conditions de RPA et BAEL sont vérifiées on prend une poutre principale (**30×60**).

2.2 Les poutre secondaire

Condition de **BAEL 83 (PIERRE CHARON)**:

$$h = \left(\frac{1}{16} : \frac{1}{10} \right) \cdot L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grande portée = 420cm

$$h = \left(\frac{420}{15} : \frac{420}{10} \right) \longrightarrow h = (26; 42) \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{h = 40cm}$$

$$b = (0.3h : 0.6h) \longrightarrow b = (12 : 24) \text{ Cm} \longrightarrow \mathbf{b=30cm}$$

Vérification selon RPA : (a7.5.1 RPA99/V2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \implies \frac{60}{35} = 1.14 \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

Donc les conditions de RPA et BAEL sont vérifiées on prend une poutre secondaire (30×40).

3. Balcon :

En général, le balcon est constitué d’une dalle pleine dont l’épaisseur est conditionnée par:

Pour une dalle sur un seul appui:

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{130}{20} = 6.5\text{cm}$$

On prend : e = 15cm

4. Voiles:

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

D'après RPA 99 / version 2003 (art 7.7.1), l'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

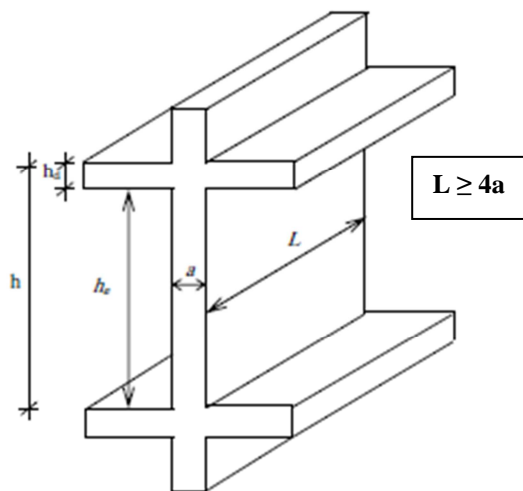


Figure 2.3 : Coupe de voile en élévation

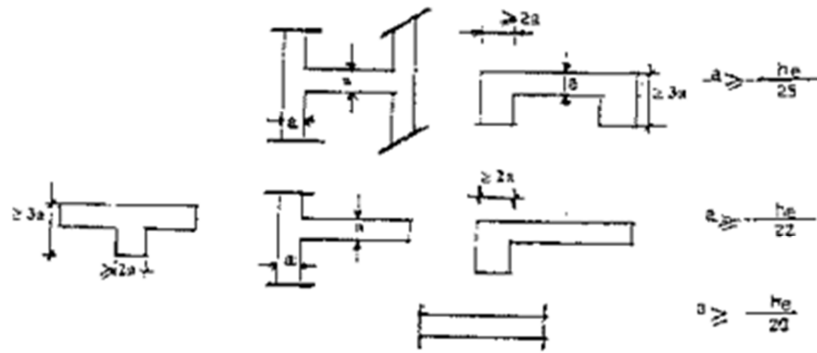


Figure 2.4 : Coupe de voile en Plan

Pour notre projet on a des voiles à bouts libres et des voiles avec trois bouts forme U.

➤ Voile bouts libres

$$a \geq \frac{h_e}{20} \text{ (a.7.7.1 RPA99/V2003)}$$

avec : h_e est la hauteur d'étage entre deux planchers

$$h_e = 3.57 - 0.6 = 3.15\text{m} \implies a \geq \frac{315}{20} = 15.7\text{cm}$$

$$a = 20\text{cm} \implies L \geq 4a \implies L \geq 80\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5. L'acrotère:

Dans notre cas la terrasse est accessible, $h=80\text{cm}$

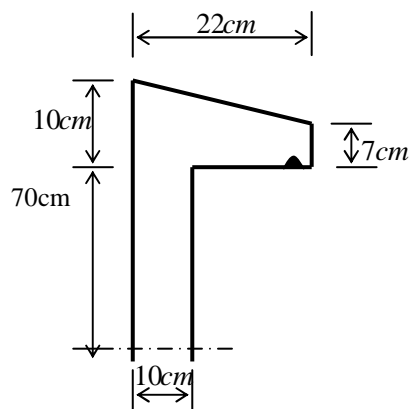


Figure 2.5: acrotère

$$S = \frac{0.03 \times 0.22}{2} + (0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.22)$$

$S = 0.088m^2$

P_{ac} : poids de l'acrotère par mètre linéaire:

$P_{ac} = S \times \gamma_{ba} \times 1 = 0.088 \times 25 \times 1 = 2.2 \text{ KN}$

P_2 : poids de mortier de crépissage

$P_2 : 0.01 \times 0.8 \times 20 = 0.16 \text{ KN}$

$P = 2.2 + 0.16 = 2.32 \text{ KN}$

$G_{acr} = 2.36 \text{ KN}$

$Q_{acr} = 1 \text{ KN}$

6. Escalier

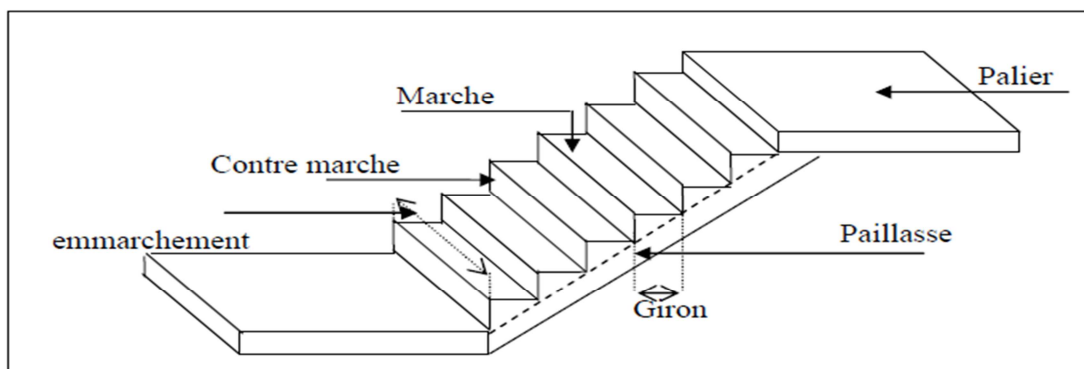


Figure 2.6 : Terminologie d'escalier

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Ils peuvent être en béton armé, acier ou en bois.

Ils sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

L'escalier se compose de deux volées identiques avec un seul palier de repos donc notre calcul sera effectué pour une seule volée .

Dimensionnement d'un escalier :

Il résulte des conditions d'utilisation et à la destination de l'ouvrage et pour l'accès facile (le confort) d'un escalier, il faut que **g** et **h** vérifient la relation de **BLONDEL**

$$60 \leq g + 2h \leq 64$$

Avec : h : hauteur de la contre marche. $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$

g: largeur de marche (giron) $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$

On prend:

h = 17cm g = 30cm

Formule de BLONDEL : $60 \leq g + 2h \leq 64$

$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$

$59 \leq 64 \leq 66 \dots\dots\dots(\text{CV})$

- **Nombre de contre marche**

$$n = \frac{he}{h}$$

n : nombre de contre marche.

h_e : hauteur d'étage.

$$n = \frac{3.57}{0.17} = 21$$

Pour deux volées **n = 21**

Pour une volée **n = 10**

et l'autre volée **n = 11**

- **Longueur de la volée:**

$$L = (n-1) g = (10-1) \times 30 = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

$$L = (n-1) g = (11-1) \times 30 = 10 \times 30 = 300 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la paille:**

h_e : hauteur d'étage = 3.57 m

L:Longueur de la volée = 2.7m et 3 m

$$\tan \alpha = \frac{\frac{he}{2}}{L} = \frac{3.57/2}{2.70} = \frac{1.78}{2.70} = 0.66 \rightarrow \alpha = 33.42^\circ$$

$$\tan \alpha = \frac{\frac{he}{2}}{L} = \frac{3.57/2}{3.00} = \frac{1.78}{3.00} = 0.59 \rightarrow \alpha = 30.68^\circ$$

$$\cos \alpha = L/l \rightarrow l = L/\cos \alpha = \frac{2.7}{0.83} = 3.25 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = L/l \rightarrow l = L/\cos \alpha = \frac{3}{0.86} = 3.48 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paille et palier :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On à $l = 420 \text{ cm}$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20}$$

$$14 \leq e \leq 21 \quad \text{donc } e = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

II. Descente de charge

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

➤ Evaluation des charges et surcharges

1. Murs extérieurs

Tableau 2.1: Le poids de Murs extérieurs

<i>N°</i>	<i>Désignation</i>	<i>e (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>P (KN/m²)</i>
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Briques creuses	0.15		1.30
3	Briques creuses	0.10		0.90
4	Enduit intérieur en plâtre	0.02	0.10	0.2

$$G_{\text{mur}} = 2.76 \text{ kN/m}^2$$

En considérant les 30 % d'ouvertures $2.76 \times 0,7 = 1.93 \text{ KN/m}^2$

2. Murs intérieurs

Tableau 2.2: Le poids de Murs intérieurs

<i>N°</i>	<i>Désignations</i>	<i>e (m)</i>	<i>P(KN/m²)</i>
1	Enduit extérieure	0.01	0.10
2	Briques creuses	0.20	1.75
3	Enduit intérieur	0.01	0.10

$$G=1.95 \text{ KN/m}^2$$

3. Plancher terrasse accessible

Tableau 2.3: Le poids de Plancher terrasse accessible

les différentes couches	e(m)	γ(KN/m³)	P(KN/m²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.08	22	1.76
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Planche corps creux	16+4		2.85
Le poids total			5.89

$$G = 5.89 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

4. Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.4: Le poids de Plancher terrasse inaccessible

les différentes couches	e(m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	P(KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.08	22	1.76
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Planche corps creux	16+4		2.85
Le poids total			6.09

$$G = 6.09 \text{ KN/m}^2$$

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

5. Plancher étage courant

Tableau 2.5: Le poids de Plancher étage courant

les différentes couches	e(m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	P(KN/m ²)
Revêtement de plancher : Grés cérame	0.009	/	0.6
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Planche corps creux	16+4	/	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison intérieure	/	/	1.95
Le poids total			6

$$G = 6 \text{ KN/m}^2$$

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

Plancher étage 1 et 2 (salle des fêtes et restaurant)

$$G = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

6. Dalles pleine

Elle concerne la dalle des balcons

- Poids propre de la dalle.....0,16x25 =4 KN/m²
 - Mortier de pose (2cm).....0,02x20 = 0.4 KN/m²
 - Grés cérame (0.9cm)..... = 0.6 KN/m²
 - Enduit ciment (2cm).....0,02x18 = 0.36 KN/m²
- G = 5.11 KN/m²**

Avec :

Q_{balcon} = 3.5 KN/m²

Q_{accès ascenseur} = 1.0 KN/m²

7. Escalier

- **Palier de repos**

Tableau 2.6: Le poids de palier de repos

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Marbre	0.03	27	0.81
2	Chape	0.02	20	0.4
3	Poids propre	0.16	25	4
4	enduit ciment	0.02	18	0.36

G_{pal} = 5.57KN/m²

Q =2.5KN/m²

- **Volée**

Tableau 2.7: Le poids de volée

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Marbre	0.03	27	0.81
2	Chape	0.02	20	0.4
3	marche	0.17/2	22	1.87
4	Poids propre	$\frac{0.16}{\cos 33.42}$	25	4.01
5	enduit ciment	0.02	18	0.36
6	Garde Corps			1

G_{volé} = 8.45KN/m²

Q = 2.5KN/m²

III. Pré dimensionnement des poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centré selon les règles du **BAEL91**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA99 version 2003**.

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux «F2»

- **La surface reprise par le poteau :**

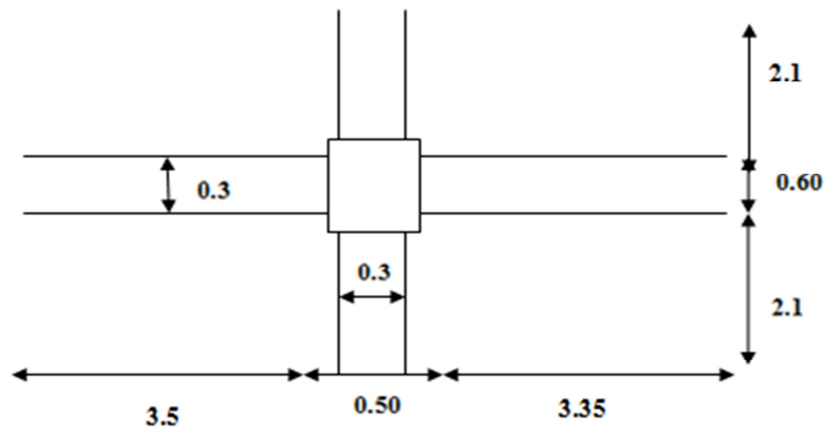


Figure 2.7: Représentation du poteau le plus sollicité

- **La surface afférente pour la charge permanente**

$$S_G = (3.35 + 3.5) \times (2.1 + 2.2) = 29.45 \text{ m}^2$$

- **La surface afférente pour la charge d'exploitation**

$$S_{Q_{ter}} = (3.5 + 3.35 + 0.30) \times (2.2 + 2.1 + 0.30) = 32.89 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{ec}} = 32.89 - (0.5 \times 0.6) = 32.59 \text{ m}^2$$

- **Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau**

Tableau 2.8: Descente de charge du poteau F2

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = 5.89×29.45	137.46	
	poutre principal = 0.30×0.6×25×6.85	30.83	
	poutre secondaire = 0.3×0.4×25×4.3	12.9	
	Poteau = 0.5×0.6×3.75×25	28.125	
	surcharge = 1.5×32.89		49.335

	Total	209.315	49.335
	venant 1 – 1	209.315	49.335
2-2	Plancher étage courant = 6x26	176.7	
	poutre principal = 0.30x0.6x25x6.85	30.83	
	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.3	12.9	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	28.125	
	surcharge= 2.5x32.59		81.475
	Total	457.87	130.81
	venant2 – 2	457.87	130.81
3-3	Plancher étage courant = 6x26	176.7	
	poutre principal = 0.30x0.6x25x6.85	30.83	
	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.3	12.9	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	28.125	
	surcharge= 2.5x32.59		81.475
	Total	706.425	212.285
	venant 3 – 3	706.425	212.285
4-4	Plancher étage courant = 6x26	176.7	
	poutre principal = 0.30x0.6x25x6.85	30.83	
	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.3	12.9	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	28.125	
	surcharge= 2.5x32.59		81.475
	Total	954.98	293.76
	venant 4 – 4	954.98	293.76
5-5	Plancher étage courant = 6x26	176.7	
	poutre principal = 0.30x0.6x25x6.85	30.83	
	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.3	12.9	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	28.125	
	surcharge= 2.5x32.59		81.475
	Total	1203.535	375.235
	venant 5 – 5	1203.535	375.235

6-6	Plancher étage courant = 6x26	176.7	
	poutre principal = 0.30x0.6x25x6.85	30.83	
	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.3	12.9	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	28.125	
	surcharge= 2.5x32.59		81.475
	Total	1452.09	456.71
	venant 6 – 6	1452.09	456.71
7-7	Plancher étage courant = 6x26	176.7	
	poutre principal = 0.30x0.6x25x6.85	30.83	
	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.3	12.9	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	28.125	
	surcharge= 4x32.59		130.36
	Total	1700.645	587.07
8-8	venant 7 – 7	1700.645	587.07
8-8	Plancher étage courant = 6x26	176.7	
	poutre principal = 0.30x0.6x25x6.85	30.83	
	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.3	12.9	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	28.125	
	surcharge= 4x32.59		130.36
	Total	1949.200	717.43
	venant 8 – 8	1949.200	717.43
9-9	Plancher étage courant = 6x26	176.7	
	poutre principal = 0.30x0.6x25x6.85	30.83	
	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.3	12.9	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	28.125	
	surcharge= 2.5x32.59		81.475
	Total	2197.755	798.905

- **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage.

Sous terrasse : Q0

(sous dernier étage) étage 01 : $Q_0 + Q_1$

étage 02 : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

étage 03 : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

étage 04 : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

étage 05 : $Q_0 + (3+n/2n)(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + [(3 + n)/ 2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_n$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

$Q_0 = 49.335 \text{ KN}$

étage 01 : $49.335 + 81.475 = 130.81 \text{ KN}$

étage 02 : $49.335 + 0.95(81.475 + 81.475) = 204.14 \text{ KN}$

étage 03 : $49.335 + 0.9(81.475 + 81.475 + 81.475) = 269.32 \text{ KN}$

étage 04 : $49.335 + 0.85(81.475 \times 4) = 326.35 \text{ KN}$

étage 05 : $49.335 + 0.8(81.475 \times 5) = 375.24 \text{ KN}$

étage 06 : $49.335 + 0.75(81.475 \times 5 + 130.36) = 452.64 \text{ KN}$

étage 07 : $49.335 + 0.71[(81.475 \times 5) + (130.36 \times 2)] = 523.68 \text{ KN}$

étage 08 : $49.335 + 0.68[(81.475 \times 6) + (130.36 \times 2)] = 559.04 \text{ KN}$

On a donc :

$G = 2243.928 \text{ KN}$

$Q = 798.905 \text{ KN}$

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 2197.755 + 1.5 \times 559.04$$

$$N_u = \mathbf{3805.529 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$N_{\text{ser}} = 2197.755 + 559.04$$

$$N_{\text{ser}} = \mathbf{2756.795 \text{ KN}}$$

- **Dimensionnement des poteaux**

on prendre un poteau de **50x60 cm²**

- **Les vérifications**

selon **CBA93**

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{a. B.8.2.1 CBA 93})$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton .

γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 4227.66 \text{ KN}$$

$$B_r = (h-2)(b-2) = (50-2)(60-2) = 2784 \text{ cm}^2 = 2784 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.8 \times \frac{50.60}{100} = 24 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

calcul α :

$$B = 50 \times 60 = 3000 \text{ cm}^2, I_{\min} = 50 \times 60^3 / 12 = 900000 \text{ cm}^4$$

$$I_f = 0.7 \times I = 0.7 \times 357 = 249.9 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{I_f}{b} = 3.46 \times \frac{249.9}{50} = 17.29 \text{ cm}$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{17.29}{35}\right)^2} = 0.810$$

donc

$$N_u = 0.810 \left[\frac{2784 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{24 \times 10^2 \times 400}{1.15} \right] = 4852.17 \text{ KN}$$

$N_u = 3805.529 \text{ KN} < 4852.17 \text{ KN} \dots\dots\dots cv$

selon RPA99V2003

- Coffrage poteaux (a.7.1 RPA99/V2003)

Min (b, h) ≥ 25 cm Min (b, h) = 50 cm ≥ 25 cm.....cv

Min (b, h) ≥ he /20 Min (b, h) =50cm ≥ (he/20) =18.75 cm....cv

0.25 ≤ (b/h) ≤ 4 0,25 ≤ (b/h)=0.83 ≤ 4.....cv

Poteau de rive

- La surface reprise par le poteau :

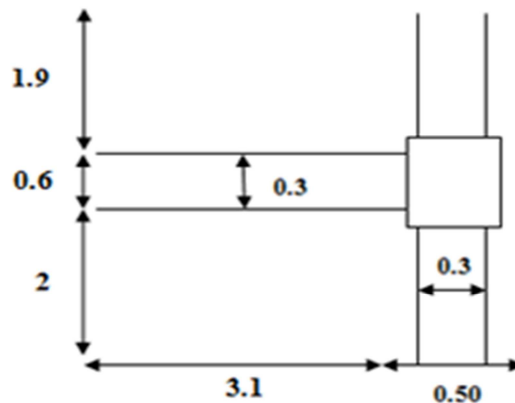


Figure 2.8: Représentation du poteau le plus sollicité

- La surface afférente pour la charge permanente

$S_G = 3.1 + (2 + 1.9) = 12.09 \text{ m}^2$

- La surface afférente pour la charge d’exploitation

$S_{Q_{ter}} = (3.1 + 0.3) \times (2 + 0.3 + 1.9) = 14.28 \text{ m}^2$

$S_{Q_{ec}} = 14.28 - (0.5 \times 0.6) = 13.98 \text{ m}^2$

- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau

Tableau 2.9: Descente de charge du poteau D5

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = 5.89×12.09	71.21	
	poutre principal = $0.30 \times 0.6 \times 25 \times 6.25$	28.125	
	poutre secondaire = $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.2$	12.6	
	Poteau = $0.5 \times 0.6 \times 3.75 \times 25$	28.13	
	Escalier = $(((3 \times 8.45) \times 2) + (4 \times 5.57)) / 4$	18.245	2.5
	Acrotère = $2.36 \times (2 + 0.6 + 1.9)$	10.62	1
	surcharge = 1.5×14.28		21.42
	Total	168.93	24.92
2-2	venant 1 – 1	168.93	24.92
	Plancher étage courant = 6×12.09	72.54	
	poutre principal = $0.30 \times 0.6 \times 25 \times 6.25$	28.125	
	poutre secondaire = $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.2$	12.6	
	Poteau = $0.5 \times 0.6 \times 3.75 \times 25$	28.13	
	Escalier = $(((3 \times 8.45) \times 2) + (4 \times 5.57)) / 4$	18.245	2.5
	Mur extérieur = $2.76 \times (2 + 1.9) \times (3.57 - 0.4)$	36.06	
surcharge = 2.5×13.98		34.95	
	Total	364.63	62.37
3-3	venant 2 – 2	364.63	62.37
	Plancher étage courant = 6×12.09	72.54	
	poutre principal = $0.30 \times 0.6 \times 25 \times 6.25$	28.125	
	poutre secondaire = $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.2$	12.6	
	Poteau = $0.5 \times 0.6 \times 3.75 \times 25$	28.13	
	Escalier = $(((3 \times 8.45) \times 2) + (4 \times 5.57)) / 4$	18.245	2.5
	Mur extérieur = $2.76 \times (2 + 1.9) \times (3.57 - 0.4)$	36.06	
surcharge = 2.5×13.98		34.95	
	Total	560.33	99.82
	venant 3 – 3	560.33	99.82
	Plancher étage courant = 6×12.09	72.54	
	poutre principal = $0.30 \times 0.7 \times 25 \times 6.25$	28.125	

4-4	poutre secondaire = $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.2$	12.6	
	Poteau = $0.5 \times 0.6 \times 3.75 \times 25$	28.13	
	Escalier = $(((3 \times 8.45) \times 2) + (4 \times 5.57)) / 4$	18.245	2.5
	Mur extérieur = $2.76 \times (2 + 1.9) \times (3.57 - 0.4)$	36.06	
	surcharge = 2.5×13.98		34.95
	Total	756.03	137.27
5-5	venant 4 – 4	456.03	137.27
	Plancher étage courant = 6×12.09	72.54	
	poutre principal = $0.30 \times 0.7 \times 25 \times 6.25$	28.125	
	poutre secondaire = $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.2$	12.6	
	Poteau = $0.5 \times 0.6 \times 3.75 \times 25$	28.13	
	Escalier = $(((3 \times 8.45) \times 2) + (4 \times 5.57)) / 4$	18.245	2.5
	Mur extérieur = $2.76 \times (2 + 1.9) \times (3.57 - 0.4)$	36.06	
surcharge = 2.5×13.98		34.95	
	Total	951.73	174.72
6-6	venant 5 – 5	951.73	174.72
	Plancher étage courant = 6×12.09	72.54	
	poutre principal = $0.30 \times 0.6 \times 25 \times 6.25$	28.13	
	poutre secondaire = $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.2$	12.6	
	Poteau = $0.5 \times 0.6 \times 3.75 \times 25$	28.13	
	Escalier = $(((3 \times 8.45) \times 2) + (4 \times 5.57)) / 4$	18.245	2.5
	Mur extérieur = $2.76 \times (2 + 1.9) \times (3.57 - 0.4)$	36.06	
surcharge = 2.5×13.98		34.95	
	Total	1147.43	212.17
7-7	venant 6 – 6	1147.43	212.17
	Plancher étage courant = 6×12.09	72.54	
	poutre principal = $0.30 \times 0.7 \times 25 \times 6.25$	28.125	
	poutre secondaire = $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.2$	12.6	
	Poteau = $0.5 \times 0.6 \times 3.75 \times 25$	28.13	
	Escalier = $(((3 \times 8.45) \times 2) + (4 \times 5.57)) / 4$	18.245	2.5
	Mur extérieur = $2.76 \times (2 + 1.9) \times (3.57 - 0.4)$	36.06	
surcharge = 4×13.98		55.92	
	Total	1343.13	270.59
8-8	venant 7 – 7	1343.13	270.59
	Plancher étage courant = 6×12.09	72.54	
	poutre principal = $0.30 \times 0.7 \times 25 \times 6.25$	28.125	

	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.2	12.6	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	18.245	
	Escalier= [((3x8.45)x2)+(4x5.57)]/4	18.73	2.5
	Mur extérieur = 2.76x(2+1.9)x(3.57-0.4)	36.06	
	surcharge= 4x13.98		55.92
	Total	1538.83	329.01
	venant 8 – 8	1583.83	392.01
9-9	Plancher étage courant = 6x12.09	72.54	
	poutre principal = 0.30x0.7x25x6.25	28.125	
	poutre secondaire =0.3x0.4x25x4.2	12.6	
	Poteau =0.5x0.6x3.75x25	28.13	
	Escalier= [((3x8.45)x2)+(4x5.57)]/4	18.245	2.5
	Mur extérieur = 2.76x(2+1.9)x(3.57-0.4)	36.06	
	surcharge= 2.5x13.98		34.95
	Total	1734.53	366.46

• **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage.

Sous terrasse : Q0

(sous dernier étage) étage 01 : Q0 + Q1

étage 02 : Q0 + 0,95(Q1 + Q2)

étage 03 : Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)

étage 04 : Q0 + 0,85(Q1+ Q2 + Q3 + Q4)

étage 05 : Q0 + (3+n/2n)(Q1+ Q2 + Q3 +..... Q5)

Sous les étages inférieurs : Q0 + [(3 + n)/ 2n] . $\sum_{i=1}^n Q_n$

n : numéro d’étage à partir du sommet du bâtiment.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Q0=24.92KN

étage 01 : 24.92+37.45 =62.37KN

étage 02 : 24.92+0.95(37.45 +37.45)=96.08KN

étage 03 : 24.92+0.9(37.45 +37.45 +37.45)=126.04KN

$$\text{étage 04 : } 24.92+0.85(37.45 \times 4)=152.25\text{KN}$$

$$\text{étage 05 : } 24.92+0.8(37.45 \times 5)=174.72\text{KN}$$

$$\text{étage 06 : } 24.92+0.75(37.45 \times 5+58.42)=209.17\text{KN}$$

$$\text{étage 07 : } 24.92+0.71[(37.45 \times 5) + (58.42 \times 2)]=240.82\text{KN}$$

$$\text{étage 08 : } 27.92 +0.68[(37.45 \times 6)+(58.42 \times 2)]=257.17\text{KN}$$

On a donc :

$$\mathbf{G =1734.53 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{Q=257.17 \text{ KN}}$$

$$\Leftrightarrow N_u = 1.35G+1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1734.53 + 1.5 \times 257.17$$

$$\mathbf{N_u=2727.37 \text{ KN}}$$

$$\Leftrightarrow N_{\text{ser}} = G+Q$$

$$\mathbf{N_{\text{ser}} = 1734.53 +257.17}$$

$$\mathbf{N_{\text{ser}} = 1991.7 \text{ KN}}$$

Chapitre III

Ferraillage des éléments secondaires

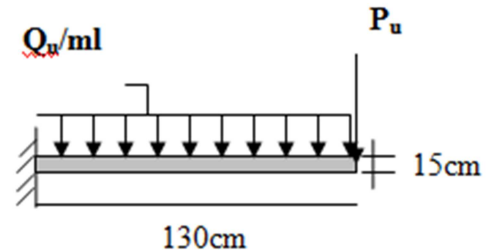
5. Balcon

Le balcon est assimilé à une console encastré au plancher, réalisé en dalle pleine. Le calcul se fait pour une bande de "1m" de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

- **Schéma statique de calcul:**

Qu : charge et surcharge pondérées de la dalle.

Pu : charge du garde-corps (charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère)



$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{ dalle pleine}} = 5.11 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{ Balcon}} = 3.5 \text{ KN/ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{ mur extérieur}} = 2.76 \times 1 = 2.76 \text{ KN/ m}^2 \\ G_{\text{ acrotère}} = 2.36 \times 0.8 = 1.88 \text{ KN/ m}^2 \\ Q_1 = 1 \text{ KN/ m}^2 \end{array} \right.$$

- **Combinaison des charges**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de un mètre de largeur.

A l'ELU :

➤ Terrasse

- La dalle :

$$Q_u = [(1,35 \times G_{\text{ dalle pleine}}) + (1,5 Q_{\text{ Balcon}})] \times 1 \text{ ml} = [(1,35 \times 5.11) + (1,5 \times 3,5)] 1 \text{ ml} = 5.25 \text{ KN/ml}$$

- Garde corps (acrotère) :

$$P_u = [(1,35 \times G_{\text{ acrotère}}) + (1.5 Q_1)] 1 \text{ ml} = [(1,35 \times 1.88) + (1.5 \times 1)] 1 \text{ ml} = 4.038 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

-La dalle : $Q_u = (G_{\text{ dalle pleine}} + Q_{\text{ Balcon}}) \times 1 \text{ ml} = (5.11 + 3,5) 1 \text{ ml} = 8.61 \text{ KN/ml}$

-Garde corps (acrotère) : $P_u = (G_{\text{ acrotère}} + Q_1) 1 \text{ ml} = (1.88 + 1) = 2.88 \text{ KN/ml}$

➤ Etage courant

- La dalle :

$$Q_u = [(1,35 \times G_{\text{ dalle pleine}}) + (1,5 Q_{\text{ Balcon}})] \times 1 \text{ ml} = [(1,35 \times 5.11) + (1,5 \times 3,5)] 1 \text{ ml} = 5.25 \text{ KN/ml}$$

- Garde corps (acrotère) :

$$P_u = [(1,35 \times G_{\text{ mur extérieur}}) + (1.5 Q_1)] 1 \text{ ml} = [(1,35 \times 2.76) + (1.5 \times 1)] 1 \text{ ml} = 5.23 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

-La dalle : $Q_u = (G_{\text{dalle pleine}} + Q_{\text{Balcon}}) \times 1\text{ml} = (5.11 + 3,5)1\text{ml} = 8.61 \text{ KN/ml}$

-Garde corps (acrotère) : $P_u = (G_{\text{mur extérieur}} + Q_1)1\text{ml} = (2.76+1) = 3.76 \text{ KN/ml}$

- **Ferrailage**

Calcul des moments et l'effort tranchant :

$$M(x) = -P_u x - Q_u \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -P_u - Q_u x$$

$$x = 1.30\text{m}$$

➤ **Terrasse****-l'ELU :**

$$M(x) = (-4.038 \times 1.30) - (5.25 \times 1.3^2 / 2) = -9.68 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -4.038 - (5.25 \times 1.3) = -10.86 \text{ KN.m}$$

-l'ELS :

$$M(x) = -11.02 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -14.07 \text{ KN.m}$$

➤ **Etage courant****-l'ELU :**

$$M(x) = -11.24 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -12.05 \text{ KN.m}$$

-l'ELS :

$$M(x) = -12.16 \text{ KN.m}$$

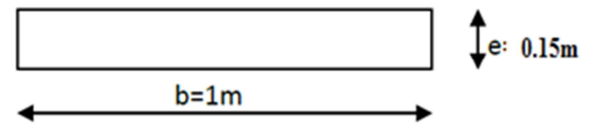
$$T(x) = -14.95 \text{ KN.m}$$

Tab 3.1. les moments et les effort tranchant

	ELU		ELS	
	T(x) [KN]	M(x) [KN.m]	T(x) [KN]	M(x) [KN.m]
Terrasse	10.86	9.68	14.07	11.02
Etage courant	12.05	11.24	14.95	12.16

Calcul des armatures à l'ELU

Section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement



Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$b = 1,00\text{m}$; $h = 0,15\text{m}$; $d = 0,120\text{ m}$; $\sigma_{st} = 348\text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$

- **Moments ultime réduit**

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

$$\mu_l = 0.392$$

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

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha_u)$$

$$A_u = \frac{M_u \cdot 10^4}{d \beta_u \sigma_{st}}$$

	Mu (kN.m)	μ	α	β	A_t (cm ²)
Terrasse	9.68	0.047	0.060	2.38	2.38
Étage courant	11.24	0.055	0.070	0.972	2.78

- **Conditions de non fragilité :**

Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 120 \times \frac{2,1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times 100 \times 150 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A^u ; A_{\min}^1, A_{\min}^2)$

Tab 3.2. ferrailages de balcon.

	A_t (cm ²)	A_{\min}^1 (cm ²)	A_{\min}^2 (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Terrasse	2.38	1.44	1.50	2.38	5HA12= 5.65
Étage courant	2.78	1.44	1.50	2.78	5HA12=5.65

- Les armatures de répartition (A.8.2.41 BAEL99)

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

	A_r (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Terrasse	1.41	4HA10= 3.14
Étage courant	1.41	4HA10= 3.14

- Espacement des armatures:

-armature longitudinal

$$\left\{ \begin{array}{l} S_L \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) \text{ cm.} \\ S_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit : $S_L = 20 \text{ cm}$

-armature de répartition

$$\left\{ \begin{array}{l} S_r \leq \min(4.h; 45 \text{ cm}) = \min(60\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \\ S_r = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : $S_r = 33 \text{ cm}$.

- Vérification de l'effort tranchant (A.5.1 BAEL91)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{12.05 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.120} = 0.100 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots (\text{A. 5. 1, 211 BAEL91}) \\ \tau_u \leq \bar{\tau}_{\text{lim}} \dots \dots CV \end{array} \right.$$

Les efforts tranchants sont inférieurs aux efforts admissibles donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

• Vérification à L'ELS

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 14.17 \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \text{cv} \end{cases}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; (110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201.633\text{MPa} \cong 202\text{MPa} \dots \text{cv}$$

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}}{A_{st}} = \frac{12.16 \times 10^3}{5.65 \times 10^2} = 21.41\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s$$

• Vérification de la flèche:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} < \frac{L_{max}}{500}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{L_{max}}{500} &= \frac{130}{500} = 2.6\text{mm} \\ I &= \frac{b \cdot e^3}{12} = 3.45 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \\ q &= 5.25 \text{ KN/m}^2 \\ E &= 32164.19 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5.25 \times (1.3)^4}{32164.19 \times 3.45 \times 10^{-4}}$$

$$f_{max} = 0.0194\text{mm} < \frac{L_{max}}{500} = 2.6\text{mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

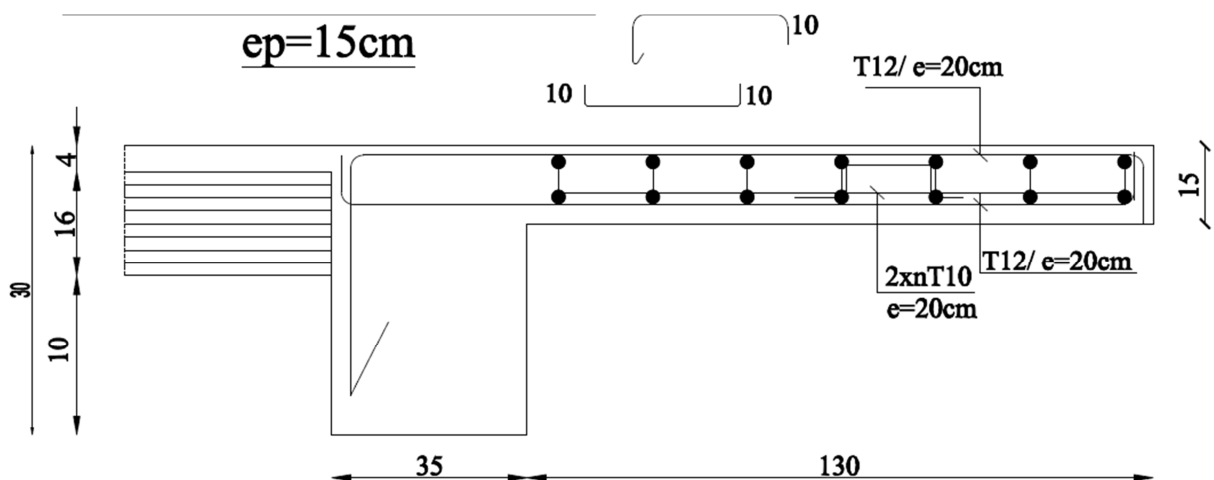


Figure 3.1 : Ferrailage des balcons

6. Escalier

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

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

2.1. les charges appliquées:

- Palier de repos

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{pal}} = 5.57 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- Volée

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{volé}} = 8.45 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

2.2. Combinaison des charges

$$\text{E.L.U : } P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q$$

- ELU :

$$\text{palier de repos : } q_u = (1,35 \times 5.57 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 11.27 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u = (1,35 \times 8.45 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 15.16 \text{ KN/ml}$$

- ELS :

$$\text{palier de repos : } q_s = (5.57 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 8.07 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_s = (8.45 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 10.95 \text{ KN/ml}$$

	Paillasse (kN/ml)	Palier (kN/ml)
ELU	15.16	11.27
ELS	10.95	8.07

2.3. Détermination des sollicitations :

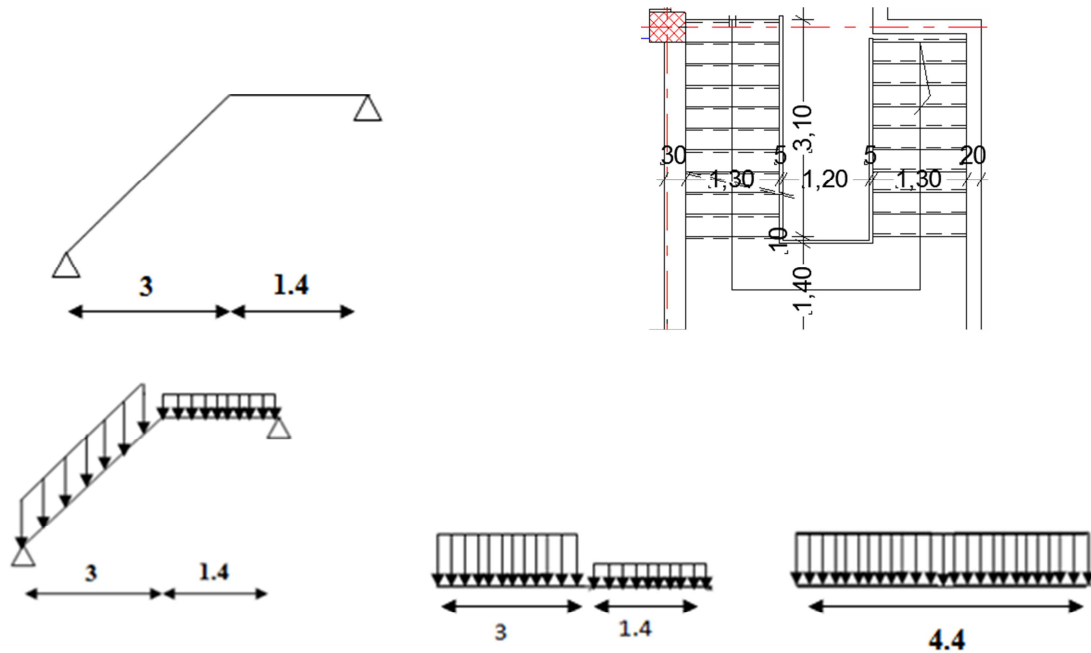


figure 3.2. Les charge sur l'escalier .

La charge équivalente :
$$P_{eq} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2}{L_1 + L_2}$$

Le moment isostatique :
$$M_o = P_{eq} \times \frac{L^2}{8}$$

L'effort tranchant :
$$T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$$

$$M_t = 0.85 M_o$$

$$M_a = 0.35 M_o$$

	P_{eq} (kN/ml)	M_o (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T_u (kN)
ELU	13.92	33.69	28.63	11.79	30.62
ELS	10.03	24.27	20.63	8.49	22.06

2.4. Calcul de ferraillage :

- Calcul des armatures à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple :

$b = 1,00m$; $h = 0,16m$; $d = 0,135 m$; $\sigma_{st} = 348 MPa$; $f_{bu} = 14,2MPa$; $f_{c28} = 25 MPa$;

$F_c = 400MPa$

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

$$\mu_{lim} = 0.8\alpha_1(1 - 0.40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0.668$$

$$\implies \mu_{lim} = 0.392$$

$$\text{si } \mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A_u = \frac{M_u \cdot 10^4}{d \beta_u \sigma_{st}}$$

	Mu (kN.m)	μ	α	β	$A_u(\text{cm}^2)$
Travée	28.63	0.111	0.147	0.941	6.09
Appuis	11.79	0.045	0.058	0.977	2.51

- E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau .3.3. La vérification de la contrainte

	M _u (kN.m)	M _{ser} (kN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	28.63	20.63	1.39	25	0.147	0.445	vérifié
Sur appuis	11.79	8.49	1.39	25	0.058	0.445	vérifié

- Conditions de non fragilité :**

Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_{min}^1 \geq 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,51 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times 100 \times 15 = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A_{\min}^1, A_{\min}^2/2)$$

Tableau 3.4. ferraillage des escaliers.

	A_u (cm^2)	A_{\min}^1 (cm^2)	A_{\min}^2 (cm^2)	A_{\max} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	6.09	1.51	1.50	6.09	5T14= 7.70
Appuis	2.51	1.51	1.50	2.51	5T14= 7.70

- Les armatures de répartition :

$$A_t = A_L / 4$$

	A_t (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	1.93	4T10= 3.14
Appuis	1.93	4T10= 3.14

- Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

- Armatures longitudinal :

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

$$S_t \leq 33 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- Armatures réparation :

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

$$S_t \leq 45 \rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

2.5.Vérification de l'effort tranchant (A.5.1 BAEL91)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$$V_u = 30.62\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

La fissuration est Peu préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{30.62 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0.24 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.3 \text{ MPa} \dots \dots (\text{A. 5. 1, 211 BAEL91}) \\ \tau_u = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{lim} = 3.3 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les efforts tranchants sont inférieurs aux efforts admissibles donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

2.6.État Limite De Déformation (B.6.5.1 BAEL91)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) : \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \Rightarrow Mt = 0.85M_o \Rightarrow \\ \frac{0.16}{4.40} = 0.034 \leq 0.085 \quad (C.N.V) \\ 2) : \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{7.92}{100 \times 12.5} = 0.0063 \leq 0.0105 \quad (C.V) \\ 3) : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4.4} = 0.034 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.N.V) \end{array} \right.$$

les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

d'après (BAEL 91(art B.6.5,3) On a :

pour les éléments supports reposant sur deux appuis : $f_{adm} = \frac{L}{500}$ si la portée est au plus

égale à 5 m ;

cependant, on a $L = 4.40 \text{ m} < 5 \text{ m}$ donc $f_{adm} = (L/500) = 0.88 \text{ cm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,2)**
- **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{100 \times 16 \cdot \frac{16}{2} + 15 \times 7.70 \times 13.5}{100 \times 16 + 15 \times 7.70} = 8.37 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 16 - 8.37 = 7.63 \text{ cm}$.

$$\delta = y_G - 2 = 6.37 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène:**

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 39039.005 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{7.70}{100 \times 13.5} = 0.0057$$

Pour les déformation instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0057} \Rightarrow \lambda_i = 3.68 .$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\Rightarrow \lambda_v = 1.47$$

- **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l}
 g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}} \\
 g = \frac{(5.57 \times 1.4) + (8.45 \times 3)}{1.4 + 3} = 7.53 \text{ KN / m} \\
 j = \frac{(G_{\text{dalle.pleine}} \times L_{\text{palier}}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}} \\
 j = \frac{(5.36 \times 1.4) + (8.45 + 1.87) \times 3}{1.4 + 3} = 8.74 \text{ KN / m}
 \end{array} \right.$$

$$P = g + q = 7.53 + 2.5 = 10.03 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l}
 M_{ser}^g = \frac{gl^2}{8} = \frac{7.53 \times 4.40^2}{8} = 18.22 \text{ kN.m} \\
 M_{ser}^j = \frac{j l^2}{8} = \frac{8.74 \times 4.40^2}{8} = 21.15 \text{ kN.m} \\
 M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{10.03 \times 4.40^2}{8} = 24.27 \text{ kN.m}
 \end{array} \right.$$

- **Calcul des contraintes de traction :**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P.charon), pour déterminer la contrainte en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.57$$

D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P.charon)

On tire la valeur : $\beta_1 \quad \rho_1 = 0.57 \Rightarrow \beta_1 = 0.8875$

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{18.22 \times 10^3}{0.8875 \times 7.70 \times 13.5} = 197.49 \text{ MPa} \\
 \sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{21.15 \times 10^3}{0.8875 \times 7.70 \times 13.5} = 229.25 \text{ MPa} \\
 \sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{24.27 \times 10^3}{0.8875 \times 7.70 \times 13.5} = 263.07 \text{ MPa}
 \end{array} \right.$$

- Calcul de coefficient $\ll \mu \gg$:

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

(A=0 si $\mu=0$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 229.25 + 2.1} = 0.501 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 197.49 + 2.1} = 0.556 \\ \mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 263.07 + 2.1} = 0.453 \end{array} \right.$$

- Module de déformation longitudinale instantanée : (A.2.1.2.1)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

- Module de déformation longitudinale différée : (A.2.1.2.2)

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Calcul des inerties :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{39039.005}{1 + (1.47 \times 0.556)} = 23629.80 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{39039.005}{1 + (3.68 \times 0.556)} = 14097.76 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{39039.005}{1 + (3.68 \times 0.501)} = 15101.17 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^{q \text{ ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q \text{ ser}}} = 1.1 \times \frac{39039.005}{1 + (3.68 \times 0.453)} = 16101.33 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Flèche correspondant :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{18.22 \times 10^3 \times (440)^2}{10 \times 32164.2 \times 14097.76} = 0.778 \text{ cm} \\ f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{21.15 \times 10^3 \times (440)^2}{10 \times 32164.20 \times 15101.17} = 0.843 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} f_{q\ ser} &= \frac{M_{ser}^{qser} \cdot I^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{qser}} = \frac{24.27 \times 10^3 \times (440)^2}{10 \times 32164.2 \times 16101.33} = 0.907 \text{ cm} \\ f_{gv} &= \frac{M_{ser}^g \cdot I^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{18.22 \times 10^3 \times (440)^2}{10 \times 10818.87 \times 23629.80} = 1.380 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q,ser} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = 1.380 - 0.843 + 0.907 - 0.778 = 0.666 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

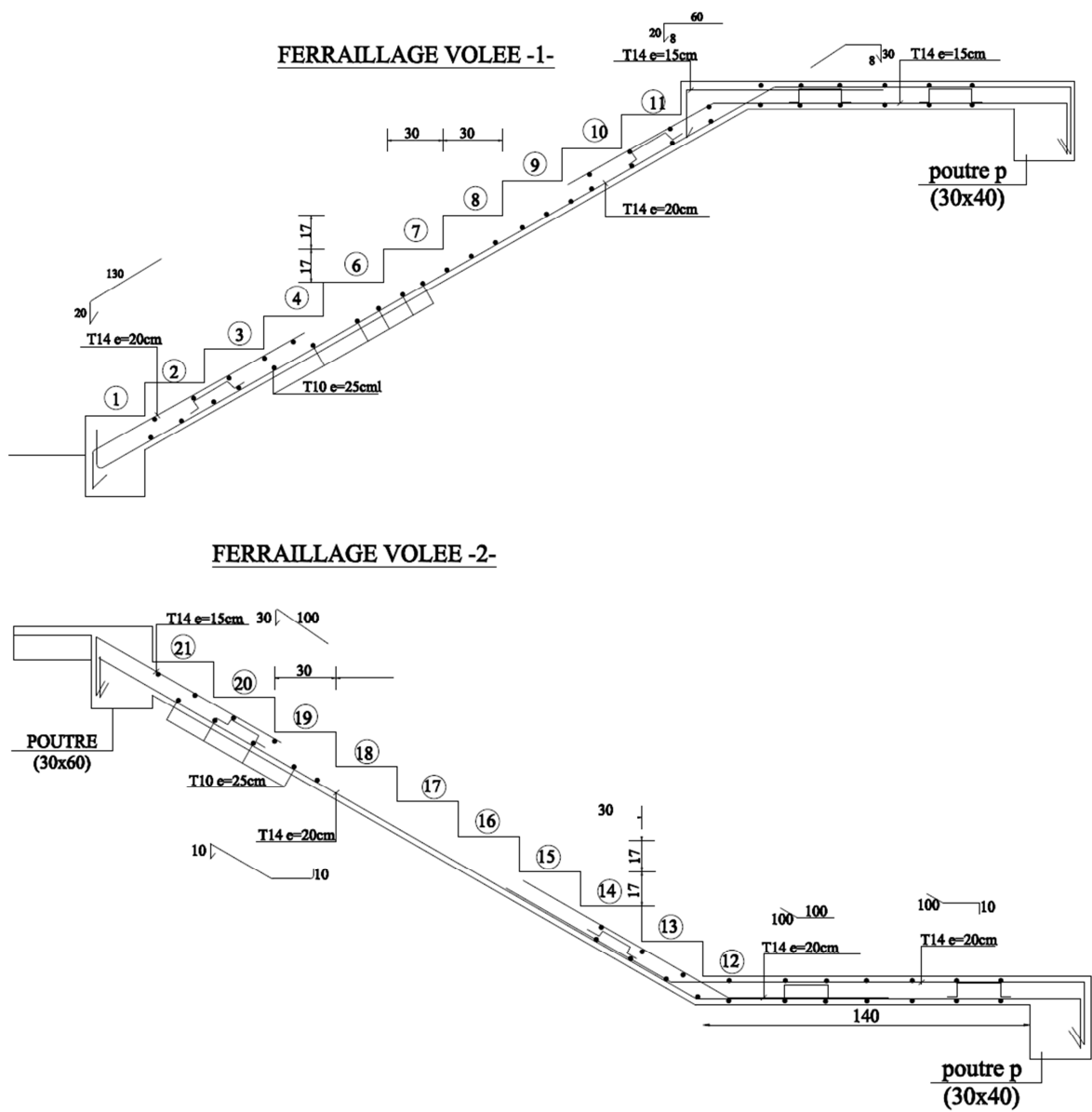


Figure 3.3. Ferrailage d'escalier

❖ Etude de la poutre palière :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion.

D'après le plan architectural nous avons deux type de poutres palières

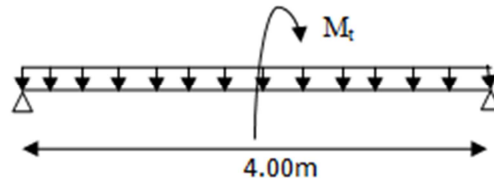


Figure 3.4. type de la poutre palière.

➤ Dimensionnement :

$L = 4.00 \text{ m}$: la longueur de la poutre entre nus.

Condition de **BAEL 83 (PIRRE CHARON)**: $h = \left(\frac{1}{16} : \frac{1}{10} \right) \cdot L_{\max}$

$h = \left(\frac{400}{15} : \frac{400}{10} \right) \longrightarrow h = 40 \text{ cm}$

$b = (0.3h : 0.6h) \longrightarrow b = 30 \text{ cm}$

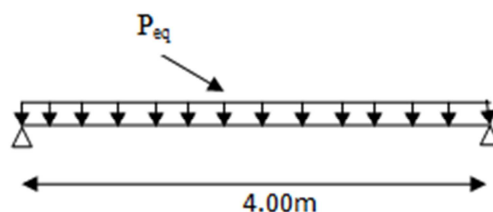
Vérification selon RPA : (a7.5.1 RPA99/V2003)

{	$b \geq 20 \text{ cm}$	on prend $b = 30 \text{ cm}$	CV
	$h \geq 30 \text{ cm}$	on prend $h = 40 \text{ cm}$	CV
	$\frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{40}{30} = 1.3 \leq 4$	CV

Donc les conditions de RPA et BAEL sont vérifiées on prend une poutre principale (30×40).

➤ Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre palière : $G_1 = 0.30 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de mure : $G_2 = 2.36 \times \left(\frac{3.57}{2} - 0.6 - 0.4 \right) = 1.85 \text{ KN/ml}$
- Poids de volée : $G_3 = \left(\frac{8.94 \times 1.30}{2} \right) \times 2 = 11.62 \text{ KN/ml}$
- Poids de palier de repos : $G_3 = 5.23 \times 1.40 = 7.32 \text{ KN/ml}$



$$P_{eq} = \frac{(7.32 \times 4) + (11.6 \times 3)}{4} + 1.85 + 3 = 20.87$$

$$\Rightarrow P_{eq} = 20.87 \text{ KN/ml}$$

$$Q = q \times L = 2.5 \times 4$$

$$= 10 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges :**

E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$= (1.35 \times 20.87) + (1.5 \times 10)$$

$$q_u = 43.17 \text{ KN/ml}$$

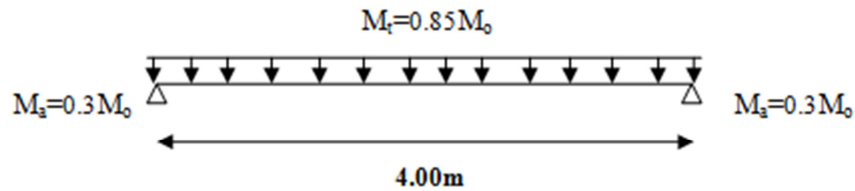
E.L.S : $q_{ser} = G + Q$

$$= 20.87 + 10$$

$$q_{ser} = 30.87 \text{ KN/ml}$$

➤ **les sollicitations :**

La poutre palière et un élément bar appuyé dans les deux cotés



avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

E.L.U :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{43.17 \times 4^2}{8} = 86.34 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{travé} = 0.85M_0 = 86.34 \times 0.85 \\ M_{travé} = 73.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{appui} = 0.3M_0 = 0.3 \times 86.34 \\ M_{appui} = 25.902 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

E.L.S :

$$M_o = \frac{ql^2}{8} = \frac{30.87 \times 4^2}{8} = \mathbf{61.74 \text{ KN.m}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travé}} = 0.85M_o = 0.85 \times 61.74 \\ M_{\text{travé}} = \mathbf{52.479 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{appui}} = 0.3M_o = 0.3 \times 61.74 \\ M_{\text{appui}} = \mathbf{18.52 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

➤ **Ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple avec :

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

• **E.L.U :****En Travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{73.39 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = \mathbf{0.126}$$

$$\mu_{lim} = 0.8\alpha_1(1 - 0.40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0.668$$

$$\implies \mu_{lim} = 0.392$$

$$\text{donc : } \mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104}) = \mathbf{0.169}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.428) = 0.932$$

$$A_u = \frac{M_u \cdot 10^4}{d \beta_u \sigma_{st}} = \frac{73.39 \times 10^4}{0.808 \times 370 \times 348} = \mathbf{7.05 \text{ cm}^2}$$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.902 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = \mathbf{0.044}$$

$$\mu_{lim} = 0.8\alpha_1(1 - 0.40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0.668$$

$$\implies \mu_{lim} = 0.392$$

$$\text{donc : } \mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = \mathbf{0.056}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,132) = 0,978$$

$$A_u = \frac{M_u \cdot 10^4}{d \beta_u \sigma_{st}} = \frac{25,902 \times 10^4}{0,978 \times 370 \times 348} = \mathbf{2,057 \text{ cm}^2}$$

• **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	73.39	52.48	1.40	25	0.169	0.450	vérifié
Sur appuis	25.902	18.52	1.40	25	0.056	0.450	vérifié

➤ **Vérification nécessaire pour les poutres :**

✓ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,20 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6,00 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

-En travée :

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa})$$

$$A = \max(7,05, 1,34, 1,20, 6)$$

$$A_{\min}^{RPa} = A_{\max} = \mathbf{7,05 \text{ cm}^2}$$

alors en adopte : **3HA12+3HA14 = 8,01 cm²**

-Au niveau des appuis :

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}, A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}, A_{\text{min}}^{\text{RPa}})$$

$$A = \max(2.057, 1.34, 1.20, 6)$$

$$A_{\text{min}}^{\text{RPa}} = A_{\text{max}} = 6 \text{ cm}^2$$

alors en adopte **3HA16 = 6.03cm²**

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement** : BAEL91 (art A.5.1)

$$T_u = \frac{q.l}{2} = \frac{30.87 \times 4}{2} = 61.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{61740}{300 \times 370} = 0.556 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.556 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Calcul la poutre a la torsion :**

Le moment de torsion : « M_{tor} »

$$M_{\text{tor}} = M_a$$

M_a : Devient un moment de torsion sur la poutre palière.

$$M_a = 14.07 \text{ KN.m}$$

D'après BAEL91 : on va remplacer

la section pleine par la section creuse, pour la quelle :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M}{2\Omega e}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{14070}{2 \times 87500 \times 50} = 0.0016 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_{\text{flex}} + \tau_{\text{tor}} = 0.556 + 0.0032 = 0.557 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ $\tau_u = 0.557 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots$ **Condition Vérifié.**

Armature longitudinale de la torsion :

$$A_{tor} = \frac{\mu \times M_t}{2\Omega \frac{f_e}{\sigma_s}}$$

$$\mu = 2[(h - e) + (b - e)] = 2 \times [(40 - 5) + (30 - 5)] = 120$$

$$A_{tor} = \frac{120 \times 14070}{2 \times 875 \times 348} = 2.77 \text{ cm}^2$$

ON Adopte : $A_{tor} = 6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$

➤ Schéma de ferraillage

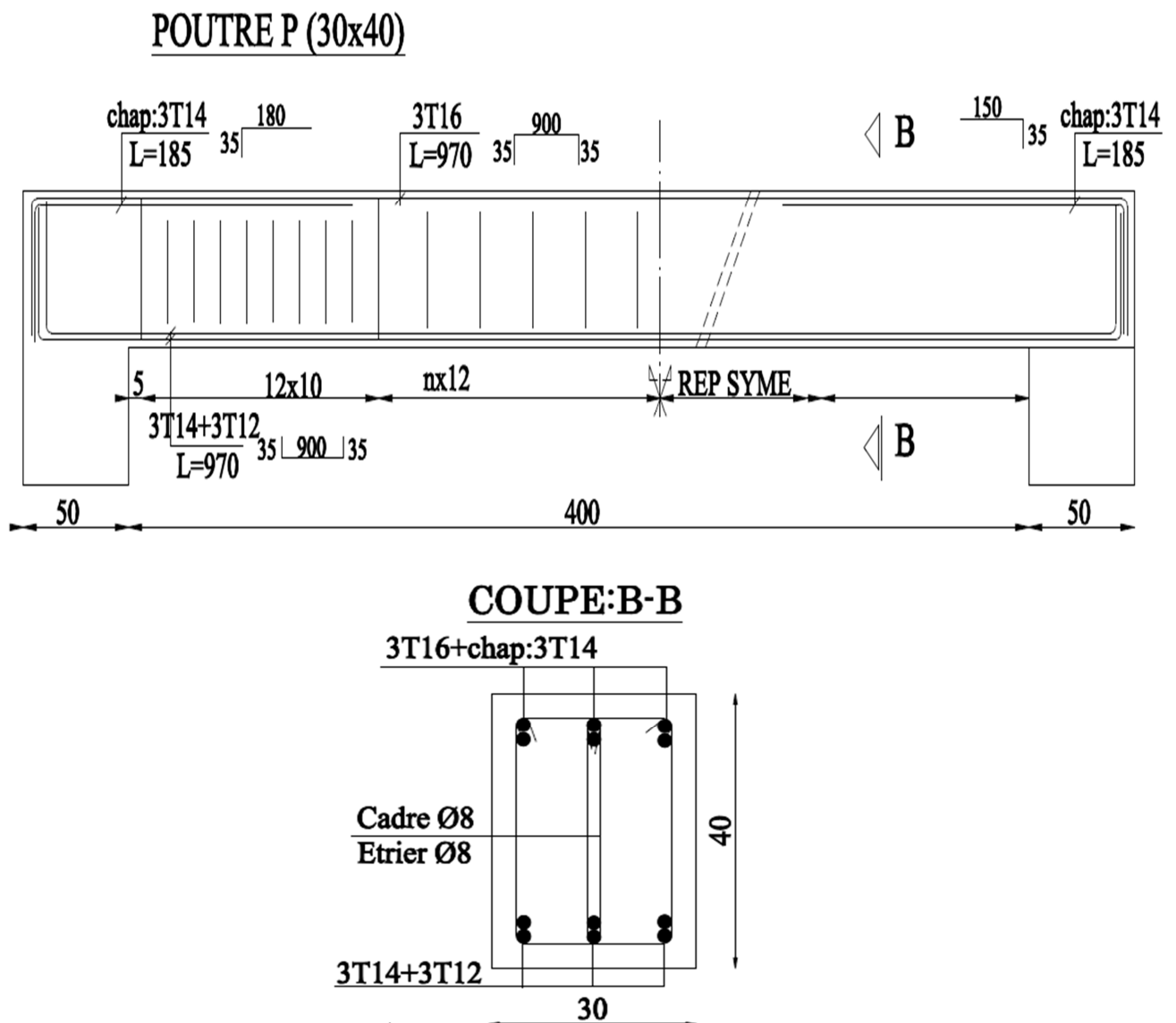


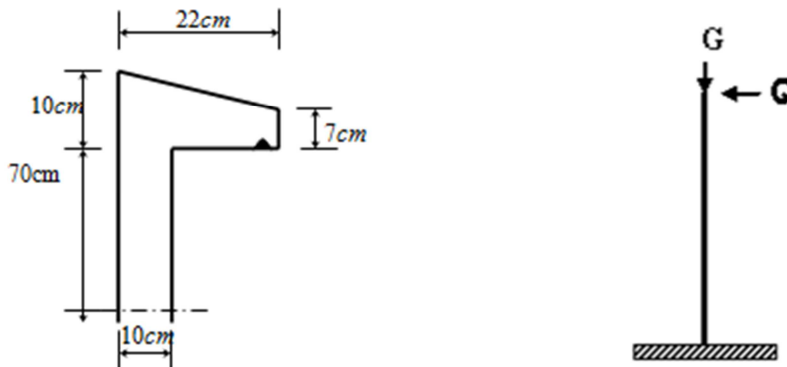
Figure 3.5. Ferraillage de la poutre palière

7. Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

elle est soumise à l'action de :

- L'effet normal due à son poids propre **G**.
- La force horizontale **Q** , et à la force accidentelle **Fp** due au séisme.



• **Détermination du sollicitation**

- La surface **S = 0.088 m²**
- Charge permanent **G = 2.36 KN**
- Charge d' exploitation **Q = 1 KN**
- La force sismique, d'après: **(a.6.2.3RPA99/V2003)**

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

Zone **IIa**, groupe d'usage **1B**

$$\left\{ \begin{array}{l} W_p = 2.36 \\ A = 0.12 \text{ (tableau. 4.1)} \\ C_p = 0.8 \text{ (tableau 6.1) élément en console, donc} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_p = 4 \times 0.12 \times 0.8 \times 2.36 = \mathbf{1.51 \text{ KN}} \\ F = \max(Q; F_p) = \mathbf{1.51 \text{ KN}} \\ M_q = F \times h \\ M_q = 1.51 \times 0.8 = \mathbf{1.208 \text{ KN.m}} \\ T = Q = \mathbf{1 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

- **Combinaison d'action**

- **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_g = 2.36 \times 1 = 2.36 \text{ KN/ml}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 1.208 = 1.812 \text{ KN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de ferrailage**

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries.

Armatures longitudinales :

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.812}{2.36} = 0.77 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.77 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1.812 + 2.36 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.86 \times 10^4}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.267 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.397$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.841$$

$$A_1^u = \frac{1860}{348 \times 0.841 \times 7} = 0.907 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

$$N \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.907 - \frac{2.36 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.839 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

$$N_{ser} = N_g = 2.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M = 1.208 \text{ KN/m}$$

• **Calcul de ferrailage**

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries.

Armatures longitudinales :

• **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.208}{2.36} = 0.51 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.51 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

• **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1.208 + 2.36 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1.255 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.255 \times 10^4}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.01 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.995$$

$$A_1'' = \frac{1.208 \times 10^3}{201.63 \times 0.995 \times 7} = 0.86 \text{ cm}^2$$

• **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

$$N \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.86 - \frac{2.36 \times 10^3}{100 \times 201.63} = 0.74 \text{ cm}^2$$

- **Condition De Non Fragilité (A.4.2.1 BAEL91)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{77 - 0.455 \times 7}{77 - 0.185 \times 7} \right] = 0.824 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.824 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_l = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_{\text{ser}}) = (0.907 ; 0.824 ; 0.86)$, $A_l = 0.907 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_l = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- **espacement minimale (B.5.3.3 CBA93)**

$$e_l \leq \min\{2.5 \times h; 25 \text{ cm}\} \Rightarrow e_l \leq 25 \text{ cm}$$

soit : $e_l = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions (A.8.2.41 BAEL91)**

$$A_{rp} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{HA}6/\text{ml}$$

- **La contrainte de traction d'armature**

$$\text{Fiss. Préjudiciables : } \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min(266.66 ; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1510 \times 1.5 = 2265 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{2265}{1000 \times 70} = 0.324 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.324 \leq \overline{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

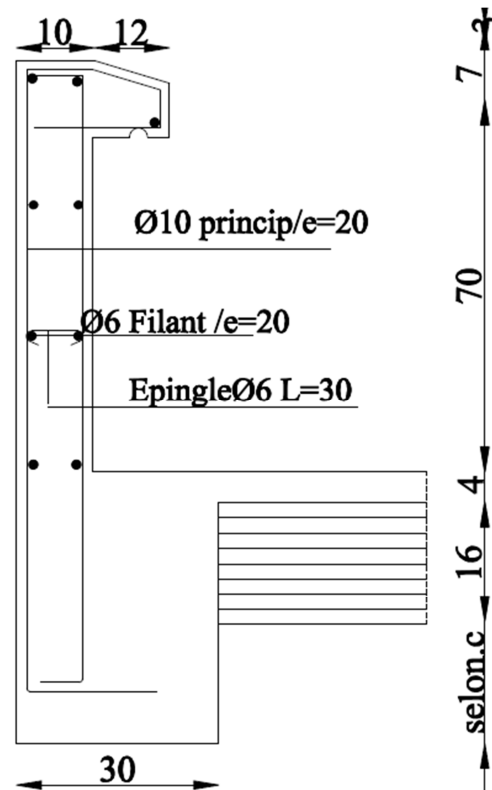


Figure 3.6. Ferrailage de l'acrotère .

8. Plancher dalle pleine:

Les dalles sont des éléments rectangulaires, de dimensions Lx et Ly , appuyés sur leurs quatre cotés.

Lx est la plus petite dimensions de la dalle, on aura donc $\frac{Lx}{Ly}$.

- **Combinaison des charges**

Le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est peu préjudiciable

ELU :

$$G=5.11 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{10.649 \text{ KN/m}^2}$$

- **Calcul des efforts**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 4 cotés.

$$0.4 < \rho = \frac{Lx}{Ly} < 1$$

4.1.Panneau intermédiaire

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 < 1$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

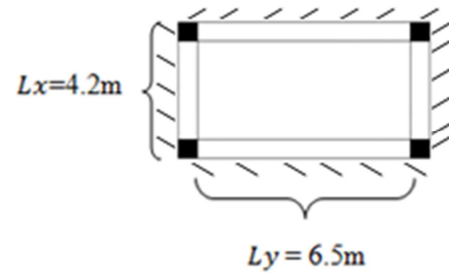


Tableau.3.7: Valeurs des moments isostatique

Panneau	lx	ly	ρ	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
	4.20	6.5	0.65	0.0746	0.369	14.01	5.17

On a :

- M_0 : Moment isostatique

- M_t : Moment en travée

- M_w, M_e : Moment sur appuis

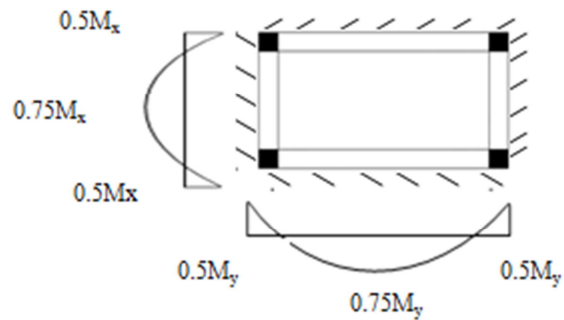


Tableau.3.8: Valeurs des moments de continuité

(KN.m)	sens x			sens-y		
	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e
	7.01	10.51	7.01	7.01	3.88	7.01

Le ferraillage de la dalle plein se fera à la flexion simple à l'ELU sur une bande de 1m en fissuration peu préjudiciable.

• Calcul des armatures à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple :

$b = 1,00\text{m}$; $h = 0,16\text{m}$; $d = 0,14\text{m}$; $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\left\{ d = h - c - \left(\frac{\Phi}{2} \right) = 0,16 - 0,01 - \left(\frac{0,0012}{2} \right) = 0,14\text{m} \right.$$

- Moments ultime réduit

En travée (sens x)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.51 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 10^3 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_{lim} = 0.8\alpha_1(1 - 0.40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0.668$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < 0.392$$

$$\text{donc : } \mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.038}) \rightarrow \alpha_u = 0.048$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = (1 - 0,4 \times 0.048) = 0.981$$

$$A_u = \frac{M_u}{d \beta_u \sigma_{st}} = \frac{10.51 \times 10^4}{0.981 \times 140 \times 348} = \mathbf{2.20 cm^2}$$

En appui (sens x)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.01 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 10^3 \times 14.2} = 0.025$$

$$\mu_{lim} = 0.8\alpha_1(1 - 0.40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0.668$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < 0.392$$

$$\text{donc : } \mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.025}) \rightarrow \alpha_u = 0.032$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = (1 - 0,4 \times 0.032) = 0.987$$

$$A_u = \frac{M_u}{d \beta_u \sigma_{st}} = \frac{7.01 \times 10^4}{0.987 \times 140 \times 348} = \mathbf{1.45 cm^2}$$

Les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suite selon le (**B-7-4 BEAL91**):

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} b \cdot h_0 = 0.0008 \frac{3 - \frac{4.20}{6.50}}{2} \times 100 \times 16 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2.$$

Sens l_x : $e < \min(3h; 33 \text{ cm})$

Sens I_y : $e < \min(4h; 45 \text{ cm})$

$e < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$ (a7.2.4.2 CBA93)

On adopte : 4HA10 ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$). Avec un espacement de 20cm.

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Tableau.3.9 Ferraillages sens X

Panneau	Mu		Au	Amin	A _{adop} (cm ²)	Ferraillage	e(cm)
	Appui	7.01	1.45	1.51	3.14	4HA10	20
Appui	7.01	1.45	1.51	3.14	4HA10	20	
travée	10.51	2.20	1.51	3.14	4HA10	20	

Tableau.3.10. Ferraillages sens Y

Panneau	Mu		Au	Amin	A _{adop} (cm ²)	Ferraillage	e(cm)
	Appui	7.01	1.45	1.28	3.14	4HA10	20
Appui	7.01	1.45	1.28	3.14	4HA10	20	
travée	3.88	1	1.28	3.14	4HA10	20	

• **Vérification de l’effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{10.65 \times 4.2}{3} = 14.91 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 16.88 \text{ KN}$$

Fissuration $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

Tableau.3.11. Vérification à l’effort tranchant

Panneaux	L _x	L _y	V _x (kN)	V _y (kN)	τ _x (MPa)	τ _y (MPa)
	4.2	6.5	14.91	16.88	0.11	0.12

Les efforts tranchants sont inférieurs aux efforts admissibles donc on n’a pas besoin d’armatures transversales.

- **Etat limite de déformation** : BAEL91 (art B.7.5)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 M_x} ; (M_t = 0.75 M_x)$$

$$\frac{16}{420} = 0.0381 > \frac{0.75}{20} = 0.0375 \Rightarrow CV$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.02}{100 \times 14} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow CV$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

4.2.Panneau de rive

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.67 < 1$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

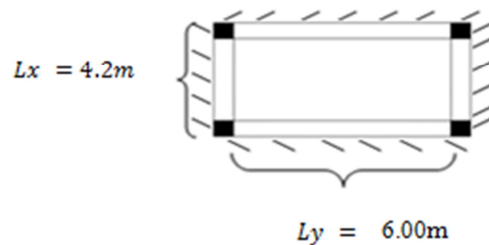


Tableau.3.12: Valeurs des moments isostatique

Panneau	lx	ly	ρ	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
	4.2	6.2	0.67	0.0720	0.395	13.53	5.44

On a :

- M_0 : Moment isostatique
- M_t : Moment en travée
- M_w, M_e : Moment sur appuis

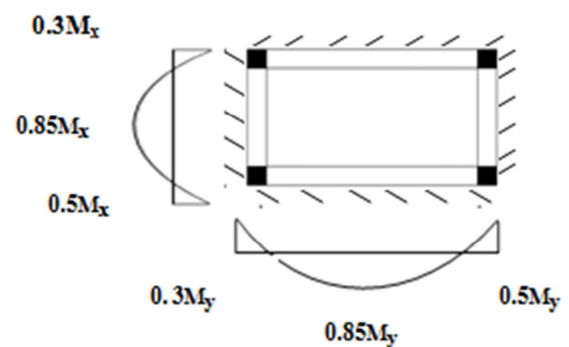


Tableau.3.13: Valeurs des moments de continuité

(KN.m)	sens x			sens-y		
	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e
	4.059	11.50	6.765	1.632	4.624	2.72

Le ferrailage de la dalle plein se fera à la flexion simple à l'ELU sur une bande de 1m en fissuration peu préjudiciable.

- **Calcul des armatures à l'ELU**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$b = 1,00m$; $h = 0,16m$; $d = 0,14m$; $\sigma_{st} = 348 MPa$; $f_{bu} = 14,17MPa$; $f_{c28} = 25 MPa$

$$\left\{ d = h - c - \left(\frac{\Phi}{2} \right) = 0,16 - 0,01 - \left(\frac{0,0012}{2} \right) = 0,14m \right.$$

- **Moments ultime réduit**

En travée (sens x)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,50 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 10^3 \times 14,2} = 0,041$$

$$\mu_{lim} = 0,8\alpha_1(1 - 0,40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0,668$$

$$\mu_{bu} = 0,038 < 0,392$$

$$\text{donc : } \mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) \rightarrow \alpha_u = 0,052$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,048) = 0,979$$

$$A_u = \frac{M_u}{d \beta \alpha \sigma_{st}} = \frac{11,50 \times 10^4}{0,979 \times 140 \times 348} = 2,41 cm^2$$

En appui (sens x)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,059 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 10^3 \times 14,2} = 0,015$$

$$\mu_{lim} = 0,8\alpha_1(1 - 0,40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0,668$$

$$\mu_{bu} = 0,025 < 0,392$$

donc : $\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$

$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.015}) \rightarrow \alpha_u = 0.020$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = (1 - 0,4 \times 0.020) = 0.972$

$A_u = \frac{M_u}{d \beta_u \sigma_{st}} = \frac{4.059 \times 10^4}{0.972 \times 140 \times 348} = \mathbf{0.857 cm^2}$

Les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suite selon le (**B-7-4 BEAL91**):

$A_x \geq \rho_0 \frac{3-\frac{L_x}{L_y}}{2} b \cdot h_0 = 0.0008 \frac{3-\frac{4.20}{6.20}}{2} \times 100 \times 16 = 1.49 cm^2 .$

$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 cm^2 .$

Sens I_x : $e < \min(3h; 33 cm)$

Sens I_y : $e < \min(4h; 45 cm)$

$e < \min(3h, 33 cm) = 20 cm$ (a7.2.4.2 CBA93)

On adopte : 4HA10 ($A_s=3.14cm^2$). Avec un espacement de 20cm.

$A_y \geq \frac{A_x}{4} \dots \dots \dots cv$

Tableau.3.14: Ferrailages sens X

Panneau	Mu		Au	Amin	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage	e(cm)
	Appui	4.059	0.857	1.49	3.14	4HA10	20
	Appui	6.765	1.429	1.49	3.14	4HA10	20
	travée	11.50	2.41	1.49	3.14	4HA10	20

Tableau.3.15: Ferrailages sens Y

Panneau	Mu		Au	Amin	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage	e(cm)
	Appui	1.632	0.336	1.28	3.14	4HA10	20
	Appui	2.72	0.559	1.28	3.14	4HA10	20
	travée	4.624	0.957	1.28	3.14	4HA10	20

- **Vérification de l'effort tranchant 10.649**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{10.65 \times 4.2}{3} = 20.77 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 16.28 \text{ KN}$$

$$\text{Fissuration} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau.3.16 Vérification à l'effort tranchant

Panneaux	L _x	L _y	V _x (kN)	V _y (kN)	τ _x (MPa)	τ _y (MPa)
	4.2	6.00	18.31	16.59	0.13	0.11

Les efforts tranchants sont inférieurs aux efforts admissibles donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

- **Etat limite de déformation : BAEL91 (art B.7.5)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 M_x}; (M_t = 0.75 M_x)$$

$$\frac{16}{420} = 0.0381 > \frac{0.75}{20} = 0.0375 \Rightarrow \text{cv}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 14} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{CV}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

4.3. Dalle pleine cotée ascenseur :

Dalle sur deux appuis :

- **Combinaison des charges**

Le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est peu préjudiciable

ELU :

$$G=5.11 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.65 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul des efforts**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 2 cotés.

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} < 1$$

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.41 < 1$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

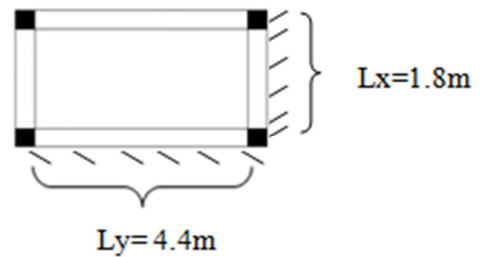


Tableau.3.17: Valeurs des moments isostatique

Panneau	lx	ly	ρ	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
	1.8	4.4	0.41	0.1078	0.250	3.72	0.93

• **Calcul des moments**

On a :

- M_o : Moment isostatique
- M_t : Moment en travée
- M_w, M_e : Moment sur appuis

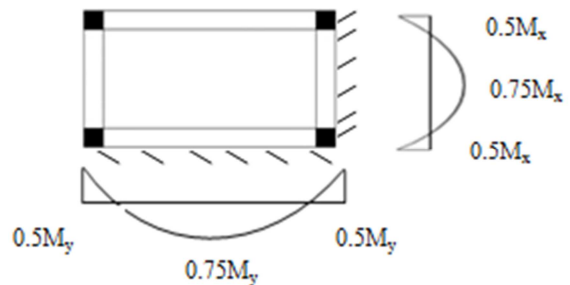


Tableau.3.18: Valeurs des moments de continuité

(KN.m)	sens x			sens-y		
	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e
	1.86	2.79	1.86	0.465	0.698	0.465

Le ferraillage de la dalle plein se fera à la flexion simple à l'ELU sur une bande de 1m en fissuration peu préjudiciable.

• **Calcul des armatures à l'ELU**

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple :

$$b = 1,00\text{m} ; h = 0,16\text{m} ; d = 0,14\text{m} ; \sigma_{st} = 348\text{MPa} ; f_{bu} = 14,17\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$\left\{ d = h - c - \left(\frac{\Phi}{2} \right) = 0,16 - 0,01 - \left(\frac{0,0012}{2} \right) = 0,14\text{m} \right.$$

- Moments ultime réduit

En travée (sens x)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.79 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 10^3 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_{lim} = 0.8\alpha_1(1 - 0.40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0.668$$

$$\mu_{bu} = 0.010 < 0.392$$

$$\text{donc : } \mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) \rightarrow \alpha_u = 0.012$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = (1 - 0,4 \times 0.012) = 0.995$$

$$A_u = \frac{M_u}{d \beta_u \sigma_{st}} = \frac{2.79 \times 10^4}{0.995 \times 140 \times 348} = \mathbf{0.575 cm^2}$$

En appui (sens x)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.86 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 10^3 \times 14.2} = 0.007$$

$$\mu_{lim} = 0.8\alpha_1(1 - 0.40\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0.668$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < 0.392$$

$$\text{donc : } \mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) \rightarrow \alpha_u = 0.009$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = (1 - 0,4 \times 0.009) = 0.996$$

$$A_u = \frac{M_u}{d \beta_u \sigma_{st}} = \frac{1.86 \times 10^4}{0.996 \times 140 \times 348} = \mathbf{0.383 cm^2}$$

Les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suite selon le (**B-7-4 BEAL91**):

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} b \cdot h_0 = 0.0008 \frac{3 - \frac{1.80}{4.40}}{2} \times 100 \times 16 = 1.66 \text{ cm}^2 .$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 .$$

Sens l_x : $e < \min(3h; 33 \text{ cm})$

Sens I_y : $e < \min(4h; 45 \text{ cm})$

$e < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$ (a7.2.4.2 CBA93)

On adopte : 4HA10 ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$). Avec un espacement de 20cm.

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Tableau3.20. Ferrailages sens X

Panneau	Mu		Au	Amin	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage	e(cm)
		Appui	1.86	0.383	1.66	2.01	6HA12
	Appui	1.86	0.383	1.66	2.01	4HA8	20
	travée	2.79	0.575	1.66	2.01	4HA8	20

Tableau.3.21 Ferrailages sens Y

Panneau	Mu		Au	Amin	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage	e(cm)
		Appui	0.465	0.096	1.28	2.01	4HA8
	Appui	0.465	0.096	1.28	2.01	4HA8	20
	travée	0.698	0.144	1.28	2.01	4HA8	20

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{10.65 \times 1.8}{3} = 6.39 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.95 \text{ KN}$$

Fissuration $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

Tableau.3.22 Vérification à l'effort tranchant

Panneaux	L _x	L _y	V _x (kN)	V _y (kN)	τ_x (MPa)	τ_y (MPa)
	1.8	4.4	6.39	7.95	0.0005	0.0006

Les efforts tranchants sont inférieurs aux efforts admissibles donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

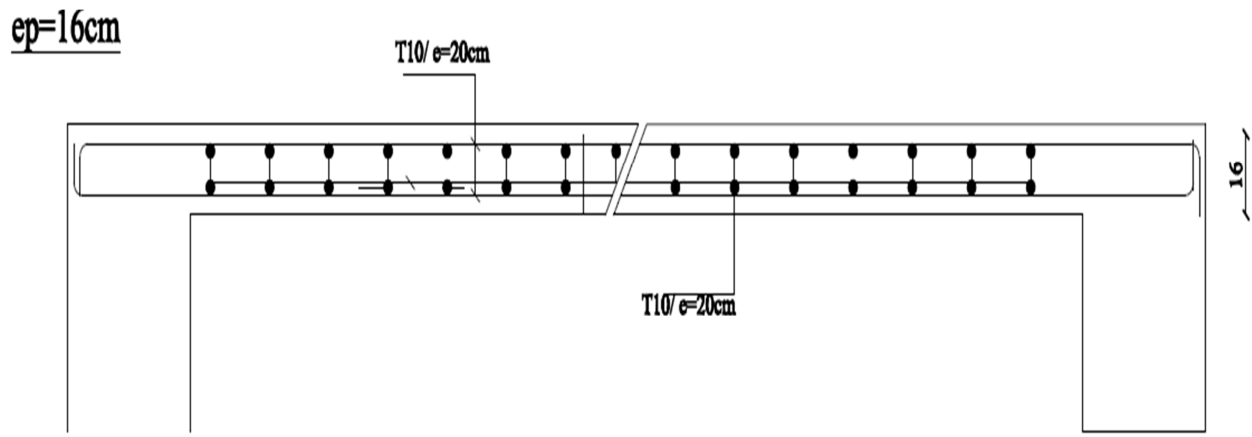


Figure 3.7. Ferrailage dalle pleine.

5. Les planchers à corps creux :

5.1. Introduction :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

5.2 Les Méthodes de calcul :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul:

- la méthode forfaitaire
- la méthode de Caquot
- la méthode des 3 moments.

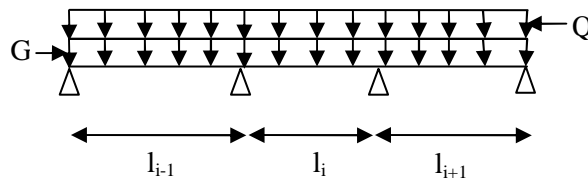
L'application de **la méthode forfaitaire** dans le calcul des sollicitations nécessite la vérification des conditions suivantes :

- ❖ $Q \leq 2G$
- ❖ $Q \leq 500 \text{ kg/m}^2$
- ❖ Inertie constante (I)
- ❖ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- ❖ fissuration peu nuisible

Avec l_i : portées successives de deux travées.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée, les calculs devront se faire par la méthode de Caquot.

Figure 3.8. Schéma d'une Poutre continue



- **Principe de la méthode:**

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_w, M_e) et des moments en travée (M_t) grâce à des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_o dans la « travée de comparaison » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

- **Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

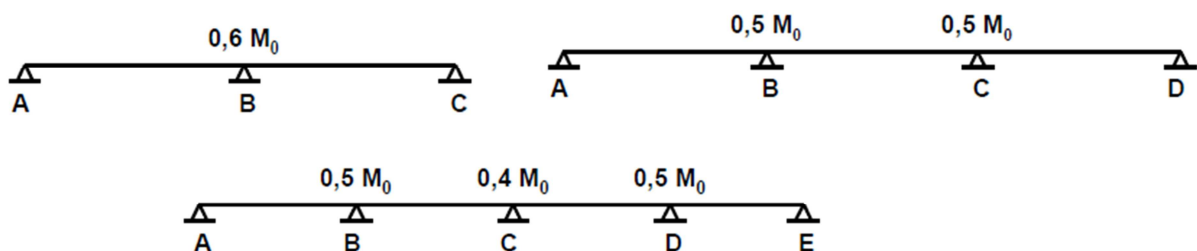
Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

- $0,60 M_o$ dans le cas d'une poutre à deux travées ;
- $0,50 M_o$ dans les cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,40 M_o$ dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

La **Figure 3.11** présente les différentes dispositions.

Figure 3.9. Moments sur appuis



- **Evaluation des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_d et M_g doivent vérifier :

$$a. \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05(M_0), (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$b. \quad \begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

avec :

$$M_0 : \text{Moment isostatique ; } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

c. La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\begin{cases} 0 > 6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0 > 5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0 > 4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

- **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_x = V_{ox} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

- **Application du la méthode forfaitaire :**

$$\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{kg/m}^2 \end{cases}$$

► Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.09 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.09; 5) \text{KN} / \text{m}^2$$

Vérfiée.

→ Plancher terrasse accessible :

$$G = 5.89 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.89; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

→ Plancher étage courant :

$$G = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 6; 5) \text{ KN/m}^2$$

Plancher étage 1 et 2 (salle des fêtes et restaurant)

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 4 \leq \min(2 \times 6; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

- Inertie constante (I) : *Vérfiée*
- Fissuration peu nuisible *Vérfiée*
- Type 1 :

$$\left(0.8 \leq \frac{420}{380} = 1.11 ; \frac{380}{400} = 0.95 ; \frac{400}{380} = 1.05 ; \frac{380}{420} = 0.90 ; \frac{420}{420} = 1 ; \frac{420}{445} = 0.94 \leq 1.25 \right)$$

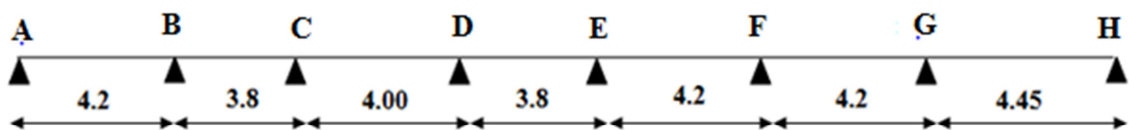
Vérfiée

⇒ Tous les conditions sont vérifier donc on utilise la méthode forfaitaire.

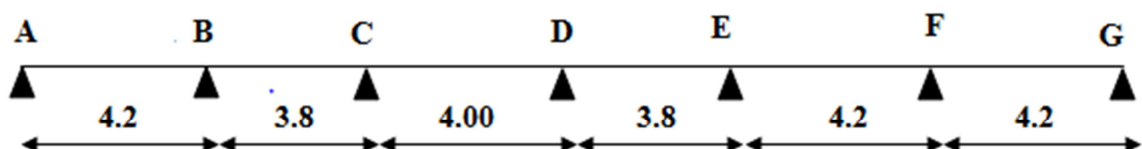
- Types de poutrelles:

On distingue 05 types de poutrelles dans notre plancher :

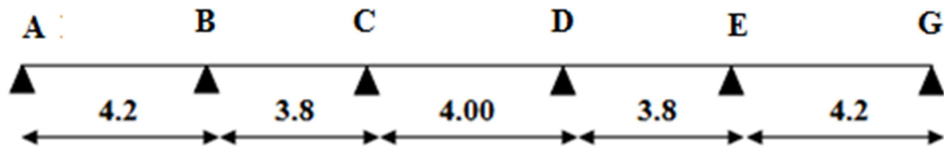
Type 01 :



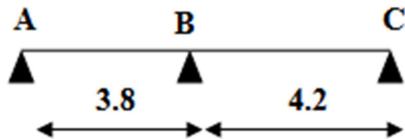
Type 02 :



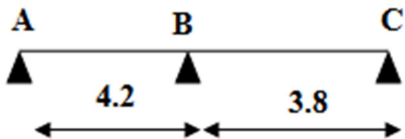
Type 03 :



Type 04 :



Type 05 :



5.3. Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :

- **Combinaisons d'actions :**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :** $G = 6.09 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.09 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = \mathbf{6.41 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (6.09 + 1) \times 0.65 = \mathbf{4.609 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Plancher terrasse accessible :** $G = 5.89 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times 5.89 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = \mathbf{6.63 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = (5.89 + 1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.803 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Plancher étage courant :** $G = 6 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times 6 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = \mathbf{7.702 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = (6 + 2.5) \times 0.65 = \mathbf{5.525 \text{ KN/ml}}$$

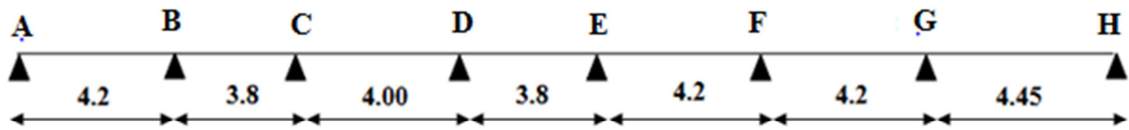
➤ **Plancher étage 1 et 2 (salle des fêtes et restaurant) :** $G = 6 \text{ KN/m}^2$; $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times 6 + 1.5 \times 4) \times 0.65 = \mathbf{9.165 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = (6 + 4) \times 0.65 = \mathbf{6.5 \text{ KN/ml}}$$

Type 01 :

Plancher étage 1et 2 (salle des fêtes et restaurant) : $G = 6\text{KN/m}^2$; $Q = 4\text{ KN/m}^2$



Tab.3.23.Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS

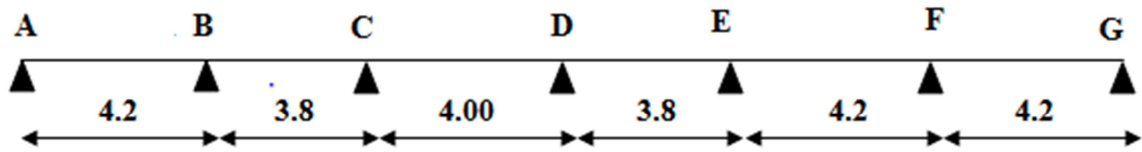
			ELU								
	Type	Travée	L(m)	Pu (KN/ml)	Mo (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)	
Etage 1et 2	Type 03	A-B	4.2	9.165	14.33	4.042	10.104	15.56	20.69	-17.80	
		B-C	3.8	9.165	11.73	10.104	7.332	9.81	16.68	-18.14	
		C-D	4.00	9.165	13.00	7.332	7.332	13.20	18.33	-18.33	
		D-E	3.8	9.165	11.73	7.332	8.084	10.82	17.61	-17.22	
		E-F	4.2	9.165	14.33	8.084	8.084	14.55	19.25	-19.25	
		F-G	4.2	9.165	14.33	8.0084	11.343	13.34	20.02	-18.47	
		G-H	4.45	9.165	16.09	11.343	4.537	17.47	18.86	-21.92	
		ELS									
			A-B	4.2	6.5	14.33	2.867	7.166	11.04	14.67	-12.63
			B-C	3.8	6.5	11.73	7.166	5.2	6.96	11.83	-12.87
			C-D	4.00	6.5	13.00	5.2	5.2	9.36	13.00	-13.00
			D-E	3.8	6.5	11.73	5.2	5.733	7.67	12.49	-12.21
			E-F	4.2	6.5	14.33	5.733	5.733	10.32	13.65	-13.65
			F-G	4.2	6.5	14.33	5.733	8.045	9.46	14.20	-13.10
			G-H	4.45	6.5	16.09	8.045	3.218	12.39	13.38	-15.55

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^{max} = 17.47 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 11.34 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 20.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t^{max} = 12.39 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 8.045 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 14.67 \text{ KN} \end{cases}$$

Type 02 :

Plancher étage 1et 2 (salle des fêtes et restaurant) : $G = 6\text{KN/m}^2$; $Q = 4\text{ KN/m}^2$



Tab.3.24.Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS

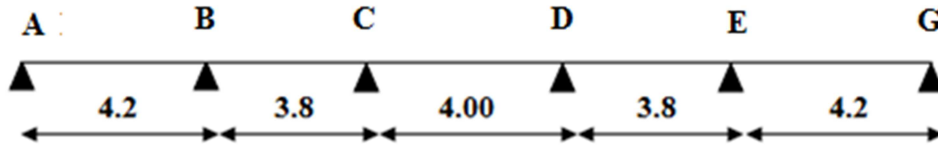
			ELU									
	Type	Travée	L(m)	Pu (KN/ml)	Mo (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)		
Etage 1et 2	Type 03	A-B	4.2	9.165	20.21	4.042	10.104	15.56	20.69	-17.80		
		B-C	3.8	9.165	16.54	10.104	7.332	9.81	16.08	-18.14		
		C-D	4.00	9.165	18.33	7.332	7.332	13.20	18.33	-18.33		
		D-E	3.8	9.165	16.54	7.332	8.0834	10.82	17.61	-17.22		
		E-F	4.2	9.165	20.21	8.084	10.104	13.54	19.73	-18.77		
		F-G	4.2	9.165	20.21	10.104	4.042	15.56	11.04	-11.75		
		ELS										
		A-B	4.2	6.5	14.33	2.867	7.166	11.04	14.67	-12.63		
		B-C	3.8	6.5	11.73	7.166	5.2	6.96	11.83	-12.87		
		C-D	4.00	6.5	13.00	5.2	5.2	9.36	13.00	-13.00		
		D-E	3.8	6.5	11.73	5.2	5.733	7.67	12.49	-12.21		
		E-F	4.2	6.5	14.33	5.733	7.166	9.60	13.99	-13.31		
		F-G	4.2	6.5	14.33	7.166	2.867	11.04	12.63	-14.67		

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 15.56 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 10.104 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 20.69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 11.04 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 7.166 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 14.67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Type 03 :

Plancher étage 1et 2 (salle des fêtes et restaurant) : $G = 6\text{KN/m}^2$; $Q = 4 \text{ KN/m}^2$



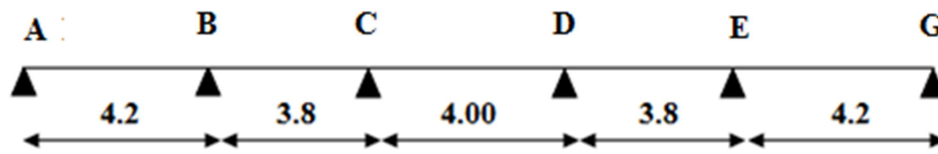
Tab.3.25.Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS

	Type	Travée	ELU									
			L(m)	Pu (KN/ml)	Mo (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)		
Etage 1et 2	Type 03	A-B	4.2	9.165	20.21	4.042	10.104	15.56	20.69	-17.80		
		B-C	3.8	9.165	16.54	10.104	7.332	9.81	16.68	-18.14		
		C-D	4.00	9.165	18.33	7.332	7.332	13.20	18.33	-18.33		
		D-E	3.8	9.165	16.54	7.332	10.104	9.81	18.14	-16.68		
		E-G	4.2	9.165	20.21	10.104	4.128	15.56	17.80	-20.69		
		ELS										
		A-B	4.2	6.5	14.33	2.866	7.166	11.04	14.67	-12.63		
		B-C	3.8	6.5	11.73	7.166	5.2	6.96	11.83	-12.87		
		C-D	4.00	6.5	13.00	5.2	5.2	9.36	13.00	-13.00		
		D-E	3.8	6.5	11.73	5.2	7.166	6.96	12.87	-11.83		
	E-G	4.2	6.5	14.33	7.166	2.866	11.04	12.63	-14.67			

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 15.56 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 10.104 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 20.69 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 11.04 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 7.17 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 14.67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Type 03 :

Plancher étage courant : $G = 6 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$



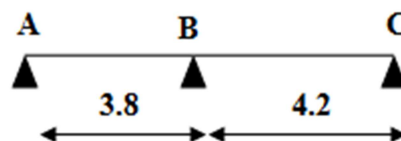
Tab.3.26.Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS

			ELU									
	Type	Travée	L(m)	q _u (KN/ml)	M _o (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)		
											Étage	Type 03
B-C	3.8	7.702	13.90	8.49	6.17	7.80	14.04	-15.26				
C-D	4.00	7.702	15.42	6.17	6.17	10.62	15.42	-15.42				
D-E	3.8	7.702	13.92	6.17	8.49	7.81	15.26	-14.04				
E-G	4.2	7.702	17.00	8.49	3.40	12.55	17.98	-17.41				
ELS												
A-B	4.2	5.525	12.18	2.44	6.09	8.99	12.47	-10.73				
B-C	3.8	5.525	9.97	6.09	4.42	5.59	10.07	-10.95				
C-D	4.00	5.525	11.06	4.42	4.42	7.61	11.06	-11.06				
D-E	3.8	5.525	9.98	4.42	6.09	5.60	10.95	-10.07				
E-G	4.2	5.525	12.19	6.09	2.44	9.00	10.74	-12.48				

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 12.55 \text{ KN.m} \\ M_d^{max} = 8.49 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 17.98 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 9.00 \text{ KN.m} \\ M_d^{max} = 6.09 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 12.47 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Type 04 :

Plancher étage courant : G = 6 KN/m² ; Q = 2.5 KN/m²



Tab.3.27.Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS

		ELU								
	Type	Travée	L(m)	Pu (KN/ml)	Mo (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)
Etage courant	Type 04	A-B	3.8	7.71	13.90	2.78	10.20	8.96	16.59	-12.68
		B-C	4.2	7.71	17.00	10.20	3.40	11.70	14.57	-17.81
	ELS									
	A-B	3.8	5.53	9.97	1.99	7.32	6.42	11.90	-9.01	
		B-C	4.2	5.53	12.19	7.32	2.44	8.39	10.45	-12.77

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 11.70 \text{ KN.m} \\ M_d^{max} = 10.20 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 14.57 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t^{max} = 8.39 \text{ KN.m} \\ M_d^{max} = 7.3 \text{ KN.m} \\ T^{max} = 10.45 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Type 05 :

Plancher terrasse inaccessible : G = 6.09 KN/m² ; Q = 1 KN/m²

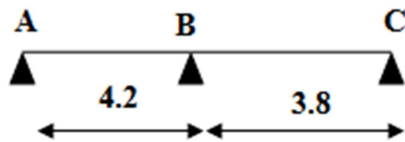


Tableau.3.28.Calcul des sollicitations à l'ELU et ELS

		ELU								
	Type	Travée	L(m)	Pu (KN/ml)	Mo (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN.m)	T _d (KN.m)
Etage courant	Type 04	A-B	4.2	6.32	13.93	2.787	8.36	9.06	14.60	-11.94
		B-C	3.8	6.32	11.41	8.36	2.28	7.09	10.41	-13.61
	ELS									
	A-B	3.8	4.61	10.16	2.032	6.097	6.61	10.65	-8.71	
		B-C	4.2	4.61	8.32	9.097	1.664	5.17	7.59	-9.93

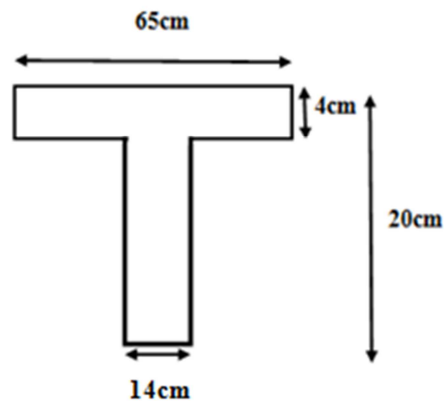
$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^{max} = 9.06 \text{KN.m} \\ M_a^{max} = 8.36 \text{KN.m} \\ T^{max} = 14.60 \text{KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^{max} = 6.61 \text{KN.m} \\ M_a^{max} = 6.097 \text{KN.m} \\ T^{max} = 10.65 \text{KN} \end{cases}$$

5.4. Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher étage courant.

	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	T^{max} (KN)
ELU	17.47	11.34	20.69
ELS	12.39	8.045	14.67

$$\begin{cases} b = 65 \text{cm} & ; & b_o = 14 \text{cm} \\ h = 20 \text{cm} & ; & h_o = 4 \text{cm} \end{cases}$$



➤ **L'enrobage:**

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 = 1 \text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{cm}$$

⇒ Donc on adopte $C = 2 \text{cm}$,

$$d = h - c = 20 - 2 = 18$$

⇒ $d = 18 \text{cm}$

➤ **Les armatures longitudinales :**

-E. L. U :

En Travée :

Le moment fléchissant M_o équilibré par la table est :

$$M_o = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_o = 14.2 \times 65 \times 4 \times (18-2) = \mathbf{59072 \text{ N.m}}$$

$$M_t^{\max} = 17.47 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = \mathbf{17470 \text{ N.m}} \leq M_o = \mathbf{59072 \text{ N.m}}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\overline{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{17470}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.058 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,058 \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.075$$

$$\Rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.970$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17470}{348 \times 0.970 \times 18} = 2.88 \text{ cm}^2$$

En Appui :

$$M_a^{\max} = 11.34 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_o = 14 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\overline{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{11340}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.038 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,058 \Rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.048$$

$$\Rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.980$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11340}{348 \times 0.980 \times 18} = 1.85 \text{ cm}^2$$

	Mu (kN.m)	μ	α	β	$A_u(\text{cm}^2)$
Travée	17.47	0.038	0.075	0.970	2.88
Appuis	11.34	0.048	0.048	0.980	1.85

-E. L. S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	M _u (kN.m)	M _{ser} (kN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	17.47	12.39	1.41	25	0.075	0.455	vérifié
Sur appuis	11.34	8.045	1.41	25	0.048	0.455	vérifié

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

- **En travées :** $A_{\min}^1 = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$
- **Sur appuis :** $A_{\min}^1 = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 14 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.304 \text{ cm}^2$

➤ **Percentage minimal: BAEL91 (art B.6.4)**

- **En Travée :** $A_{\min}^2 \geq 0.001 \times b \times h \Rightarrow A_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$
- **En Appui :** $A_{\min}^2 \geq 0.001 \times b \times h \Rightarrow A_m \geq 0.001 \times 14 \times 20 = 0,28 \text{ cm}^2$

Tableau récapitulatif :

$$A = \max (A_u, A_{\min}^1, A_{\min}^2)$$

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}^1(\text{cm}^2)$	$A_{\min}^2(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	2.88	1.41	1.30	2.88	3HA12=3.39
Appuis	1.85	0.304	0.28	1.85	2HA12=2.26

➤ **Diamètre minimale:** BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

avec : ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{140}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t = (5.71 ; 10 ; 14)$$

Soit $\phi_t = 6\text{mm}$

$$A_r = \frac{2.26}{4} = 0.565 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ de nuance FeE235.

➤ **L'espacement S_t :** BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40\text{cm}) = \min(16.2, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{14 \times 0.4} = 40.71\text{cm} & \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)} \\ \frac{A_t \times 0.9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma \times b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.9 \times 235 \times 1}{14 \times 1.15 (0.821 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 39.20\text{cm} \end{cases}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : $S_t \leq 16.20 \text{ cm}$.

Alors on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de **15 cm** avec un premier espacement auprès de l'appui de **10 cm**.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** BAEL91 (art A.5.1)

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{BAEL91 (A.5.1,1)})$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{20690}{140 \times 180} = 0.821 \text{ MPA}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$= \min(3.333; 5 \text{ MPa}) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.821 \text{ MPa} < 3.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)**

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que:

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Au maximum $a \leq 0,9 \cdot d = 16.20 \text{ cm}$ soit

$$\Rightarrow V_u = 2069 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 14 \times 100 \times 25 = 151389 \text{ N} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

Appuis de rives :

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \frac{20690}{400} = 59.48 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 59.48 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0024 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq 0.043 \dots \dots (cv)$$

\Rightarrow Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

➤ **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc : $L_n=65\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4.L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $5\text{Ø}6 = 1.41 \text{ cm}^2$;

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

- pour les armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.00}{2} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

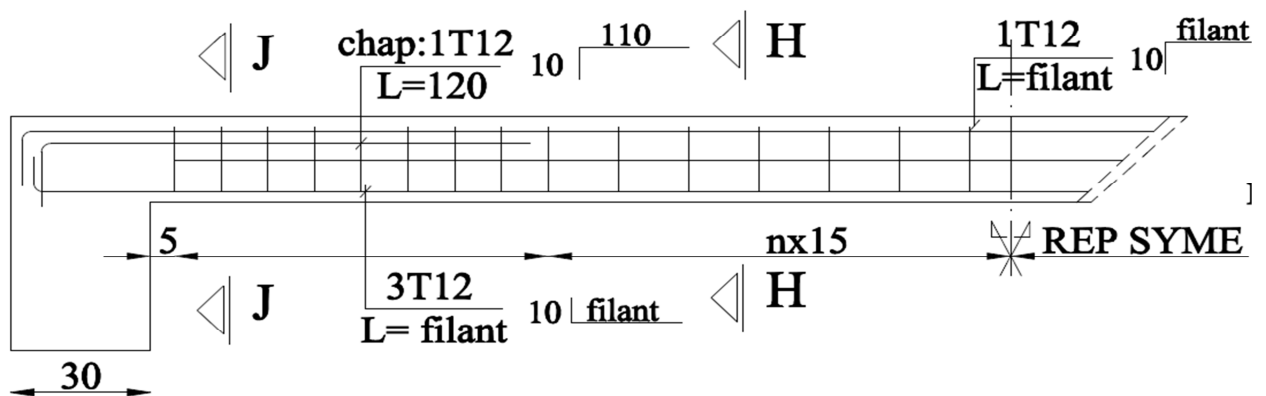
On adapte : $3\text{Ø}6 = 0.85 \text{ cm}^2$;

espacement: $\frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{St} = 30 \text{ cm}$

Donc on choisi un treillie soudé TS Ø6 (20×30) cm².

NERVURE TYPE

(16+4)



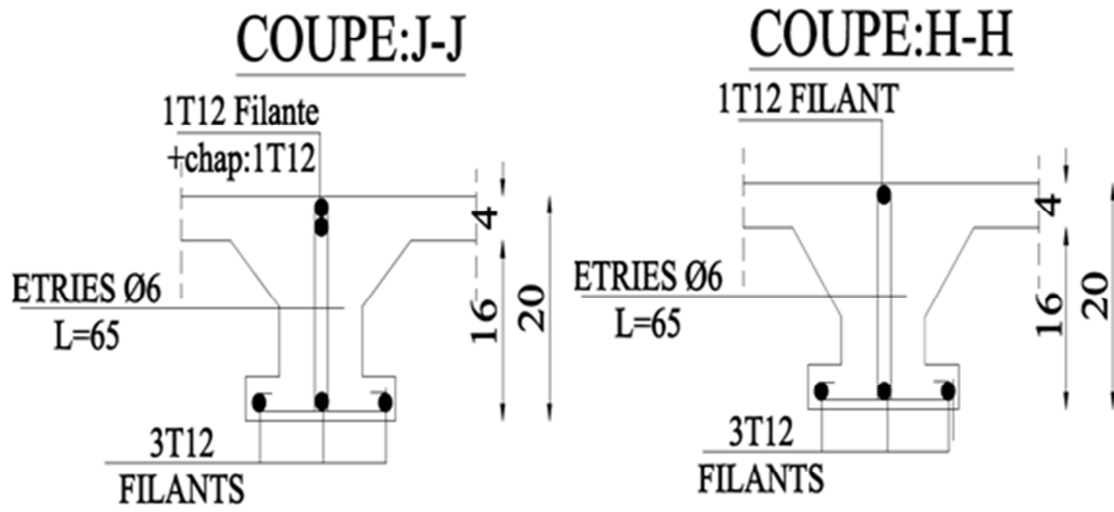


Figure 3.10. Ferraillage des nervures

Chapitre IV

Etude sous charge horizontale

I. Etude de vent :

Introduction

Le vent est assimilé à ces forces statique appliqué à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristique aérodynamique de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- La direction
- L'intensité
- la région
- le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent. **RNV version99**.

1. Principes du DTR RNV(version 99)

Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédure et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux construction dont la hauteur est inférieure à 200m.

Le calcul de l'action du vent doit être conduit séparément pour chacune des deux directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Pour la détermination de l'action de vent, on distingue deux catégories de constructions

- **Catégorie I** :Regroupe bâtiment à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, etc....
- **Catégorie II** :Regroupe les constructions ajourées telle que les constructions verticales en treillis.

2. Etapes de calculs

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble d'une construction, il faut effectuer les étapes de calcul principales suivantes :

- Détermination de coefficient dynamique C_d .
- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- Détermination des coefficients de pression extérieurs C_{pe} et intérieurs C_{pi} .
- Calcul de la pression due au vent de catégorie I.
- Calcul des forces de frottements uniquement pour les constructions allongées
- Calcul de la résultante de pressions agissantes à la surface de la construction.

- Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

➤ Calcul de la pression du vent

Données relatives au site :

- Site plat: $C_t(Z) = 1$... (Tableau.2.5.P.48 RNV99)
- Terrain de catégorie IV (Tableau 2.4 RNV99)
- Facteur de terrain: $K_t = 0,234$
- $\varepsilon = 0.67$
- Paramètre de rugosité: $Z_0 = 1\text{m}$
- Hauteur minimale: $Z_{\min} = 16\text{m}$
- L'ouvrage est situé à Biskra Zone 1 du vent donc :

$$q_{\text{réf}} = 375\text{N/m}^2 \quad (\text{Tableau 2.3 RNV99})$$

• Calcul de coefficient dynamique (C_d):

C_d est donnée par des abaques en fonction du mode de construction et de :

- b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent, prise à la base de la construction.
- H (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

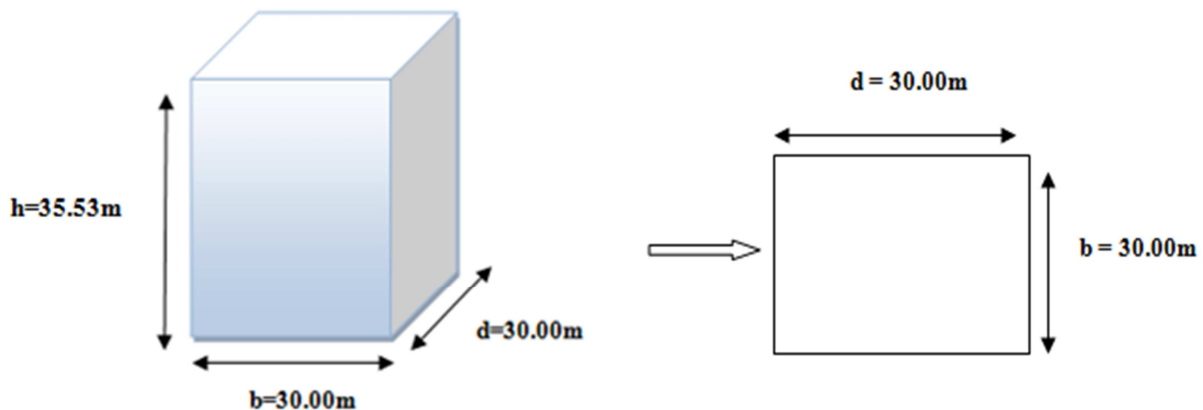


Figure 4.1.1: Dimension du bâtiment

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30.00\text{m} \\ d = 30.00\text{m} \\ h = 35.53\text{m} \end{array} \right.$$

d'après la figure (3.1 RNV99 p.51) et pour $b = 30.00\text{m}$, $h = 35.53\text{m}$

Donc $C_d = 0.95$

- **Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :**

Pour la vérification de la stabilité globale, et le dimensionnement des éléments de la structure dans les constructions dont la hauteur est supérieure à 10m, la pression dynamique doit être déterminée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface « J » horizontaux selon la procédure suivante :

- M_i - hauteur de chaque étage pour ce qui concerne les parois verticales.
- La hauteur totale pour ce qui concerne la toiture.

Le maître-couple : est la surface projetée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent.

Pour une structure permanente la pression dynamique est donnée par la formule suivante

$$q_{\text{dyn}} = C_e \times q_{\text{réf}} \quad \dots\dots(\text{chapitre 2, formule 2.12 RNV99})$$

avec:

$q_{\text{réf}}$: est la pression dynamique de référence $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$

C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent

Coefficient d'exposition (C_e):

Il dépend des effets de rugosité du terrain, de la topographie des sites, de la hauteur au-dessus du sol, de la nature turbulente du vent et de la hauteur de la structure.

A partir de C_d on distingue deux types de construction (chapitre 3.1.2.2 RNV99):

- Construction peu sensible aux excitations dynamiques « C.P.S.E.D » $C_d < 1,2$
- Construction sensible aux excitations dynamiques « C.S.E.D ». $C_d \geq 1,2$

$$C_d = 0,95 < 1,2 \Rightarrow C_e(z) = C_i(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_i(z) \times C_r(z)} \right]$$

Avec :

K_T Facteur de terrain: $K_t = 0,234$

C_r coefficient de rugosité

Coefficient de rugosité (C_r) :

Le coefficient de rugosité « $C_r (Z)$ » traduit l'influence de la rugosité est la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il est défini par la loi logarithmique suivant :

$$\begin{cases} C_r(Z) = k_t \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \Rightarrow \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m.(chapitre 2, formule 2.15 RNV99)} \\ C_r(Z) = k_t \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \Rightarrow \text{Pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

avec:

Z₀ (en m) : paramètre de rugosité.

Z(en m) : hauteur considéré.

Z_{min} et Z₀ seront déterminées à partir du **R.N.V99** selon la catégorie du terrain.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.1.1 les coefficients Ce (Z), Cr (Z), Qdyn

Niveau	Z(m)	Kt	Ct	Cr (Z)	Ce(Z)	Qréf	qdyn (N/m ²)
RDC	1.79	0,234	1	0.136	0.241	375	90,375
1	5.36	0,234	1	0.393	0.798	375	299,25
2	8.93	0,234	1	0.512	1.101	375	412,875
3	12.5	0,234	1	0.591	1.317	375	493,875
4	16.07	0,234	1	0.650	1.487	375	557,625
5	19.64	0,234	1	0.697	1.627	375	610,125
6	23.21	0,234	1	0.736	1.747	375	655,125
7	26.78	0,234	1	0.769	1.851	375	694,125
8	30.35	0,234	1	0.799	1.947	375	730,125
9	33.92	0,234	1	0.825	2.032	375	762

- **Coefficient de pression extérieure C_{pe} (chapitre 5 a.1RNV99)**

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimensions de la surface chargée. On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe.1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Ou : S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considéré

Dans notre cas : **S ≥ 10 m²** donc : **C_{pe} = C_{pe.10}**

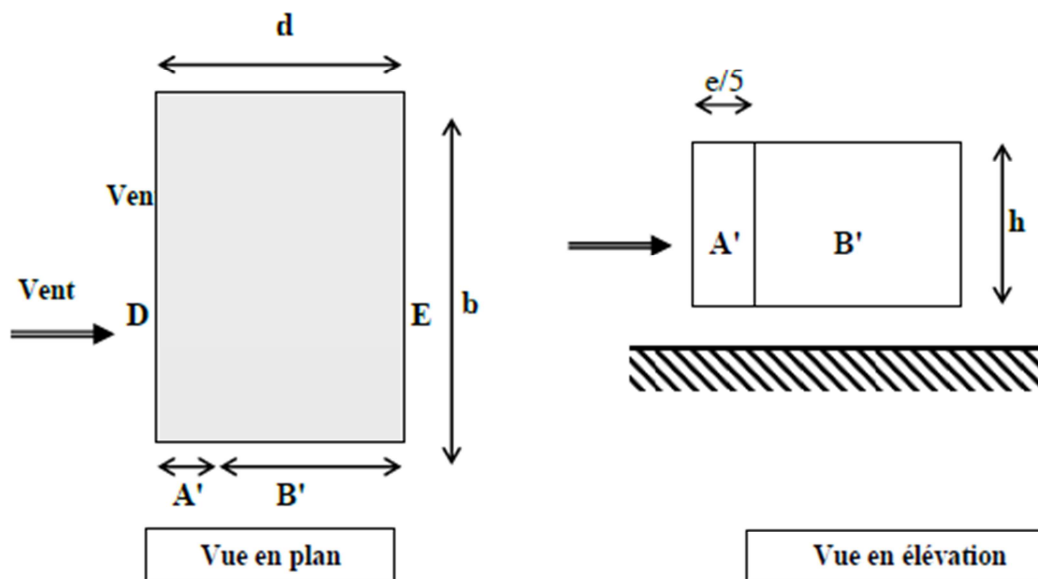
Cas ou $e \geq d$ 

Figure 4.1.2 légende pour les parois verticales

D'après le tableau 5.1 p65 RNV99 on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Parois verticales :

$h = 35.53$ m; $b = 30.00$ m ; $d = 30.00$ m.

$$e = \text{Min}(b, 2h).$$

$$\Rightarrow e = \text{Min}(30.00, 2 \times 30.00). \Rightarrow e = 30.00 \text{ m.}$$

Donc les zones de pression et les valeurs des coefficients de pression sont donnés ci-dessous

On est dans le cas où $d = e = 30.0$ m.

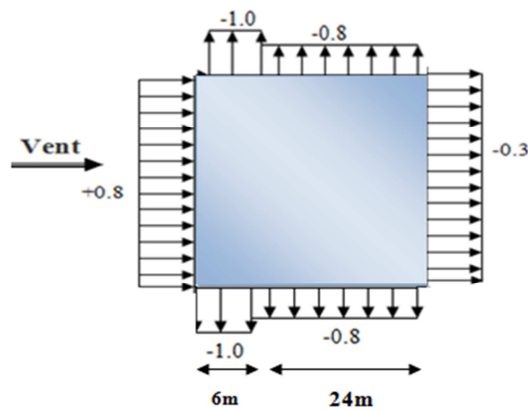


Figure 4.1.3 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales -sens longitudinal

Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$e = \text{Min} [b ; 2h] = 30.00 \text{ m}$

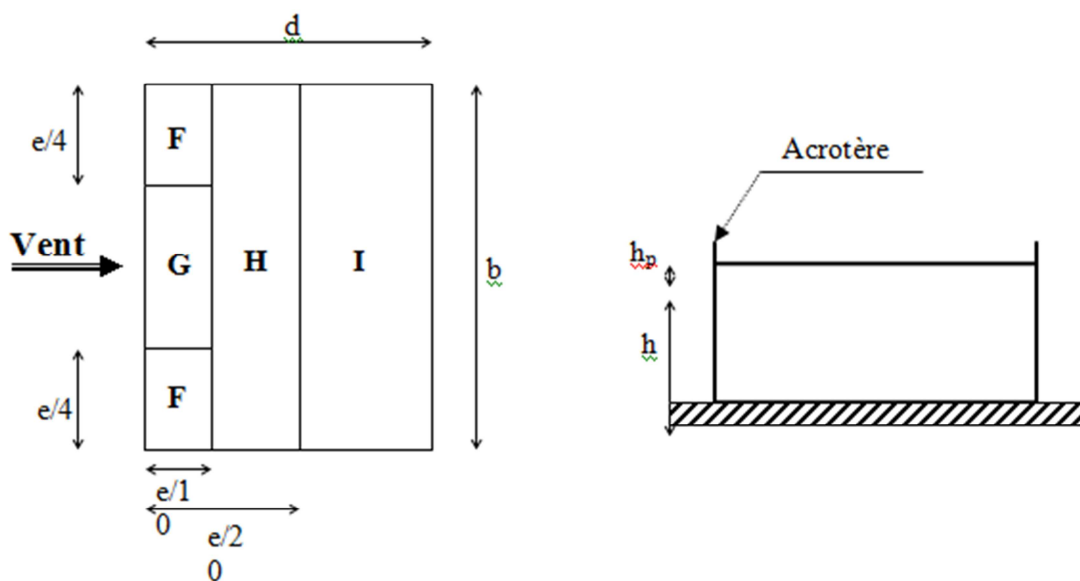
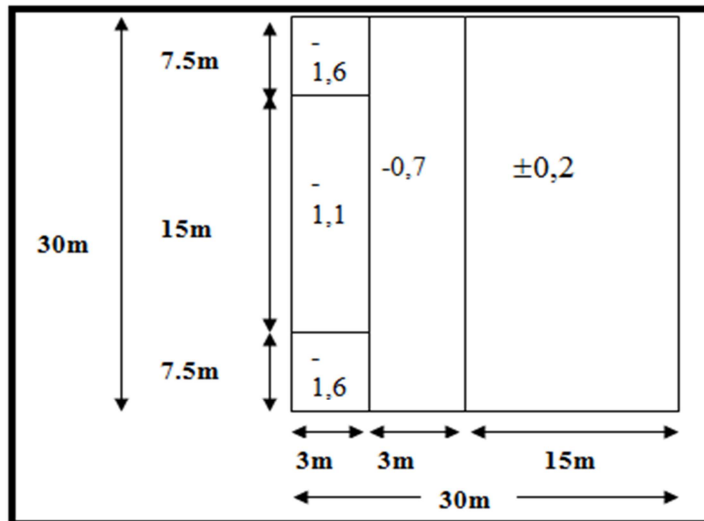


Tableau 4.1.2 les coefficients de pression externe de la toiture.

		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1.6	-1.1	-0.7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1.4	-0.9	-0.7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1.2	-0.8	-0.7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 0.8/35.53 = 0,022$



- Coefficient de pression intérieur C_{pi} (a.2.2.2 RNV99 p79)

Comme notre ouvrage comporte des cloisons donc :

$$C_{pi} = -0,5 \quad \text{et} \quad C_{pi} = +0,8$$

- Calcul des pressions C_p

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a le tableau suivant :

Tableau 4.1.3 : Valeur de C_p

Zone	C_{pe}	C_{pi_1}	C_{pi_2}	C_{p1}	C_{p2}
A	-1	0.8	-0.5	-1.8	-0.5
B	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	-0.3
D	0.8	0.8	-0.5	0	1
E	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	0.2
F	-1.6	0.8	-0.5	-2.4	-1.1
G	-1.1	0.8	-0.5	-1.9	-0.6
H	-0.7	0.8	-0.5	-1.5	-0.2
I	-0.2	0.8	-0.5	-1	0.3
	+0.2			-0.6	

- Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1

(RVN99 P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivant :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Les parois :

Tableau 4.1.4 : La pression de vent (q_j) du paroi

ZJ(m)	Zone	Cp1	Cp2	qdyn	Wi		Cdx= Cdy	qj(x)= qj (y)	
1.79	A	-1.8	-0.5	90,375	-162.6	-45.18	0,95	-156.17	-42.92
	B	-1.6	-0.3		-144.6	-27.11		-	-25.75
	D	0	1		0	90.37		0	80.85
	E	-1.1	0.2		-99.41	18.07		-95.436	17.16
5.36	A	-1.8	-0.5	299,25	-538.6	-149.6	0,95	-784.32	-142.12
	B	-1.6	-0.3		-478.8	-89.77		-454.86	-85.28
	D	0	1		0	299.2		0	284.29
	E	-1.1	0.2		-329.2	59.85		-312.74	56.857
8.93	A	-1.8	-0.5	412,875	-743.2	-206.4	0,95	-706.04	-196.08
	B	-1.6	-0.3		-660.6	-123.8		-627.57	-117.61
	D	0	1		0	412.8		0	393.16
	E	-1.1	0.2		-454.2	82.57		-431.49	78.44
12.5	A	-1.8	-0.5	493,875	-888,9	-246,9	0,95	-844,52	-234,59
	B	-1.6	-0.3		-790,2	-148,2		-750,69	-140,75
	D	0	1		0	493,87		0	469,18
	E	-1.1	0.2		-543,2	98,775		-516,09	93,83
16.07	A	-1.8	-0.5	557,625	-	-	0,95	-953,53	-264,87
	B	-1.6	-0.3		1003,7	278,81		-	-
					-790,2	148,16		-750,69	140,754

	D	0	1		0	493,87		0	469,18	
	E	-1.1	0.2		-543,2	98,77		-	516,099	93,83
19.64	A	-1.8	-0.5	610,125	-	-305,1	0,95	-	-289,79	
	B	-1.6	-0.3		-1098,2	-		1043,27	-	-173,87
	D	0	1		-976,2	183,03		927,352	0	579,595
	E	-1.1	0.2		0	610,1		-637,55	115,919	
23.21	A	-1.8	-0.5	655,125	-	-	0,95	-1120,2	-311,17	
	B	-1.6	-0.3		-1179,2	327,55		-	-	
	D	0	1		-	-		995,752	186,703	
	E	-1.1	0.2		1048,1	196,53		0	622,345	
26.78	A	-1.8	-0.5	694,125	0	655,1	0,95	-684,57	124,469	
	B	-1.6	-0.3		-720,6	131,02		-1186,9	-329,69	
	D	0	1		-	-		1055,03	-197,81	
	E	-1.1	0.2		1110,5	-208,2		0	659,395	
30.35	A	-1.8	-0.5	730,125	-	-	0,95	-725,33	131,879	
	B	-1.6	-0.3		1249,3	347,05		-1248,4	-346,79	
	D	0	1		-	-		-1109,7	-208,07	
	E	-1.1	0.2		1168,1	219,03		0	693,595	
33.92	A	-1.8	-0.5	762	0	730,1	0,95	-762,95	138,719	
	B	-1.6	-0.3		-803,1	146,02		-	-361,95	
	D	0	1		-	-		-	-217,17	
	E	-1.1	0.2		1371,6	-381		0	723,9	
33.92	A	-1.8	-0.5	762	-	-	0,95	-796,29	144,78	
	B	-1.6	-0.3		-	-		1158,24	-217,17	
	D	0	1		1219,2	-228,6		0	723,9	
	E	-1.1	0.2		0	762		-796,29	144,78	

Tableau 4.1.4 : La pression de vent (q_j) du toiture.

ZJ(m)	Zone	Cp ₁	Cp ₂	q _{dyn}	Wi		C _{dx} = C _{dy}	q _j (x)= q _j (y)	
33.92	F	-2.4	-1.1	762	- 1828,8	-838,2	0,95	-1737,3	-796,29
	G	-1.9	-0.6		- 1447,8	-457,2		- 1375,41	-434,34
	H	-1.5	-0.2		-1143	-152,4		-1085,8	-144,78
	I	-1	0.3		-762	228,6		-723,9	217,17
-0.6		-434,34							

• **Calcul des forces de frottement : F_{fr}**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I , pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

S_{fr,j} : Aire de l'élément de surface j.

C_{fr,j} :Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport

$\frac{d}{b} \geq 3$, ou le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, est vérifié ; ou « b » la dimension de la construction

perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et « d » la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens x = Sens y: b =30.00 m; d = 30.00m; h = 35.53m.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{30.00}{30.00} = 1 < 3 \quad \text{non vérifiée.} \\ \frac{d}{h} = \frac{30.00}{35.53} = 0.84 < 3 \quad \text{non vérifiée.} \end{array} \right\} \Rightarrow F_{fr} = 0$$

Détermination de la force résultante:

La force résultante R, se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum q_j \times S_j + \sum F_{fr} = \sum q_j \cdot s_j =$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableau 4.1.5. Les forces dans le sens transversal (N)

Zone	Z(m)	S(m ²)	q_j		R
			Cpi=-0,5	Cpi=0,8	
D	1.79	79.9	80.85	0	6459,915
	5.36	79.9	284.29	0	22714,771
	8.93	79.9	393.16	0	31413,484
	12.5	79.9	469.18	0	37487,482
	16.07	79.9	469.18	0	37487,482
	19.64	79.9	579.595	0	46309,6405
	23.21	79.9	622.345	0	49725,3655
	26.78	79.9	659.395	0	52685,6605
	30.35	79.9	659.395	0	52685,6605
	33.92	79.9	723.900	0	57839,61
E	1.79	79.9	17.16	-95.436	-7625,3364
	5.36	79.9	56.847	-312.74	-24987,926
	8.93	79.9	78.44	-431.49	-34476,051
	12.5	79.9	93.83	-516.09	-41235,591
	16.07	79.9	93.83	-516.09	-41235,591
	19.64	79.9	115.919	-637.55	-50940,245
	23.21	79.9	124.469	-684.57	-54697,143
	26.78	79.9	131.879	-725.33	-57953,867
	30.35	79.9	138.719	-796.29	-58829,571
	33.92	79.9	144.45	-796.29	-6362357,1
Somme			5936,833	84284,58	6304517,49

II. Le séisme

1. Introduction

Le règlement parasismique algérien permet d'évaluer, pour les constructions courantes de configuration simples et régulières, l'effort sismique à prendre en compte dans les calculs, ces règles dépendent de :

- La zone sismique
- La nature du site
- La catégorie de l'ouvrage
- La nature de la structure

2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismique peut être mené selon trois méthodes:

1. Méthode statique équivalente
2. Méthode d'analyse modale spectrale
3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

2.1. La Méthode statique équivalente (a.4.2 RPA99 version 2003)

- **Conditions d'application**

peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II :

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

- **Règles de calcul**

Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99 v 2003)
- R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3 RPA99v2003)
- Q : facteur de qualité (tableau 4.4 du RPA 99v 2003)
- W : somme des poids W_i , calculés à chaque niveau i :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5 RPA 2003)
- D : Facteur d'amplification dynamique

fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_1 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T_2}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

avec:

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Dans le cas où le contreventement est assuré par des portiques auto stables ou par des voiles on peut utiliser cette formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base

2.2 La méthode d'analyse modale spectrale (a.4.3RPA99 version 2003) 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 effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Spectre de réponse de calcul**

L'effet sismique est représenté par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99 v 2003)
- η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

- ξ (%) : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99 v 2003)
- R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3 du RPA99v2003)
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- Q : facteur de qualité (tableau 4.4 du RPA99v 2003)

- Combinaison des réponses modales

a- La réponse des deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j considérées indépendantes si le rapport r est vérifié :

b-

$$r = \frac{T_i}{T_j} (T_i \leq T_j)$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$$

c- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré (M, V, N)

E_i : Valeur modale de E selon le mode " i "

K : nombre de modes retenus

d- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1, E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=1}^k E_i^2}$$

- Forces de calcul

Elle correspondent à l'effort tranchant de calcul V

$$F_k = V_k - V_{k-1}$$

V_{Base} et F doivent rester supérieurs à 80% des valeurs de la méthode statique équivalente ou sinon ils devront être augmentés de $0.8 V/V_{\text{Base}}$.

2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme suit le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universelle, on utilise des accélérogrammes réels.

3. Application au bâtiment

3.1. Méthode statique équivalente:

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec:

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le Tableau (4.1) ; Vu que l'ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation) donc il a un groupe d'usage (1B) et la zone I, donc : **A= 0.12**

Tableau 4.2.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe D'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

D:facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \cdot (T_2/3)^{\frac{2}{3}} \cdot (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0S \end{cases} \quad (4.2)$$

Avec:

T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site est donné par le Tableau (4.7)

Tableau4.2.2 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Construction auto stable $\xi = 7\%$

Contreventement par voiles $\xi = 10\%$

Donc pour une construction mixte on prend la moyenne $\xi = 8.5\%$

Le facteur **D** est par ailleurs donné sous forme graphique pour un amortissement $\xi = 8.5\%$.

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

$\xi(\%)$: **pourcentage d'amortissement critique**; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau (4.2).**

Tableau 4.2.3 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas $\xi = 7\%$. Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.882 \geq 0.7$

- **Justification de l'interaction portiques voiles (a.3.4RPA V 2003)**

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le **Tableau (4.3)**, en fonction de système de contreventement. Notre ouvrage contreventé mixte portique/voile avec interaction .

- ❖ Sens_longitudinal $\Rightarrow R_x = 5$
- ❖ Sens_transversal $\Rightarrow R_y = 5$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

- La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq_i$. **(4.4)**

Pq ; est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " **est satisfait ou non**".

La valeur est donnée au **Tableau (4.4)**.

Tableau 4.2.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
2. Redondance en plan	0	
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		0,10

$$\text{Alors : } Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qx}$$

❖ Sens longitudinal :

$$Q_x = 1 + 0.25 \Rightarrow Q_x = 1.25$$

❖ Sens transversal :

$$Q_y = 1 + 0.25 \Rightarrow Q_y = 1.25$$

W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau 'i' :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec; } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4.5)$$

On a estimé le poids totale de la structure **W = 5884.92t**

Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

→ 1er formule:

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Formule 4.6 du RPA})$$

avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 35.53 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

$$\Rightarrow T = 0.05 (35.53)^{3/4} = 0.73 \text{ s}$$

→ 2eme formule:

Pour les systèmes de contreventement assuré par :

- ✓ Des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.
- ✓ Des voiles en partie ou dans sa totalité, des palées triangulés et des murs de maçonnerie

$$T = 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{D}} \quad (\text{Formule 4.7 du RPA})$$

Avec ;

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

H_n : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

❖ Sens longitudinal :

$$D'ou ; D=29.6\text{m} \quad \text{donc} \Rightarrow T = 0.09 \frac{35.53}{\sqrt{30}} = 0.61 \text{ s}$$

❖ Sens transversal :

$$D'ou ; D=30.00\text{m} \quad \text{donc} \Rightarrow T = 0.09 \frac{35.53}{\sqrt{30}} = 0.61\text{s}$$

$$T = \min (0.73, 0.61) \Rightarrow \mathbf{T = 0.61s}$$

T2 : la période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par le Tableau (4.7)

Le sol du site de notre bâtiment est supposé meuble . (S3)

On prend : $\mathbf{T = 0.61 \text{ s}}$

Donc le facteur d'amplification dynamique moyens D_L et D_T , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

❖ Sens longitudinal :

$$\text{On a : } T_2 < T < 3 \text{ sec} \Leftrightarrow 0.5 < 0.61 < 3 \text{ sec}$$

$$\text{Donc : } D_L = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_L = 1.93}$$

❖ Sens transversal :

On a : $T_2 < T < 3 \text{ sec.} \Leftrightarrow 0.5 < 0.61 < 3 \text{ sec}$

$$\text{Donc : } D_T = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_T = 1.93$$

✓ Calcul De La Force Sismique Totale :

❖ Sens Longitudinal

$$V_x = \frac{0.12 \times 1.93 \times 1.25}{5} \times 58849.2 = 3407.36 \text{Kn} \Rightarrow V_x \approx 340.74 \text{t}$$

❖ Sens Transversal :

$$V_y = \frac{0.12 \times 1.93 \times 1.25}{5} \times 58849.2 = 3407.36 \text{Kn} \Rightarrow V_y \approx 340.74 \text{t}$$

4. modélisation de la structure

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentés dans ce chapitre.

➤ Première proposition

Premier système de contreventement se présente comme suit :

- 1- 03 voiles transversaux (sens-x) de 20 cm.
- 2- 02 voiles longitudinaux (sens-y) de 20cm.
- 3- Poteau (50x60)cm²

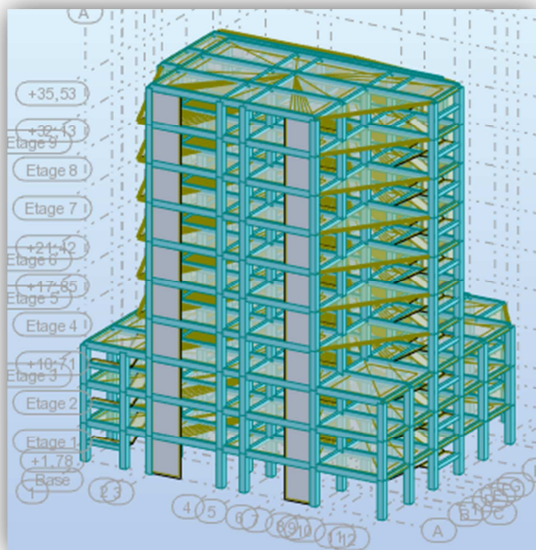


Figure 4.2.1 : La structure en 3D

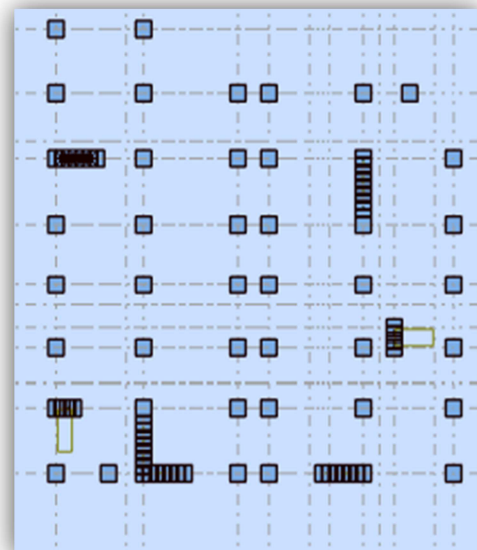


Figure 4.2.2 : Disposition des voiles

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2.5: Modes propres, Périodes propres et Masses effectives

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	0,93	1,07	0,99	63,17	0,0	0,99	63,17	0,0	6134445,38	6134445,38
5/ 2	1,11	0,90	59,92	64,05	0,0	58,92	0,88	0,0	6134445,38	6134445,38
5/ 3	1,38	0,72	66,11	64,10	0,0	6,20	0,06	0,0	6134445,38	6134445,38
5/ 4	3,21	0,31	67,16	82,48	0,0	1,05	18,37	0,0	6134445,38	6134445,38
5/ 5	3,46	0,29	81,70	83,49	0,0	14,54	1,01	0,0	6134445,38	6134445,38
5/ 6	4,58	0,22	83,74	83,78	0,0	2,04	0,29	0,0	6134445,38	6134445,38
5/ 7	6,33	0,16	83,74	90,25	0,0	0,00	6,48	0,0	6134445,38	6134445,38
5/ 8	6,47	0,15	89,72	90,36	0,0	5,98	0,10	0,0	6134445,38	6134445,38
5/ 9	7,40	0,14	89,72	90,38	0,0	0,00	0,02	0,0	6134445,38	6134445,38
5/ 10	7,42	0,13	89,78	90,38	0,0	0,06	0,00	0,0	6134445,38	6134445,38

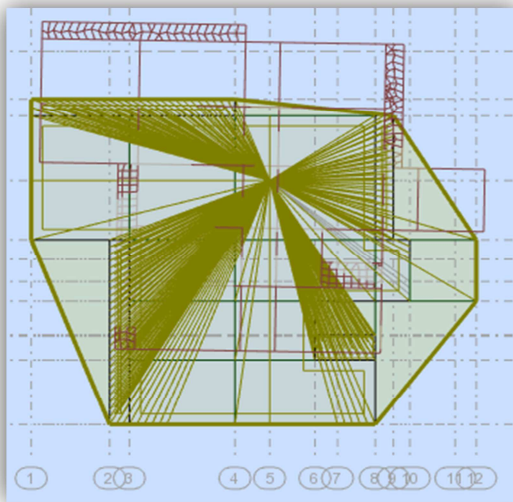


Figure 4.2.3: premier mode(translation)

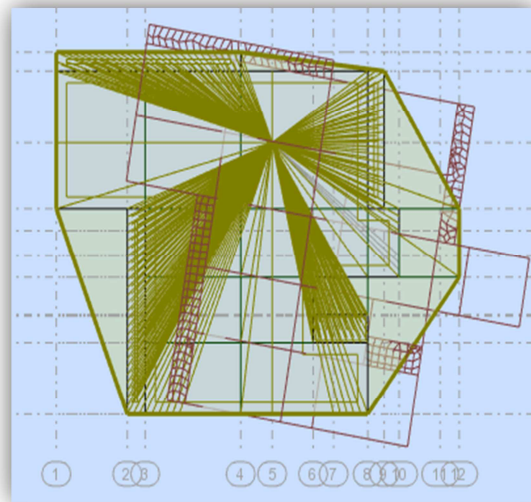


Figure 4.2.4 : 2^{ème} mode (torsion)

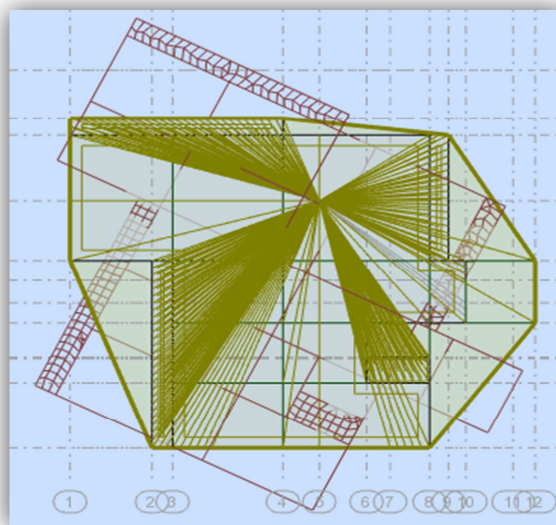


Figure 4.2.5 : 3^{ème} mode (torsion)

• **Interprétation des résultats**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit:

1- La valeur de la période fondamentale (T) (Mode1) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante

$$T_{RPA(empirique)} = \min (C_t \times h_n^{0.75}; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}})$$

$$T_{robo (dynamique)} \leq 1.30 \times T_{RPA(empirique)}$$

$$0.61 \times 1.3 = 0.79 \leq 1.07 \dots\dots\dots CNV$$

2- Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y, avec UY : 63,17%

3- Le deuxième mode c'est un mode de translation dans le sens X avec UX =58,92% , couplé avec de la torsion impliquant un mouvement de rotation

4- Le troisième mode c'est un mode de torsion

2^{ème} proposition :

Premier système de contreventement se présente comme suit :

- 1- 05 voiles transversaux (sens-y) de 25 cm.
- 2- 04 voiles longitudinaux (sens-x) de 25cm.
- 3- des poteaux (60x70)

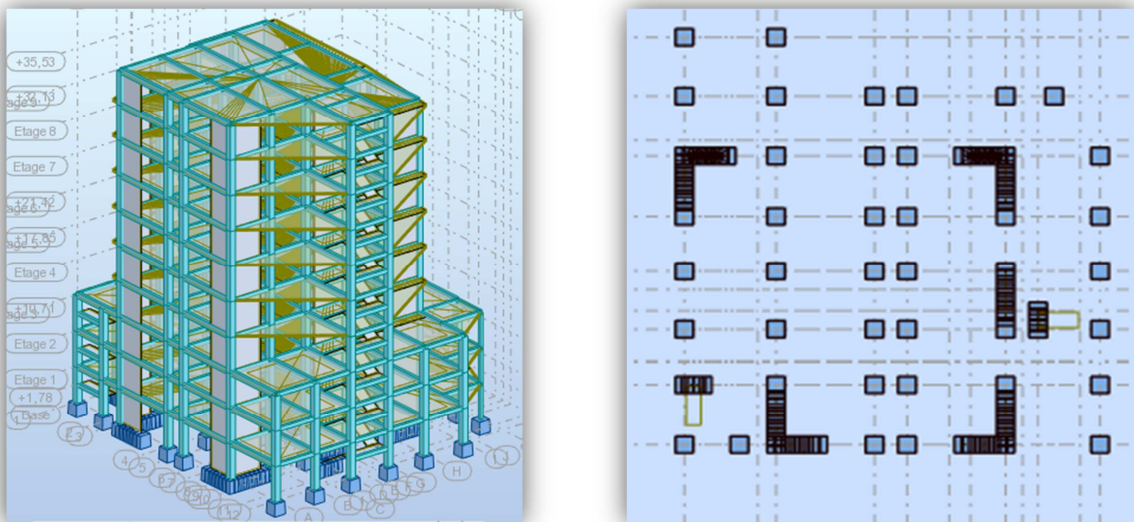


Figure 4.2.6 : Disposition des voiles de la structure finale

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2.6: Modes propres, Périodes propres et Masses effectives

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]
5/ 1	1,29	0,77	13,98	48,52	0,0	13,98	48,52	0,0	6303823,71
5/ 2	1,30	0,77	64,70	62,04	0,0	50,73	13,52	0,0	6303823,71
5/ 3	1,91	0,52	64,86	62,30	0,0	0,15	0,25	0,0	6303823,71
5/ 4	4,38	0,23	83,27	62,30	0,0	18,41	0,00	0,0	6303823,71
5/ 5	4,94	0,20	83,27	83,55	0,0	0,01	21,25	0,0	6303823,71
5/ 6	6,67	0,15	83,60	83,63	0,0	0,33	0,08	0,0	6303823,71
5/ 7	7,41	0,13	83,60	83,64	0,0	0,00	0,01	0,0	6303823,71
5/ 8	7,44	0,13	83,62	83,70	0,0	0,02	0,05	0,0	6303823,71
5/ 9	7,84	0,13	83,62	83,74	0,0	0,00	0,05	0,0	6303823,71
5/ 10	8,65	0,12	90,41	83,75	0,0	6,80	0,00	0,0	6303823,71
5/ 11	10,30	0,10	90,41	91,25	0,0	0,00	7,50	0,0	6303823,71
5/ 12	13,08	0,08	92,17	91,25	0,0	1,75	0,00	0,0	6303823,71
5/ 13	13,79	0,07	93,12	91,26	0,0	0,95	0,01	0,0	6303823,71

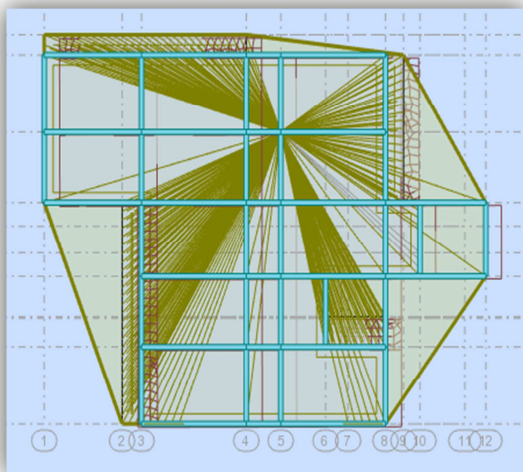


Figure4.2.7:Premier mode (translation)

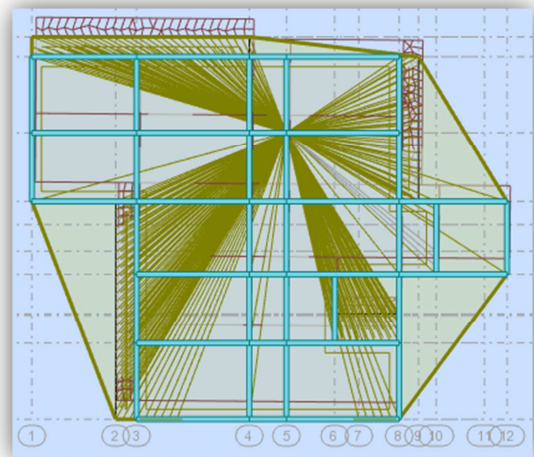


Figure4.2.8 : 2^{ème} mode (translation)

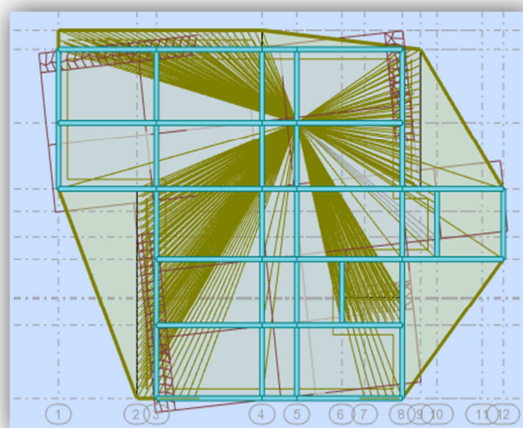


Figure 4.2.9 : 3^{ème} mode (torsion)

• **Interprétation des résultats**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

1- Il faut 13 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

2- La valeur de la période fondamentale (T) (Mode1) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante

$$T_{RPA(empirique)} = \min (C_t x h_n^{0.75}; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}})$$

$$T_{robo (dynamique)} \leq 1.30 x T_{RPA(empirique)}$$

$$0.77 \leq 0.61 x 1.3 = 0.793.....CV$$

3- Résultantes des forces sismique

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8 V/V_t$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens X :

V Dynamique = **344.81t**

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivent le sens X :

V statique = **340.74t**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} = 1.01 \geq 0.8CV$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens Y :

V Dynamique = **343.17 t**

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivent le sens Y :

V statique = **331.12t**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} = 1.01 \geq 0.8CV$$

Tableau 4.2.7 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FZ [kN]	FZ sur les voile [kN]
3448,09	1727,52	3431,65	1194,69	58849,20	11323,93

❖ **Vérfications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19**

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

$$\frac{F_z \text{ voile}}{F_{\text{totale}}} = \frac{11323,93}{58849,20} = 19.24 \% < 20 \% . \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$\frac{F_x \text{ poteau}}{F_x \text{ totale}} = \frac{1727,52}{3448,09} = 50.10\% > 25\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{F_y \text{ poteau}}{F_y \text{ totale}} = \frac{1194,69}{3431,65} = 34.81\% > 25\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{Formule 4. 10 du RPA})$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule: $F_t = 0,07 TV$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{Formule 4. 11 du RPA})$$

a) Sens longitudinal :

$$V_x = 344.81 \text{ t}$$

$$F_t = 0,07 \text{ TV} = 0.07 \times 0.77 \times 344.81 = 18.58$$

Tableau 4.2.8 : La résultante des forces sismiques (x).

NIVEAU	Wj(t)	Hj(m)	Wj .Hj(t.m)	V	V - Ft	W(t)	Fi(t)
RDC	9099,7	3.57	34123,875	344.81	326.23	58849,2	11,84
Niv 1	8050,27	7.14	57478,9278	344.81	326.23	58849,2	19,94
Niv 2	7732,99	10.71	82820,3229	344.81	326.23	58849,2	28,73
Niv 3	5245,28	14.28	74902,5984	344.81	326.23	58849,2	25,98
Niv 4	5245,29	17.85	93628,4265	344.81	326.23	58849,2	32,48
Niv 5	5245,28	21.42	112353,898	344.81	326.23	58849,2	38,97
Niv 6	5208,5	24.99	130160,415	344.81	326.23	58849,2	45,148
Niv 7	5244,91	28.56	149794,63	344.81	326.23	58849,2	51,96
Niv 8	5147,49	32.13	165388,854	344.81	326.23	58849,2	57,37
Niv 9	2629,49	35.53	93425,7797	344.81	326.23	58849,2	32,41
Σ	58849,2		994077,726				

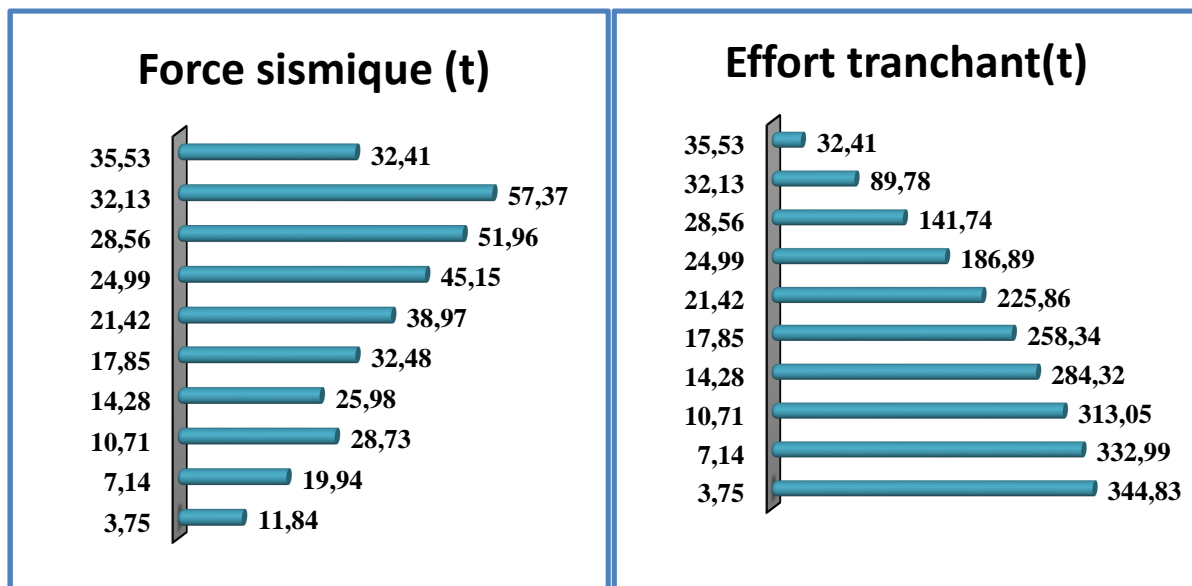


Figure4.2.10: Représentation graphique de F,V longitudinal

b) Sens transversal:

$$V_y = 343.17 \text{ t}$$

$$F_t = 0,07 \text{ TV} = 0.07 \times 0.77 \times 343.17 = 18.50$$

Tableau 4.2.9 : La résultante des forces sismiques (y).

NIVEAU	Wj(t)	Hj(m)	Wj .Hj(t.m)	V	V - Ft	W(t)	Fi(t)
RDC	9099,7	3.57	34123,875	343.17	324.67	58849,2	11,15
Niv 1	8050,27	7.14	57478,9278	343.17	324.67	58849,2	18,77
Niv 2	7732,99	10.71	82820,3229	343.17	324.67	58849,2	27,05
Niv 3	5245,28	14.28	74902,5984	343.17	324.67	58849,2	24,46
Niv 4	5245,29	17.85	93628,4265	343.17	324.67	58849,2	30,58
Niv 5	5245,28	21.42	112353,898	343.17	324.67	58849,2	36,70
Niv 6	5208,5	24.99	130160,415	343.17	324.67	58849,2	42,51
Niv 7	5244,91	28.56	149794,63	343.17	324.67	58849,2	48,92
Niv 8	5147,49	32.13	165388,854	343.17	324.67	58849,2	54,02
Niv 9	2629,49	35.53	93425,7797	343.17	324.67	58849,2	30,51
Σ	58849,2		994077,726				

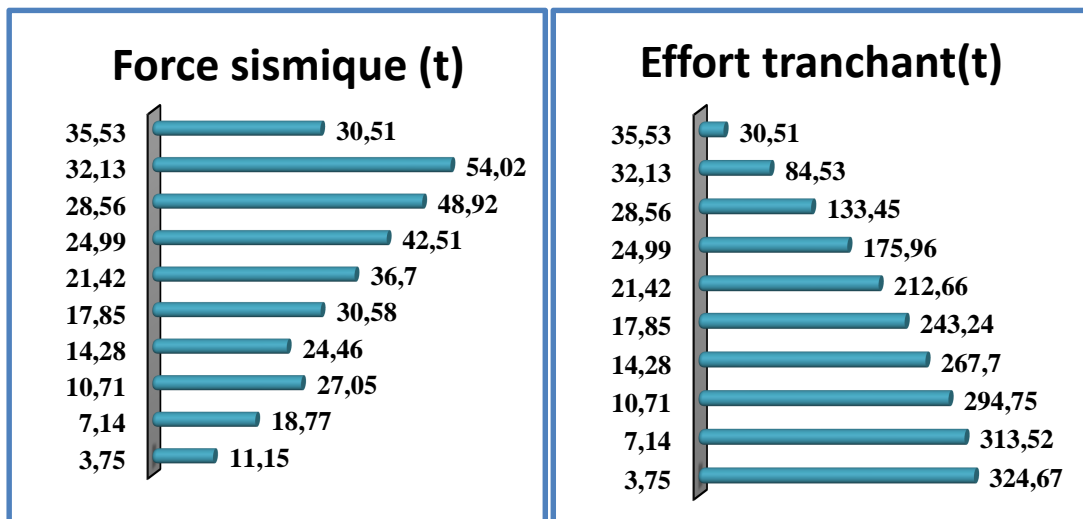


Figure4.2.11: Représentation graphique de F,V sens transversal

- **Calcul des déplacements** (a.4.43 du RPA99 version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \dots \quad (4-19)$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

- **Déplacement admissible** (a. 5.10 RPA99 v 2003)

$$\Delta_{adm} = 1\%h = 0.01 \times 3.57 = 0.0357m = 3.57cm$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant:

Tableau 4.2.10 : Les déplacements

Niveau	Sens longitudinal x				Sens transversal y:				$\Delta_{ki} \leq \Delta_{adm}$
	δ_{eK} cm	R	δ_K cm	Δ_K cm	δ_{eK} cm	R	δ_K cm	Δ_K cm	
RDC	0.3	5	1.5	0.3	0.2	5	1	0.2	CV
1	0.8	5	4	0.5	0.7	5	3.5	0.5	CV
2	1.5	5	7.5	0.7	1.3	5	6.5	0.6	CV
3	2.3	5	11.5	0.8	2.1	5	10.5	0.7	CV
4	3.1	5	15.5	0.8	2.9	5	14.5	0.8	CV
5	3.9	5	19.5	0.8	3.7	5	18.5	0.8	CV
6	4.7	5	23.5	0.8	4.5	5	22.5	0.8	CV
7	5.4	5	27	0.7	5.3	5	26.5	0.8	CV
8	6	5	30	0.6	6.1	5	30.5	0.8	CV
9	6,6	5	33	0.5	6.7	5	33.5	0.6	

Tous les déplacements relatif sont inférieur à Δ_{adm} .

$\Delta_{ki} \leq \Delta_{adm}$. Condition vérifié dans tous les niveaux.

• **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ** (a.5.9 RPA v 2003)

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges des exploitations associés au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K".

h_K : hauteur de l'étage "K".

Si $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur:

$$\frac{1}{1 - \theta_K}$$

Si $\theta_K > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Sens longitudinal x :Tableau4.2.11. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{kx} (m)	Vx(KN)	h (m)	θ	Observation
9	2629,49	2629,49	0,005	331,7	3.57	0,01110268	Vérifié
8	5147,49	7776,98	0,006	802,48	3.57	0,0162877	Vérifié
7	5244,91	13021,89	0,007	1181,27	3.57	0,02161497	Vérifié
6	5208,5	18230,39	0,008	1485,8	3.57	0,02749523	Vérifié
5	5245,28	23475,67	0,008	1740,79	3.57	0,03021993	Vérifié
4	5245,29	28720,96	0,008	1958,02	3.57	0,03287029	Vérifié
3	5245,28	33966,24	0,008	2134,83	3.57	0,03565381	Vérifié
2	7732,99	41699,23	0,007	2341,4	3.57	0,03492064	Vérifié
1	8050,27	49749,5	0,006	2516,14	3.57	0,03323051	Vérifié
RDC	9099,7	58849,2	0,003	2602,98	3.57	0,01899865	Vérifié

Sens transversal y :Tableau4.2.12. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{ky} (m)	Vy(KN)	h (m)	θ	Observation
9	2629,49	2629,49	0,006	439,99	3.57	0,01004412	Vérifié
8	5147,49	7776,98	0,008	1102,84	3.57	0,0158023	Vérifié
7	5244,91	13021,89	0,008	1584,32	3.57	0,01841844	Vérifié
6	5208,5	18230,39	0,008	1946,39	3.57	0,02098881	Vérifié
5	5245,28	23475,67	0,008	2259,38	3.57	0,02328362	Vérifié
4	5245,29	28720,96	0,008	2531,97	3.57	0,02541922	Vérifié
3	5245,28	33966,24	0,007	2764,37	3.57	0,02409246	Vérifié
2	7732,99	41699,23	0,006	3052,52	3.57	0,02295898	Vérifié
1	8050,27	49749,5	0,005	3308,24	3.57	0,0210617	Vérifié
RDC	9099,7	58849,2	0,002	3431,65	3.57	0,00960726	Vérifié

La condition : $\theta \leq 0.10$ est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens

⇒ Les effets du 2° ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

• **Vérification au renversement** (a.4.41 RPA99 V 2003)

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que:

$$\frac{M_{stab}}{M_{renve}} \geq 1.5$$

Avec :

- Moment de renversement $M_{ren} = \sum F_i * Z_i$.
- Moment stabilisant $M_{stab} = \sum W_i * b_i$.
- F_i : la force sismique au niveau "i".
- Z_i : hauteur de niveau i.
- W_i : poids de niveau i.
- b_i : bras de levier de niveau "i".

Sens longitudinal X :

Tableau 4.2.13. : Moment de renversement et Moment stabilisant

Niveau	W_i (t)	b_i (m)	$M_{sta}(t.m)$	F_i (t)	h_i (m)	$M_{ren}(t.m)$
9	2629,49	15	39442,35	331,7	35,53	11785,301
8	5147,49	15	77212,35	470,78	32,13	15126,1614
7	5244,91	15	78673,65	378,79	28,56	10818,2424
6	5208,5	15	78127,5	304,53	24,99	7610,2047
5	5245,28	15	78679,2	254,99	21,42	5461,8858
4	5245,29	15	78679,35	217,23	17,85	3877,5555
3	5245,28	15	78679,2	176,81	14,28	2524,8468
2	7732,99	15	115994,85	206,57	10,71	2212,3647
1	8050,27	15	120754,05	174,74	7,14	1247,6436
RDC	9099,7	15	136495,5	86,84	3,57	310,0188
Σ			882738	Σ		60974,2247
M_{sta} / M_{ren}			14.48	$14.48 \geq 1,5$		

Sens transversal v :**Tableau 4.2.14. : Moment de renversement et Moment stabilisant**

Niveau	W _i (t)	b _i (m)	M _{sta} (t.m)	F _i (t)	h _i (m)	M _{ren} (t.m)
9	2629,49	15	39442,35	439,99	35,53	15632,8447
8	5147,49	15	77212,35	662,85	32,13	21297,3705
7	5244,91	15	78673,65	481,48	28,56	13751,0688
6	5208,5	15	78127,5	362,07	24,99	9048,1293
5	5245,28	15	78679,2	312,99	21,42	6704,2458
4	5245,29	15	78679,35	272,59	17,85	4865,7315
3	5245,28	15	78679,2	232,4	14,28	3318,672
2	7732,99	15	115994,85	288,15	10,71	3086,0865
1	8050,27	15	120754,05	255,72	7,14	1825,8408
RDC	9099,7	15	136495,5	123,41	3,57	440,5737
Σ			882738	Σ		79970,5636
M_{sta} / M_{ren}			11.04	11.04 ≥ 1,5		

⇒ **L'ouvrage est donc stable au renversement dans les deux sens.**

➤ **Vérification de l'effort normal réduit (Risque de rupture fragile) :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} < 0.3$$

avec : - N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

- f_{cj} : la résistance caractéristique du béton

$$N_d = 3388,25 \text{ Kn}$$

$$B_c = (60 \times 70) \text{ cm}^2$$

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} = \frac{3388,25 \times 10^3}{600 \times 700 \times 14,2} = 0,32 \leq 0,3$$

Condition vérifier Donc la section de poteau est : (60x70)cm²

Chapitre V

Ferraillage des éléments porteurs

Introduction

Le système de contreventement par portiques auto-stable est constitué de poteaux et poutres ; ces deux éléments de la structure sont liés à l'aide d'une jonction appelée nœud rigide. Les poutres sont destinées à recevoir les charges du plancher et les transmettent aux poteaux, ensuite les poteaux transmettent les charges au sol. Les portiques assurent également la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales, telles que le vent et les forces d'origine sismique.

1. Ferrailages des poutres

Les poutres sont des éléments soumis à des moments fléchissants. Permet de déterminer les armatures longitudinales ainsi qu'à des efforts tranchants permet de déterminer les armatures transversales.

Leur ferrailage se fera en flexion simple avec une fissuration peu nuisible. Le ferrailage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le **RPA 99 v 2003 article 7.5.2.**

Recommandation : RPA 99/version 2003:

-Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)

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 : **40 ϕ en Zone (I)**

- la disposition du ferrailage doit suivre la figure 7.5 du RPA.

➤ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

- La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,50Q \dots \dots \dots (\text{ELU}) \\ G + Q \dots \dots \dots (\text{ELS}) \end{array} \right.$$

- Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ 0,8G \pm E_x \end{array} \right.$$

Pour les poutres dans l'axe Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_y \\ 0,8G \pm E_y \end{array} \right.$$

➤ Exemple de calcul des armatures

• Pour les poutres principale (30x60) .

Les résultats sont tirés à partir de logiciel **ROBOT 2018** , sous les combinaisons d'action suivants :

Tableau 5.1.1. tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison

	Combinaison	Cas	M_{\max} [KN. m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]
Travée	ELU	1.35G+1.5Q	264.18	14.20	348
	ELA	G+Q-EX	116.46	18.50	400
	ELS	G+Q	113.22	14.20	348
Appui	ELU	1.35G+1.5Q	158.41	18.50	400
	ELA	G+Q-EX	218.05	14.20	348
	ELS	G+Q	189.01	18.50	400

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{tot}} = 264.18 + 158.41 = \mathbf{422.59 \text{ Kn.m}} \\ M_t = 0.6M_{\text{tot}} = \mathbf{253.554 \text{ Kn.m}} \\ M_a = 0.5M_{\text{tot}} = \mathbf{211.295 \text{ Kn.m}} \end{array} \right.$$

$$\text{ELA} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{tot}} = 116.46 + 218.05 = \mathbf{334.51 \text{ Kn.m}} \\ M_t = 0.6M_{\text{tot}} = \mathbf{200.706 \text{ Kn.m}} \\ M_a = 0.5M_{\text{tot}} = \mathbf{167.255 \text{ Kn.m}} \end{array} \right.$$

Tableau 5.1.2 Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Avec :

$$b = 0.3\text{m} ; h = 0.6\text{m} ; d = 0.57\text{m}$$

- D'après BAEL 91 :

▪ ELU

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

$$\mu_1 = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \beta_u = (1 - 0.4\alpha_u)$$

$$A_u = \frac{M_u \cdot 10^4}{d \beta_u \sigma_{st}}$$

		Mu (kN.m)	μ	α	β	A _t (cm ²)
ELU	Travée	253.554	0.165	0.226	0.934	14.2
	Appui	211.295	0.137	0.184	0.945	11.6
ELA	Travée	200.706	0.100	0.132	0.947	9.4
	Appui	167.255	0.084	0.110	0.956	7.7

▪ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

		M _u (kN.m)	M _{ser} (kN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
ELU	Travée	253.554	113.22	2.24	25	0.226	0.875	vérifié
	Appui	211.295	189.01	1.12	25	0.184	0.310	vérifié

• **Pourcentage minimal BAEL : (BAEL 91 B.6.4)**

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \times 30 \times 60 \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 1.8 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal RPA: (a.7.5.2.1RPA 99 v 2003)**

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.005 \times b \times h$$

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.005 \times 30 \times 60 \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 9 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximal RPA: (a.7.5.2.1RPA 99 v 2003)

- $A_{min}^{RPA} = \begin{cases} 4 \% b \times h \text{ en zone courante} \\ 6 \% b \times h \text{ en zone recouvrement} \end{cases}$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (Art :4.2) (p :23 ;24)

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 57 \times \frac{2,1}{400} = 2,06\text{cm}^2$$

On adopte donc :

$$A = \max (A_{Cal} ; A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA} ; A^{BAEL})$$

Tableau récapitulatif:

		A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
ELU	Travée	14.2	1.8	9	2.06	14.2	3HA16+3HA20 =15.46 cm^2
	Appui	11.6	1.8	9	2.06	11.6	6HA16=12.06 cm^2

- État Limite De Déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{60}{620} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,096 > 0,0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} = \frac{60}{620} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,095 > 0,043 \dots\dots\dots CV \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{15,46}{30 \times 57} \Rightarrow 0,0112 > 0,0090 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement (A.5.1 BAEL91):

$$V_u = 204,10 \text{KN} \dots\dots\dots (\text{Annexe 5.1.5})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20410}{300 \times 570} = 1,19 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1)

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,19 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Les armatures transversales**

- **Le diamètre (A.7.2 BAEL91)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (17.14, 16, 30) = 16 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

➤ **Espacement :**

-**D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

-**D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 15 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{dans la Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{dans la Zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec : $L' = 40\phi_t = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ **La section de ferrailage transversal**

-**D'après BAEL 91(art A.5.1, 22)**

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

-**D'après RP A 99**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

Soit : $A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

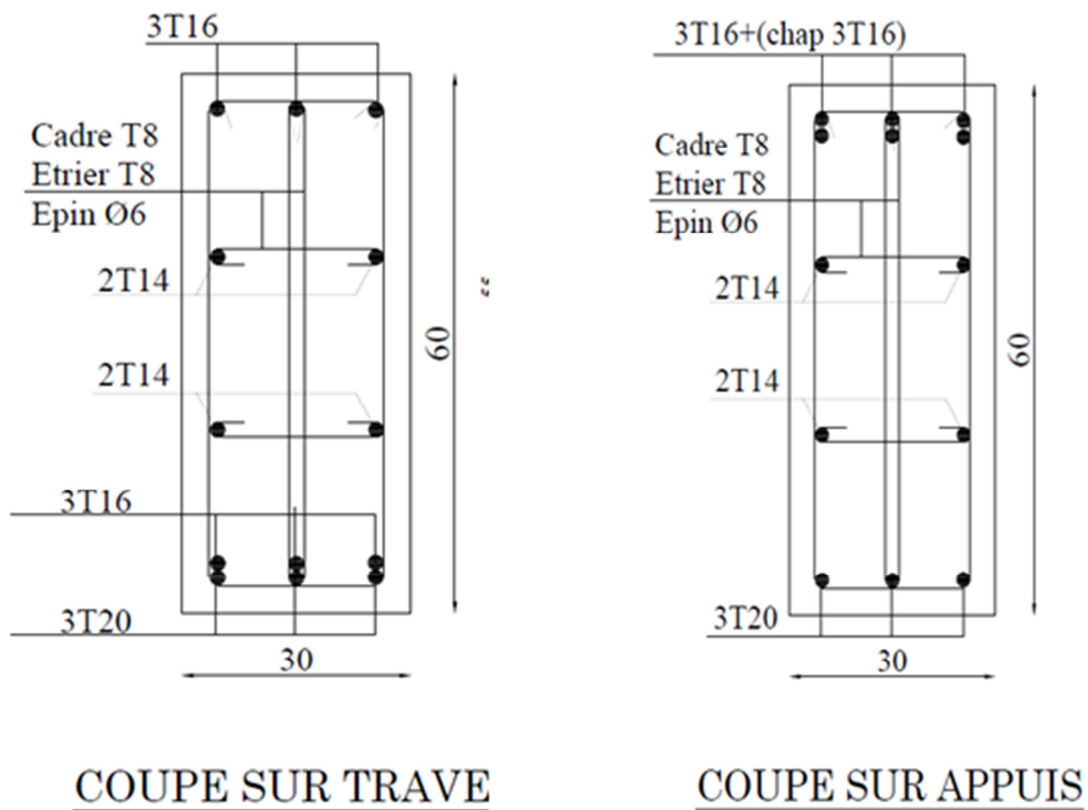


Figure 5.1.1 : Ferrailage des poutres principales

- Pour les poutres secondaire (30x40) .

Les résultats sont tirés a partir de logiciel **ROBOT 2018** ,sous les combinaisons d'action suivants :

Tableau 5.1.3.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison

	Combinaison	Cas	M _{max} [N. m]	σ _{bc} [MPa]	σ _s [MPa]
Travée	ELU	1.35G+1.5Q	88.80	14.20	348
	ELA	G+Q+EY	63.73	18.50	400
	ELS	G+Q	63.07	14.20	348
Appui	ELU	1.35G+1.5Q	180.44	18.50	400
	ELA	G+Q+EY	146.46	14.20	348
	ELS	G+Q	128.32	18.50	400

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{tot}} = 88.80 + 180.44 = \mathbf{269.24 \text{ Kn.m}} \\ M_r = 0.6M_{\text{tot}} = \mathbf{161.54 \text{ Kn.m}} \\ M_a = 0.5M_{\text{tot}} = \mathbf{134.62 \text{ Kn.m}} \end{array} \right.$$

$$\text{ELA} \begin{cases} M_{\text{tot}} = 63.73 + 146.46 = \mathbf{210.19 \text{ Kn.m}} \\ M_t = 0.6 M_{\text{tot}} = \mathbf{126.11 \text{ Kn.m}} \\ M_a = 0.5 M_{\text{tot}} = \mathbf{105.095 \text{ Kn.m}} \end{cases}$$

Tableau 5.1.4 Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Avec :

$$b = 0.3\text{m} ; h = 0.4\text{m} ; d = 0,37\text{m}$$

- D'après BAEL 91 :

▪ **ELU**

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

$$\mu_1 = 0.392$$

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

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha_u)$$

$$A_u = \frac{M_u \cdot 10^4}{d \beta_u \sigma_{st}}$$

		Mu (kN.m)	μ	α	β	A_t (cm ²)
ELU	Travée	161.54	0.277	0.415	0.834	15.1
	Appui	134.62	0.230	0.331	0.867	12.1
ELA	Travée	126.11	0.166	0.228	0.908	9.4
	Appui	105.095	0.138	0.186	0.926	7.7

▪ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

		M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
ELU	Travée	161.54	63.07	2.56	25	0.415	1.030	vérifié
	Appui	134.62	128.32	1.20	25	0.331	0.350	vérifié

- Pourcentage minimal BAEL : (BAEL 91 B.6.4)

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.001 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 1.2 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal RPA: (a.7.5.2.1RPA 99 v 2003)

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.005 \times b \times h$$

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.005 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximal RPA: (a.7.5.2.1RPA 99 v 2003)

$$A_{min}^{RPA} = \begin{cases} 4 \% b \times h \text{ en zone courante} \\ 6 \% b \times h \text{ en zone recouvrement} \end{cases}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (Art :4.2) (p :23 ;24)

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

On adopte donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA} ; A^{BAEL})$$

Tableau récapitulatif:

		A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
ELU	Travée	15.1	1.8	9	2.06	15.1	3HA16+3HA20 =15.46cm ²
	Appui	12.1	1.8	9	2.06	12.1	3HA16+2HA20 =12.32 cm ²
ELA	Travée	9.4	1.8	9	2.06	9.4	
	Appui	7.7	1.8	9	2.06	9	

• **État Limite De Déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{40}{420} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.095 > 0.0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} = \frac{40}{420} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.095 > 0.043 \dots\dots\dots CV \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{10.05}{30 \times 37} \Rightarrow 0.0127 > 0.00905 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (A.5.1 BAEL91):**

$$V_u = 231.07 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Annexe 5.1.5})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{231070}{300 \times 570} = 1.35 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est préjudiciable, alors : **(BAEL 91 A.5.1)**

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Les armatures transversales**

- **Le diamètre (A.7.2 BAEL91)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (11.43, 16, 30) = 11.43 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

➤ **Espacement :**

-D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

-D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{dans la Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{dans la Zone courante : } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec : $L' = 2h = 120 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ La section de ferrailage transversal

-D'après BAEL 91(art A.5.1, 22)

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

-D'après RP A 99

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

Soit : $A_t = 4\text{Ø}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

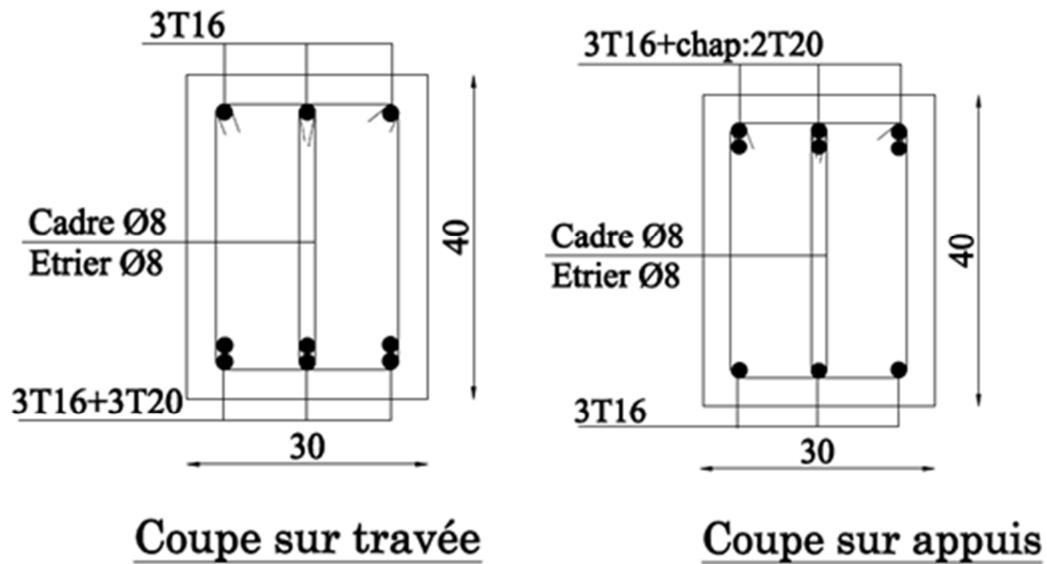


Figure 5.1.2 : Ferrailage des poutres secondaires

2. Ferrailages des poteaux:

Les poteaux seront calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M), Il s'agit de :

- Calculer les armatures longitudinales.
- Choisir et organiser les armatures longitudinales et transversales en respectant les dispositions constructives.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

- Effort normal maximal N_{\max} avec le moment correspondant M_{cor} .
- Moment maximal M_{\max} et un effort normal correspondant N_{cor} .
- Effort normal minimal N_{\min} avec le moment correspondant M_{cor} .

➤ Recommandations des RPA99/Version 2003 :

• Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

1- Pourcentage minimal (zone I) : 0,7 %

2- Pourcentage maximal : - 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

3- Diamètre minimum : 12 mm.

4- La longueur minimal de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone I.

5- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).

• Armatures transversales :

D'après le RPA99/version 2003 (a.7.4.2.2):

1- Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants .

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- La zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

2- La quantité des armature transversales vers soles $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ Spécifications des règles BAEL91

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

• Etat limite ultime de resistanse (A.4.3 BAEL91)

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul : $e_t = e_1 + e_2$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque:

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\left(15, 20 \frac{e_1}{h}\right)$$

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁ : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{357}{250} \right) = \max (2\text{cm}, 1.43\text{cm})$$

Donc on prend : $e_a = 2 \text{ cm}$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times (l_f)^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \Phi)$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 3.57 = 2.50 \text{ m}$$

➤ Calcul des armatures

Dans le calcul de ferrailage, on considère le poteau le plus sollicité.

❖ Armatures Longitudinales

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si :

- Le centre de pression « c » se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression.
- Le centre de pression « c » se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$(I) \quad N(d - c') - M_1 < \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times \bar{\sigma}_b$$

$$(II) \quad M_1 = N \left(e_1 + d - \frac{h}{2} \right)$$

a) Calcule des armatures à la flexion simple

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_f = \frac{M1}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

b) Armature à la flexion composée

-Si N est un effort de compression : $A = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$

-Si N est un effort de traction : $A = A_f + \frac{N}{100\sigma_s}$

➤ **Exemple de calcul :**

Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

❖ **poteau H3**

$$\left\{ \begin{array}{l} d=0.9h = 63\text{cm} \\ c = 7\text{cm}; \\ S = 60 \times 70(\text{cm}); \end{array} \right.$$

L = 3.57m : hauteur totale du Poteau

Tableau.5.2.1 tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

ELU (1,35G + 1,5Q)			ELS (G + Q)			0.8G+EX		G+Q+EY		G+Q-EX		
N_{MAX} [KN]	M_{Corr} [KN. m]		N_{MAX} [KN]	M_{Corr} [KN. m]		M_{MAX} [KN. m]	N_{Corr} [KN]	M_{MAX} [KN. m]	N_{Corr} [KN]	N_{MIN} [KN. m]	M_{Corr} [KN. m]	
	My	Mz		My	Mz	My	N_{corr}	Mz	N_{corr}		My	Mz
4031.45	20.97	5.84	2907.26	14.97	4.16	220.57	-48.71	226.44	43.93	-189.07	142.37	41.84

1) Armatures longitudinales

1^{er} cas : ELU :

$N_{max} = 4031.45 \text{ KN} ;$

$$M_{corr} = \begin{cases} My = 20.97 \text{ KN.m} \\ Mz = 5.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

❖ sens yy

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{357}{250}\right) = \max(2\text{cm}, 1.43\text{cm}) = 0.02\text{m}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a = \frac{20.97}{4031.45} + 0.02 = 0.025\text{m}$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\left(15, 20 \frac{e_1}{h}\right) \rightarrow \frac{2.50}{0.60} \leq \max\left(15, 20 \frac{0.02}{0.60}\right) \rightarrow 4.16 \leq \max(15, 0.66)$$

Donc le calcul se fait en flexion composé prenant en compte de façon forfaitaire de l'excentricité du 2^{ème} ordre .

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.50}{0.70}\right) = 12.36$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(12.36/35)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.50^2}{10^4 \times 0.70} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0098\text{m}$$

$$\mathbf{e = e_1 + e_2 = 0.025 + 0.0098 \implies e = 0.035\text{m}}$$

- Sollicitation corrigée pour la flexion composé

$$N_{\text{MAX}} = 4031.45 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 4031.45 \times 0.035 = 141.10 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.07) \times 0.60 \times 0.70 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 1068.75 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 4031.45 \times (0.63 - 0.70/2) + 141.10 \\ = 1269.91 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 4031.45 \times (0.63 - 0.07) - 1269.91 = 987.70 \text{ KN.m}$$

$$A = 1068.75 \text{ KN.m} > B = 987.70 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimé

- Détermination des armature à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_o \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1269.91 \times 10^3}{60 \times 63^2 \times 14.2} = 0.376$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_1 \implies (\alpha = 0.628 ; \beta = 0.749)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{1269.91 \times 10^3}{348 \times 0.749 \times 63} = 77.33 \text{ cm}^2$$

- Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 77.33 - \frac{4031.45 \times 10^3}{100 \times 348} = -38.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = -38.52 \text{ cm}^2$$

❖ sens ZZ

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{357}{250} \right) = \max (2 \text{ cm}, 1.43 \text{ cm}) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a = \frac{5.84}{4031.45} + 0.02 = 0.021 \text{ m}$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left(15, 20 \frac{e_1}{h} \right) \rightarrow \frac{2.50}{0.60} \leq \max \left(15, 20 \frac{0.021}{0.60} \right) \rightarrow 4.16 \leq \max(15, 0.66)$$

Donc le calcul se fait en flexion composé prenant en compte de façon forfaitaire de l'excentricité du 2^{eme} ordre .

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.50}{0.70} \right) = 12.36$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(12.36/35)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.50^2}{10^4 \times 0.70} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0098 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.021 + 0.0098 \implies e = 0.031 \text{ m}$$

- Sollicitation corrigée pour la flexion composée

$$N_{MAX} = 4031.45 \text{ KN}$$

$$M_{Corrigé} = N_{ult} \times e = 4031.45 \times 0.032 = 129.01 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.07) \times 0.60 \times 0.70 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 1068.75 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{Corrigé} = 4031.45 \times (0.63 - 0.70/2) + 129.01 \\ = 1257.82 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 4031.45 \times (0.63 - 0.07) - 1257.82 = 999.79 \text{ KN.m}$$

$$A = 1068.75 \text{ KN.m} > B = 999.79 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimé

- Détermination des armature à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_o \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1257.82 \times 10^3}{60 \times 63^2 \times 14.2} = 0.372$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_1 \implies (\alpha = 0.618 ; \beta = 0.753)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{1257.82 \times 10^3}{348 \times 0.753 \times 63} = 76.19 \text{ cm}^2$$

- Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 76.19 - \frac{4031.45 \times 10^3}{100 \times 348} = -39.66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = -39.66 \text{ cm}^2$$

2^{eme} et 3^{eme} cas :

$$-M_{MAX} = \begin{cases} M_y = 220.57 \text{ Kn.m} \\ M_z = 226.44 \text{ Kn.m} \end{cases} \quad N_{corr} = \begin{cases} N_{corr} = -48.71 \text{ Kn} \\ N_{corr} = 43.93 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$-N_{min} = -189.07 \text{ Kn} ; \quad M_{corr} = \begin{cases} M_y = 142.37 \text{ Kn.m} \\ M_z = 41.84 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

-Détermination des Armatures à la flexion composé d'après l'ogiciel ROBOT EXPERT**Tableau 5.2.2. tableau récapitulatif de ferrailage**

			A_s
0.8G+EX	M_{max}^y	N_{corr}	9.5
	220.57	-48.71	
G+Q+EY	M_{max}^z	N_{corr}	8.6
	226.44	43.93	
G+Q-EX	N_{min}	M_{corr}^y	8.1
	-189.07	142.37	
G+Q-EX	N_{min}	M_{corr}^z	5.2
	-189.07	41.84	

➤ **Vérification des sections :**

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :

$$A_{s \min} = 0,7\% (b.h) \text{ (zone I).}$$

$$A_{\min} = 0.7\% (b.h) = 0.007 \times 60 \times 70 = \mathbf{29.4 \text{ cm}^2}.$$

$$\frac{A_{\min}}{2} = 14.7 \text{ cm}^2$$

Leur pourcentage maximal :

-Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 60 \times 60 = \mathbf{144.00 \text{ cm}^2}.$$

-Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times 60 \times 60 = \mathbf{216.00 \text{ cm}^2}.$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 57.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{\min}^{RPA} ; A_{\min}^{BAEL})$$

Tableau 5.2.3 Ferraillage de poteau

	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	As ₃ (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Sens yy	-38.52	9.5	8.1	14.7	4.47	14.7	2HA25+2HA20 =16.1 cm ²
Sens zz	-39.66	8.6	5.2	14.7	4.47	14.7	2HA25+2HA20 =16.1 cm ²

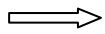
➤ Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier .

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

$$N_{ser} = 2907.26 \text{ KN} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{corr}^y = 14.97 \text{ Kn.m} \\ M_{corr}^z = 4.16 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = \frac{M_{ser}^y}{N_{ser}} = \frac{14.97}{2907.26} = 0.005 \\ e_o = 0.005 < \frac{h}{6} = \frac{70}{6} = 11.66 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e_o = \frac{M_{ser}^z}{N_{ser}} = \frac{4.16}{2907.26} = 0.001 \\ e_o = 0.001 < \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \end{array} \right.$$

La section est entièrement comprimée il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 60 \times 70 + 15 \times (16.1) = 4441.5 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 36.90 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v = 70 - 30 = 40 \text{ cm}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{60}{3} (36.90^3 + 40^3) + 15(16.1 \times (36.90 - 7)^2 + 16.1 \times (40 - 7)^2) = 330021.924 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}}$$

avec :

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = M_{corr}^y = 14.97 \text{ Kn.m}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{1497}{330021.924} = 0.0045$$

$$M_G = M_{corr}^z = 4.16 \text{ Kn.m}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{416}{330021.924} = 0.0013$$

$$\sigma_0 = \frac{2907260}{100 \times 4441.5} = 6.55 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.55 + (0.0045 \times 36.90) = 6.72 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = 6.72 \text{ Mpa} < 15 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.55 + (0.0013 \times 36.90) = 6.59 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = 6.59 \text{ Mpa} < 15 \end{array} \right.$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.55 + 0.0045(36.90 - 7)] = 100.27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6.55 - 0.0013(63 - 36.90)] = 98.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 100.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_s^2 = 98.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La

$$V_{\max} = 188.54 \text{ KN.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{188540}{600 \times 630} = 0.499 \text{ Mpa}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b_o : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

- Selon le CBA93 :

$\tau_u < \bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.49 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$ condition vérifié

- Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho d f_{c28}$$

$$- \rho d = 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5$$

$$- \rho d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

ou ρd est égale à 0.0075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égale à 5, et à 0.04 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) = \left(\frac{2.50}{0.60} \text{ ou } \frac{2.50}{0.70} \right) = 4.16 \text{ ou } 3.57$$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.41 < \tau_{bu}$ condition vérifiée.

- ❖ Selon le RPA99/version 2003 art 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Dimension du poteau

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

$$\rho_a = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ; $l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 3.57 = 2.50 \text{ m}$

Dans notre cas .

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) = \left(\frac{2.50}{0.60} \text{ ou } \frac{2.50}{0.70} \right) = 4.16 \text{ ou } 3.57$$

On prend $\rho_a = 3.75$

➤ **Condition d'espacement :**

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003 l'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

• **Dans la zone nodale :**

$$St \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm}) \text{ en zone I}$$

$$St \leq \min (20\text{cm} ; 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$$

• **Dans la zone courante :**

$$St' \leq 15 \phi_l \text{ en zone I}$$

$$St' \leq 30 = \text{en prend } St' = 15 \text{ cm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante .

Avec : $L' = 2h = 120 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ **Détermination de A_t :**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} S_t = \frac{3.75 \times 188540}{70 \times 400 \times 100} \times 15 = 3.17 \text{ cm}^2$$

Soit: (6HA10 = 4.71 cm²).

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

d'après :

▪ **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% & \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \Rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes (en choisit 0.5%)

Dans la zone nodale $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 60 = 3.00 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t = 15 \text{ cm}$

$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 60 = 4.50 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

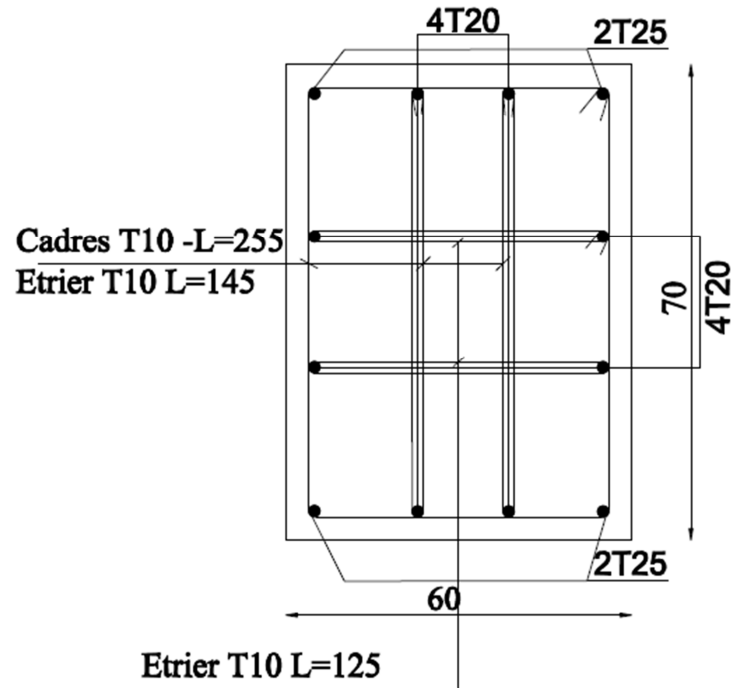


Figure 5.1.2 : Ferraillage des poteaux

3. Ferrailage des voiles :

Introduction:

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, le rôle principal des voiles est de :

- reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers
- participer au contreventement
- assurer une isolation acoustique

Les voiles sont soumises à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme. Donc les voiles sont sollicitées par un effort normal N , un effort tranchant V et un moment fléchissant.

Donc les voiles seront calculées en flexion composée, et leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

➤ Types d'armatures:

Le règlement parasismique Algérien **RPA99** préconise de prévoir trois types d'armatures :

- **Armatures verticales.**
- **Armatures horizontales.**
- **Armatures transversales.**
- **Armatures verticales (RPA 99v2003 A7.7.4.1)**
 - 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 les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendue.
 - 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 du voile, 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 l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

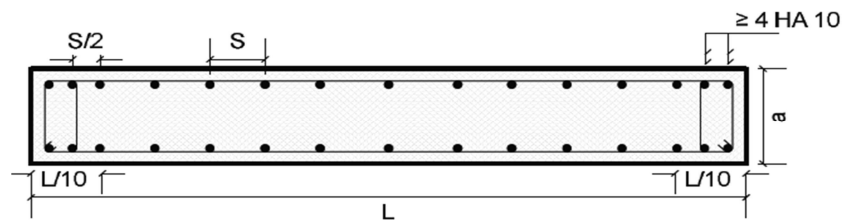


Figure 5.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

- **Armatures horizontales (A 7.7.4.2 RPA 99v2003)**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . 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 (A7.7.4.3 RPA 99v2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} St \leq 1.5a \\ St \leq 30\text{cm} \end{cases} \Rightarrow St \leq \text{Min}(30\text{cm}; 1.5a), \quad \text{Avec } a: \text{ espacement du voile}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vJ} = 1.1 \frac{V}{F_e} ; \text{ Avec } V = 1.4V_{\text{calculé}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ **Ferrailage verticale :**

- **Type de section à aborder**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✓ Section Partiellement comprimé (S. P. C).
- ✓ Section Entièrement comprimé (S. E.C).
- ✓ Section Entièrement Tendu (S. E. T).

➤ **Etapes de calcul**

1. Détermination de la nature de la section

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $h/6$)
- Calcul de l'excentricité 'e' qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e=M/N$) ; partir de la section du béton peut être soit:

- ✓ **S.P.C**
- ✓ **S.E.C**
- ✓ **S.E.T**

2. Calcul des sections suivant leurs natures

• **Section Entièrement Tendue**

On peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- ✓ L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- ✓ Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures:

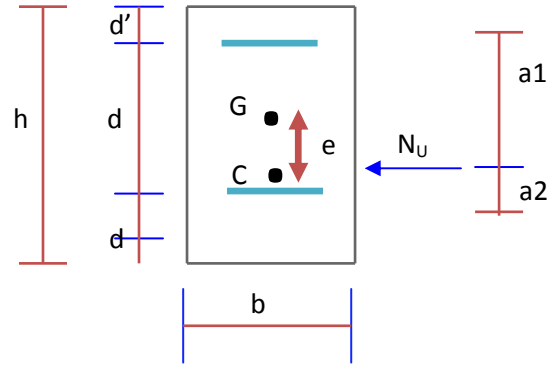
$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - d' + e \quad \text{et} \quad a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - d' - e$$

Les équations d'équilibres s'écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{s10\%} = \frac{F e}{\sigma_s}$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$



Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

• **Section Entièrement Comprimée**

La section est entièrement comprimés si :

- ✓ L'effort normal est un effort de compression.
- ✓ Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - d') - M_A > (0.33 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$$

Avec : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs

Si: $N \cdot (d - d') - M_A > (0.33 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + d') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \epsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

Si: $N \cdot (d - d') - M_A > (0.33 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0. A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} ; A = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - d') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

• **Section Partiellement Comprimée**

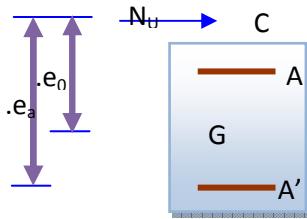
La section est partiellement comprimée si :

- ✓ L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « c » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures ;

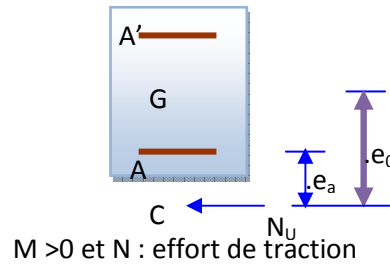
✓ L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « c » se trouve à l'extérieur de la section ;

✓ L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « c » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$N \cdot (d - d') - M_A \leq (0.33h - 0.81d') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$, Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs



$M > 0$ et N : effort de compression
Calcul de l'excentricité : $e = \frac{M_G}{N}$



Et la section des armatures sera calculée comme suit:

➤ **Les armatures à la flexion simple**

$$M_A = M + N(d - \frac{h}{2})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times a \times d^2} ; \bar{\sigma}_b = 18.48 \text{ Mpa (cas accidentel)}$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\gamma_s = 1 \text{ cas accidentel})$$

➤ **Les armatures à la flexion composé :**

-Si N est un effort de compression : $A = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$

-Si N est un effort de traction : $A = A_f + \frac{N}{100\sigma_s}$

➤ Exemple de calcul :

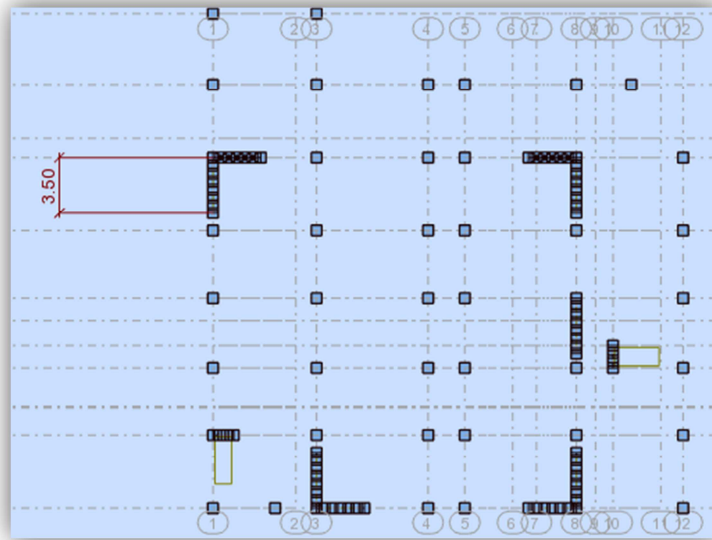


Figure 5.3.2. Disposition des voiles

soit le voile plein de RDC (L=3.5m)

Détermination des sollicitation :

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison: 0.8G+EY

Niveau	Combinaison	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	T(KN)
RDC	0.8G+EY	2399.10	776.81	385,51

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 2399.10 \text{KN.m} \quad N = 776.81 \text{KN} \\ h = 3.5 \text{m} \quad c = 3 \text{cm} \\ d = h - c = 3.47 \text{ m} ; a = 25 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow e = \frac{M}{N} = \frac{2399.10}{776.81} = 3.09 \text{m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 350 - 0.81 \times 3) \times 350 \times 25 \times 14.2$$

$$A = 14353.360 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 2399.10 + 776.81 (3,47 - 3.5/2) = 3735.21 \text{ KN.m}$$

$$B = 776.81 (3,47-0.03) - 3735.21 = -1062.98 \text{ KN.}$$

$$A = 14353.360 \text{ KN.m} > B = -1062.98 \text{ KN. m}$$

Donc la section est partiellement comprimé

➤ **Vérification de flambement**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 3.09}{3.5} = 17.66$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.57}{3.5} = 0.510 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.510 < 5.59 \dots\dots\dots (c.v)$$

➤ **Calcul de ferrailage**

• **Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_{ua} = 6309.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times a \times d^2} \quad \mu = \frac{3735.21 \times 10^3}{18.5 \times 25 \times 347^2} \quad \mu = 0.067$$

$$\implies (\alpha = 0.087 ; \beta = 0.965)$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3735.21 \times 10^3}{400 \times 347 \times 0.940} = 27.88 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures à la flexion composé**

$$A = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 8.46 \text{ cm}^2$$

• **L'armature verticale minimal**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

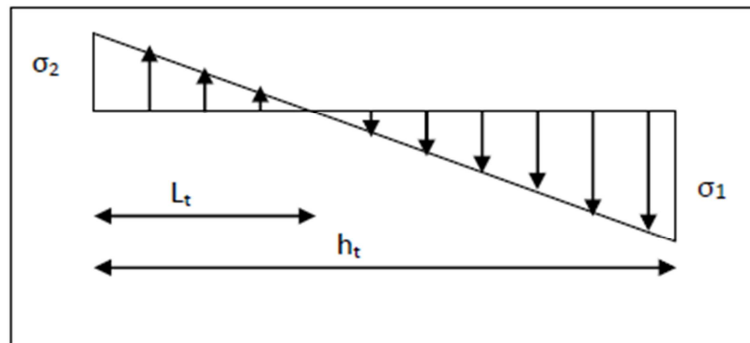


Figure 5.3.3. Diagramme de contrainte

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{776.81 \times 10^3}{250 \times 3500} + \frac{6 \times 2399.10 \times 10^6}{250 \times 3500^2} = 5.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{776.81 \times 10^3}{250 \times 3500} - \frac{6 \times 2399.10 \times 10^6}{250 \times 3500^2} = -3.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_2 < 0 \quad ; \quad l_t = \frac{h \cdot |\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \quad (\text{section partiellement comprimée})$$

$$l_t = 1.42 \text{ m}$$

- **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

❖ Globalement dans la section du voile : 0,15 % (A.7.7.4.1 RPA99/V 2003)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 25 \times 350 = 13.13 \text{ cm}^2$$

❖ La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue est :

$$A_{\min}^1 = 0,2\% \times b \times h = 0.02 \times 25 \times 142 = 7.1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}^1) \rightarrow A = 8.46 \text{ cm}^2$$

❖ **En zone courante**

$$A_{\min}^2 = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 25 \times 350 = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } A = A_{\min}^c = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = (2 \times 8.46) + 2 = 18.92 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 13.13 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature**

❖ **Dans la zone h/10**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{8.46}{2} = 4.23 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

❖ **Dans la zone courante**

$$A_{\text{nap1}} = 8\text{HA12} = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 8\text{HA12} = 9.05 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement**

- D'après (RPA99 version 2003)

$$S \leq \min (1,5 \times a ; 30\text{cm}) = \min (1,5 \times 25 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : S = 30 cm

- **Dans la zone h/10 :**

$$D = \frac{S}{2} = \frac{30}{2} \leq \min \left\{ \frac{1.5 \times a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 15 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 15 \text{ cm}$

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} \quad \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile = 385.51Kn

a : épaisseur du voile a= 25cm,

d : Hauteur utile d = 347 cm

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 385,51 \times 10^3}{250 \times 3470} = 0.62 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

❖ **Globalement dans la section du voile (A.7.7.4.3RPA99 v 2003)**

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75\text{cm}^2$$

❖ **Dans la zone courante**

$$h' = h - 2lt = 66\text{cm}$$

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 25 \times 66 = 1.65\text{cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_{hor} = 8\phi 8 = 4.02\text{cm}^2 / \text{ml}$$

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

- **Les Armatures Transversales** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

• **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

$$\text{-Il faut que } \sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5\text{MPa}$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

- Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de Navier

Bernoulli : $\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$N = 2337,46\text{KN}$ $M = 2289,07\text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{330.63 \times 10^3}{250 \times 3500} + \frac{6 \times 2435.69 \times 10^6}{250 \times 3500^2} = 7.16\text{Mpa}$$

$\sigma_c = 7.16\text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18.5\text{ MPa}$

Schéma de ferraillage :

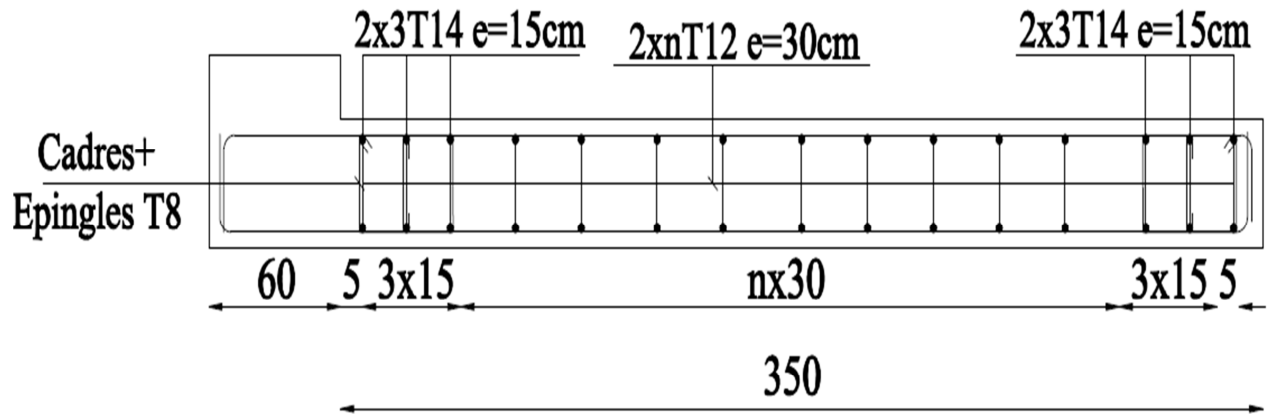


Figure 5.3.4 : Ferraillage des voiles

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction :

La fondation d'un ouvrage est l'élément de liaison fondamental entre celui-ci et le sol; elle est chargée de transmettre à ce dernier des charges et des surcharges engendrées par la construction en service. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol σ_{sol} à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire et/ou essais in situ.

○ Facteurs de choix du type de fondation

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder: pont, bâtiment , ..
- ✓ La qualité du sol;
- ✓ Les charges amenées par la construction;
- ✓ Le coût d'exécution.

○ Les différentes types de fondation:

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle elles se situent :

- **fondations superficielles:** elles sont utilisées quand le bon sol est proche de la surface. Ce type de fondation comprend : les semelles isolées, les semelles filantes et radier .
- **fondations profondes:** systèmes de fondations par pieux ou par barrettes,... employée quand le bon sol est situé en profondeur.
- **les fondations semi-profondes:** puits, caisson

1. Combinaisons d'actions à considérer (A 10.1.4.1 RPA99v2003)

➤ Vérification de la capacité portante

Les systèmes de fondation doivent être justifiés selon les méthodes contenues dans les DTR de conception et de calcul en vigueur, moyennant les modifications ci-après :

❖ Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- ✓ $G+Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.0

❖ Fondations profondes

Les fondations profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- ✓ $G+Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

2. Etude géotechnique :

La présente étude de sol a été réalisée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction - Direction régionale Sud Est / Antenne de Biskra. Elle concerne le projet de réalisation d'un hôtel comportant un sous sol plus RDC et 9 étage à Biskra .

❖ Objet e l'étude :

La présente étude a pour objet de définir ce qui suit :

- ✓ Les caractéristique géotechnique de la zone d'implantation du projet en se basant sur plusieurs compagnes d'investigation.
- ✓ Les caractéristique physico-mécaniques des sols en place ainsi que les analyses chimique;
- ✓ Le comportement des sols en place à partir des essais in-situ et essais au laboratoire;
- ✓ La portance du sol
- ✓ Les recommandations nécessaires à fournir au maitre d'ouvrage pour la bonne conduite de la réalisation du projet quant au :
 - mode de fondation;
 - niveau d'ancrage des fondations;
 - la réalisation des travaux de terrassement;
 - la mise en remblai des matériaux extraits.

❖ Classification des terrains selon DTR-BE 1.2 et RPA version2003:

D'après le **DTR-BE1.2**, les différentes types de sol rencontrés sont classés parmi les terrains non compact, moyennement compacts à compacts et appartiennent à la catégorie "**S3**" selon **RPA99 version 2003**.

❖ Type de fondations, ancrage et taux de travail admissibles:

- Les efforts de la superstructure seront transmis au sol au moyen des fondation superficielles.
- Le taux de travail admissible est de $Q_{adm} = 1.7 \text{ bars}$.

- Ancrées dans le bon sol qui se trouve à différentes profondeurs (après la lecture des résultats des essais on-situ nous relevons que le remblai en place accuse une profondeur variable allant de **1.00m** à **1.5m**).

❖ **Recommandations :**

Compte tenu de ce qui précède, nous vous recommandes ce qui suit :

- Eviter l'ancrage des fondation dans le remblai de faible portance.
- Protéger l'ouvrage contre toutes venues d'eau.
- Bien compacter la couche d'assise avant le coulage du béton de propreté.
- Prendre les dispositions nécessaires afin de stabiliser le sol .

3. Choix de type de fondation :

Si $\frac{S_{semelle}}{S_{totale}} \geq 50\%$ \implies Le type de fondation utilisée (radier)

on a :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

avec : $N_{ser} = 101204,36\text{KN}$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars}$$

❖ **Donc la surface de semelles est :**

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{101.204}{0.17} = 595.32 \text{ m}^2$$

❖ **La surface du bâtiment totale :**

$$S_{totale} = 713.29\text{m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{totale}} = \frac{595.32}{713.29} \times 100 = 83.46\% > 50\%$$

alors: le systèmes de fondation utilisés est une fondation superficielle : Radier général.

➤ **Redimensionnement du radier :**

❖ **Epaisseur du radier**

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) **Condition forfaitaire :**

- sous voile :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{5}$$

avec : L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux (distance entre axes), $L_{max} = 7\text{m}$

$$87.5\text{cm} \leq h_t \leq 140\text{cm}$$

La hauteur totale $h_r = 130$ cm

- sous poteau :

* **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$h_r \geq 35\text{cm}$, en prend $h_r = 50$ cm

valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : 50cm

* **La nervure**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$b \geq 50\text{cm}$

b) Condition de rigidité (longueur élastique) :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \quad , \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} I : \text{inertie de la section transversal} \\ E : \text{module d'élasticité du béton} \\ b = 1 \text{ largeur de la semelle par bande de 1 m} \\ K : \text{coefficient de raideur du sol} \end{array} \right.$

- ✓ $K = 5$ MPa pour un très mauvais sol
- ✓ $K = 40$ MPa pour un sol de densité moyenne
- ✓ $K = 120$ MPa pour un très bon sol.

On utilise la notion de la largeur élastique pour déterminer l'épaisseur du radier tel que :

$K = 40$ MPa

$B = 1$ m

$L_{max} = 7.00$ m, $E = 3.21 \times 10^6$ t/m², $K = 4000$ t/m³

Avec : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E \pi}} \quad h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 7^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 1.138 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la surface de radier :****Détermination des efforts : 138557,87**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 138557.87 \text{ KN} \\ \text{ELS : } 101204.36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{138.558}{1.33 \times 1.7} = 626.959 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{101.204}{1.33 \times 0.17} = 457.94 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 713.29 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 457.94 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$\mathbf{S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)}$$

S: surface du Bâtiment.

Lx: longueur en plan (29.50 m)

Ly: largeur en plan (26.60 m)

- Calcul de débordement D' :

$$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30\text{cm}) \quad \text{avec : } h_r = 0.130\text{m}$$

$$D \geq \text{Max} (65\text{cm} ; 30 \text{ cm})$$

On prend **D = 1 m** alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 713.29 + 0.4 \times 2 \times (29.50 + 26.60) = 758.17 \text{ m}^2$$

Poids du radier :

$$G = (758.17 \times 0.90 \times 25) = 17058.825 \text{ KN}$$

❖ **Choix finale :**

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci avant nous amène à choisir les dimensions de Radier comme suite :

- épaisseur du radier égale à $e = 50 \text{ cm}$.
- hauteur totale du nervures égale à $h = 130 \text{ cm}$.
- Choix de la Largeur du nervures : $b = 50 \text{ cm}$, soit une section de $(50 \times 130) \text{ cm}^2$

- **Poinçonnement (A.5.2,42 BAEL91)**

$$P_u \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- * **Vérification pour les poteaux :**

Avec :

P_u : Effort normale du poteau ou voile le plus sollicité $P_u = 4031.45 \text{KN}$.

U_c : périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen $U_c = 2[(a+b)+2h]$

a ; b dimension du poteau au sous-sol (a = 60 cm ; b = 70cm)

h = 70cm

$$U_c = 2[(a+b)+2h] = 2 [(60+170)+(2 \times 170)] = 1140 \text{cm} = 11.4 \text{m}$$

$$P_u = 4031.45 \text{KN} \leq \frac{0.045 \times 11.4 \times 1.3 \times 25000}{1.5} = 11115 \text{KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- * **Vérification pour les voiles:**

P_u : Effort normale du poteau ou voile le plus sollicité $P_u = 776.81 \text{KN}$.

U_c : périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen $U_c = 2[(a+b)+2h]$

a ; b dimension du poteau au sous-sol (a = 25 cm ; b = 3.5m)

h = 70cm

$$U_c = 2[(a+b)+2h] = 2 [(25+350)+(2 \times 130)] = 1270 \text{cm} = 12.7 \text{m}$$

$$P_u = 776.81 \text{KN} \leq \frac{0.045 \times 12.7 \times 1.3 \times 25000}{1.5} = 12382.5 \text{KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Vérification de la hauteur de la nervure avec la condition de cisaillement**

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant maximal doit être inférieure à la limite fixée par BAEL91 en fissuration jugée peu préjudiciable soit :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$V_{u \max} = 206.76 \text{KN}$$

Avec : b = 100 cm ;

$$d = 0.9h = 45 \text{cm}$$

$$h = 50 \text{cm}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{206.76 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.46 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

4. Ferrailage des nervures :

Le radier est travaillé comme un plancher renversée qui est sollicité par la réaction du sol, il transmet cette réaction aux nervures .

La nervure est la poutre du radier soumis à la flexion simple.

La hauteur de la nervure $h = 0.130$ m

La largeur de la nervure $b = 0.50$ m

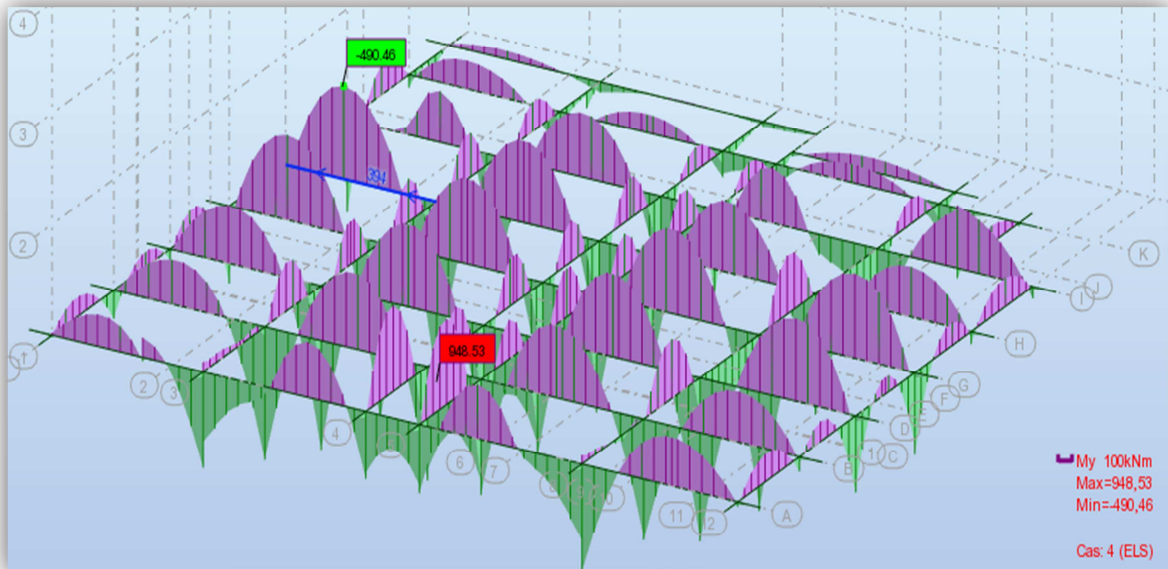


Figure 6.1. Diagramme des moment fléchissant à l'ELS

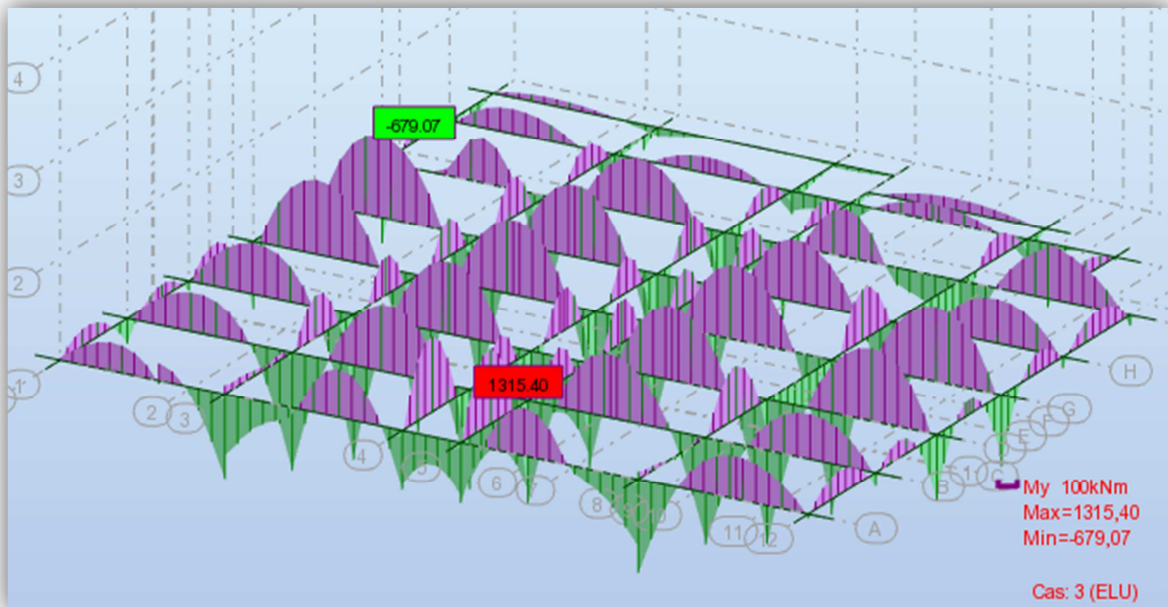


Figure 6.2. Diagramme des moment fléchissant à l'ELU

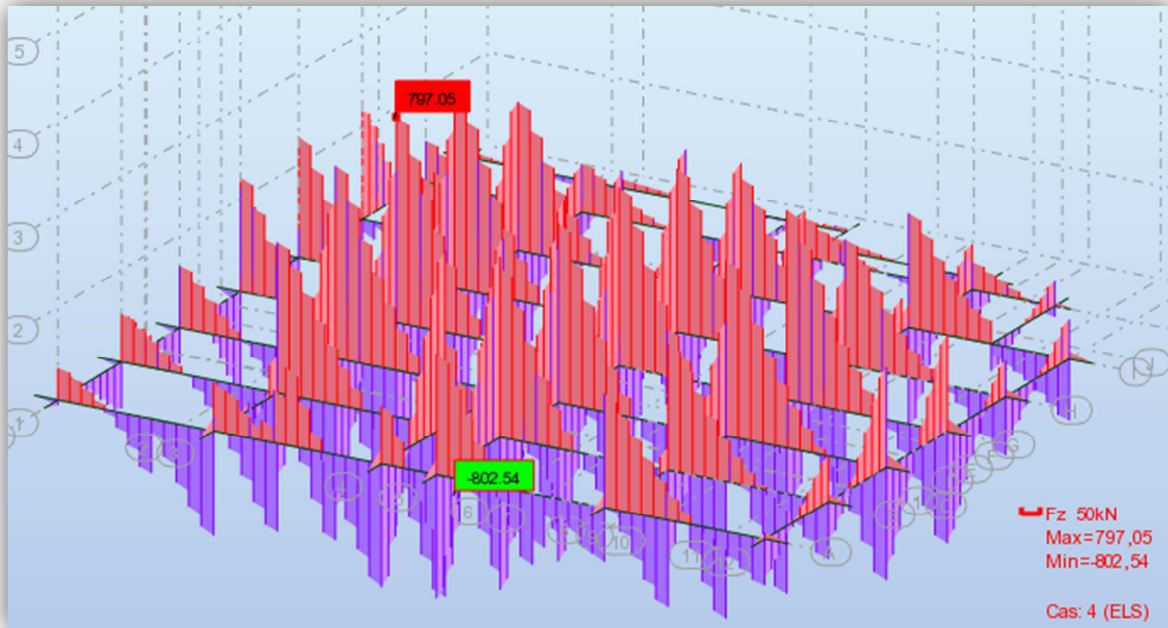


Figure 6.3. Diagramme des effort tranchant à l'ELS

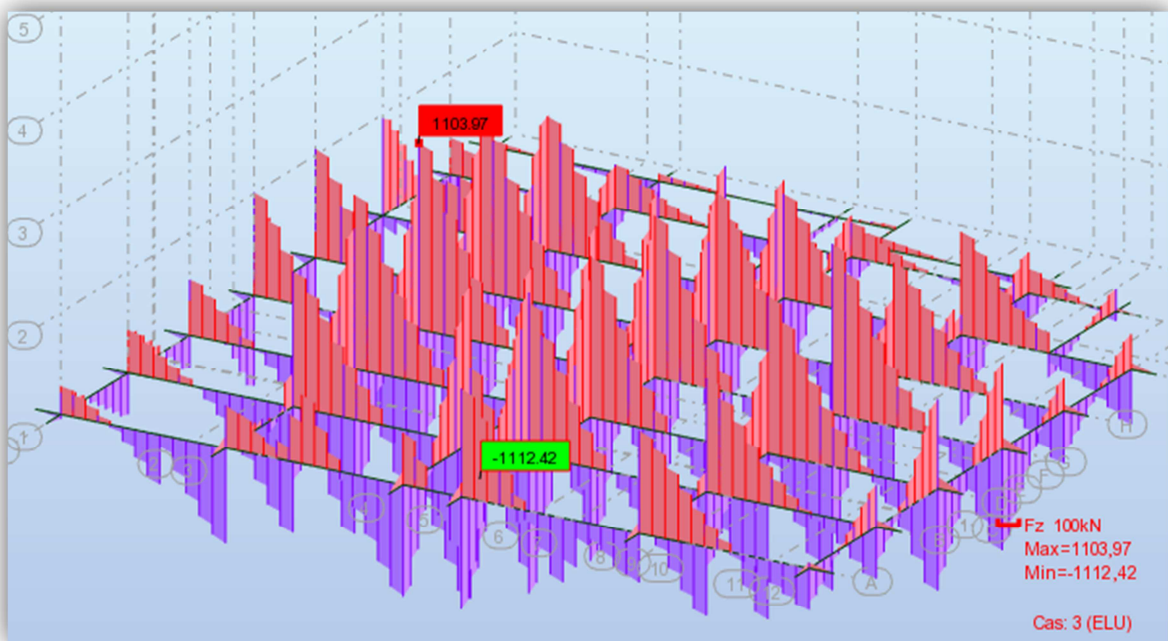


Figure 6.4. Diagramme des effort tranchant à l'ELU

D'après le logiciel **ROBT 2018** on a les sollicitations suivantes de la poutre rectangulaire (b x h) .

ELS

$$\begin{cases} M_{max}^a = 948.53 \text{ Kn.m} \\ M_{max}^t = 480.46 \text{ Kn.m} \\ V_{max} = 797.05 \text{ KN} \end{cases}$$

ELU

$$\begin{cases} M_{max}^a = 1315.40 \text{ Kn.m} \\ M_{max}^t = 679.07 \text{ Kn.m} \\ V_{max} = 1103.97 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des armatures :

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

$$\mu_l = 0.392$$

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

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha_u)$$

$$A_u = \frac{M_u \cdot 10^4}{d \beta_u \sigma_{st}}$$

avec : $b = 0.5\text{m}$; $h = 1.3\text{m}$; $d = 0.9h = 1.17\text{m}$

		Mu (kN.m)	μ	α	β	A _t (cm ²)
ELS	Travée	480.46	0.049	0.019	0.992	11.9
	Appui	948.53	0.098	0.132	0.947	22.4
ELU	Travée	679.07	0.070	0.091	0.964	17.3
	Appui	1315.40	0.135	0.182	0.927	33.5

- Pourcentage minimal BAEL : (BAEL 91 B.6.4)

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0.001 \times 50 \times 130 \Rightarrow A_{\min}^{\text{BAEL}} = 6.5\text{cm}^2$$

- Pourcentage minimal RPA: (a.7.5.2.1RPA 99 v 2003)

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 0.005 \times b \times h$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 0.005 \times 50 \times 130 \Rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 32.5\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (Art :4.2) (p :23 ;24)

$$A^{\text{BAEL}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 117 \times \frac{2.1}{400} = 7.06\text{cm}^2$$

On adopte donc :

$$A = \max (A_{\text{Cal}} ; A_{\min}^{\text{BAEL}} ; A_{\min}^{\text{RPA}} ; A^{\text{BAEL}})$$

Tableau 6.1 . Tableau récapitulatif de ferrailage de nervure

		A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	$A_{min}^{RPA}/2$ (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
ELS	Travée	11.9	6.5	16.25	7.06	16.25	4HA16+4HA20 =20.61 cm^2
	Appui	22.4	6.5	16.25	7.06	22.4	4HA20+4HA20 =25.13 cm^2
ELU	Travée	17.3	6.5	16.25	7.06	17.3	6HA16+2HA20 =18.34 cm^2
	Appui	33.5	6.5	16.25	7.06	33.5	10HA20+2HA16 =35.44 cm^2

On prend le ferrailage à ELU

➤ Espacement :

-D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

-D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min(h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 15 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{dans la Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{dans la Zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec : $L' = 40\phi_l = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ La section de ferrailage transversal

-D'après BAEL 91(art A.5.1, 22)

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{15}{400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

-D'après RP A 99

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) = A_t^{RPA}$$

Soit : $A_t = 4\phi_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$

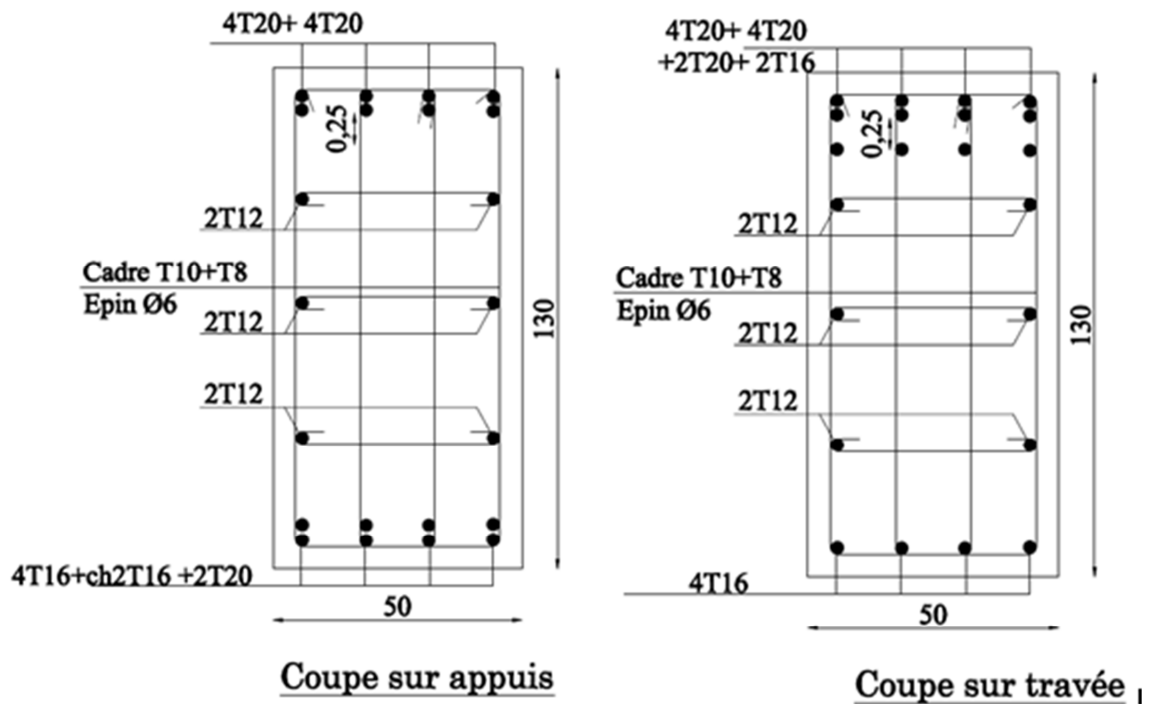


Figure 6.5. Ferrailage des nervures

5. Dalle pleine de radier:

Pour le ferrailage des panneaux on a utilisée la méthode proposé par le règlement BAEL91, qui consiste à déterminer les moment isostatique M_{ox} et M_{oy} .

Les dalles sont des éléments rectangulaires, de dimensions Lx et Ly , appuyés sur leurs quatre cotés.

Lx est la plus petite dimensions de la dalle, on aura donc $\frac{Lx}{Ly}$.

- **Combinaison des charges**

Le calcul se fera à l'E.L.S car la fissuration est préjudiciable

ELS :

$$q_s = (G+Q) / S_{radier} = 101204,36 / 457.94$$

$$q_s = 220.99 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_u = (1.35G+1.5Q) / S_{radier} = 138557,87 / 457.94$$

$$q_u = 302.57 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des efforts**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 4 cotés.

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} < 1$$

❖ Panneau intermédiaire

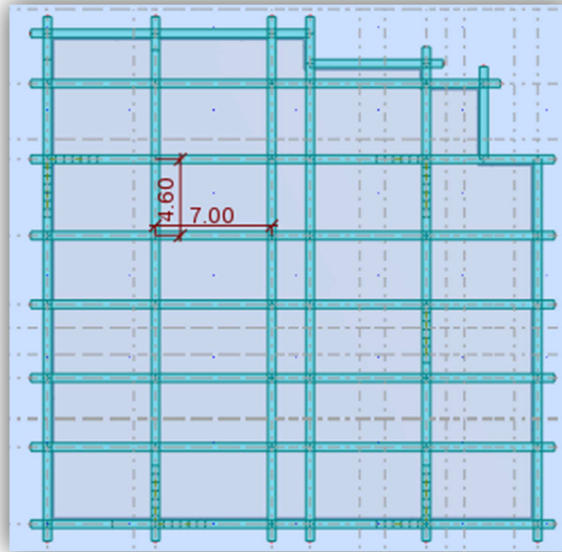


Figure 6.6. Le plus grand panneau

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 < 1$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

Tableau.6.2: Valeurs des moments isostatique

	lx	ly	ρ	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
ELS	4.60	7.00	00.65	0.0746	0.369	348.84	128.72
ELU	4.60	7.00	00.65	0.0746	0.369	477.62	176.24

On a :

- M_o : Moment isostatique
- M_t : Moment en travée
- M_w, M_e : Moment sur appuis

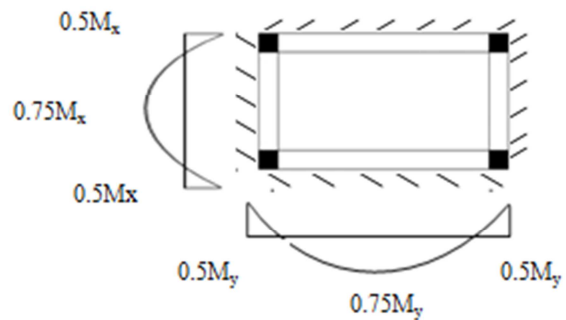


Tableau.6.3: Valeurs des moments de continuité

(KN.m)	sens x			sens-y		
	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
ELS	174.42	261.63	174.42	64.36	96.54	64.36
ELU	238.81	358.22	238.81	88.12	132.18	88.12

Le ferrailage de la dalle plein se fera à la flexion simple à l'**ELS** sur une bande de 1m en fissuration préjudiciable.

- **Calcul des armatures à l'ELS**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

b = 1,00m ; h = 0,50m ; d = 0,45 m ; $\sigma_{st} = 348$ MPa ; $f_{bu} = 14,2$ MPa ; $f_{c28} = 25$ MPa

- **En travée (sens x)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{261.63 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 10^3 \times 14.2} = 0.091$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.119$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0.952$$

$$A_u = \frac{M_u}{d \beta_u \sigma_{st}} = \frac{261.63 \times 10^4}{0.952 \times 450 \times 348} = \mathbf{17.53 cm^2}$$

- **En appui (sens x)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{174.42 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 10^3 \times 14.2} = 0.061$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lim} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.079$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0.968$$

$$A_u = \frac{M_u}{d \beta_u \sigma_{st}} = \frac{174.42 \times 10^4}{0.968 \times 450 \times 348} = \mathbf{11.51 cm^2}$$

Les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suite selon le (**B-7-4 BEAL91**):

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} b \cdot h_0 = 0.0008 \frac{3 - \frac{4.60}{7.00}}{2} \times 100 \times 50 = 4.69 cm^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 0.0008 \times 100 \times 50 = 4 cm^2$$

Sens I_x : $e < \min(3h; 33 \text{ cm})$

Sens I_y : $e < \min(4h; 45 \text{ cm})$

$e < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$ (a7.2.4.2 CBA93)

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Tableau6.4. Ferrailages sens X

	Ms		As	Amin	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage	e(cm)
	ELS	Appui	174.42	11.51	4.69	11.51	6HA16
travée		261.63	17.53	4.69	17.53	6HA20	20
ELU	Appui	238.81	15.93	4.69	15.93	8HA16	20
	travée	358.22	24.45	4.69	24.45	8HA20	20

Une coupe sur panneau (sens xx) pour déterminée les moment sur travée et appui à l'ELU d'après le logiciel **ROBOT 2018**.

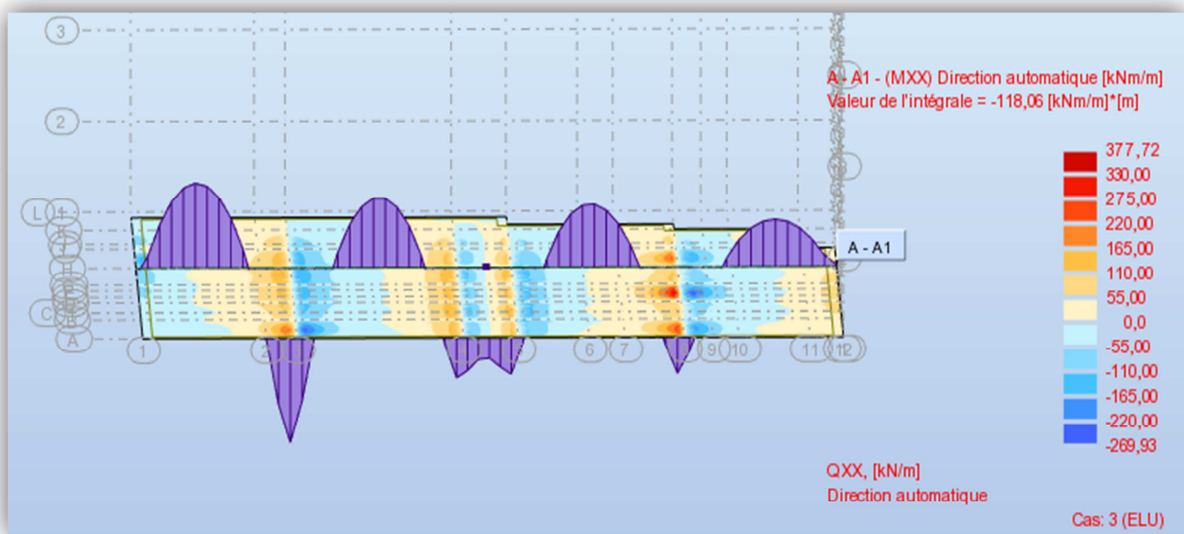


Figure 6.7. coupe sens xx à l'ELU

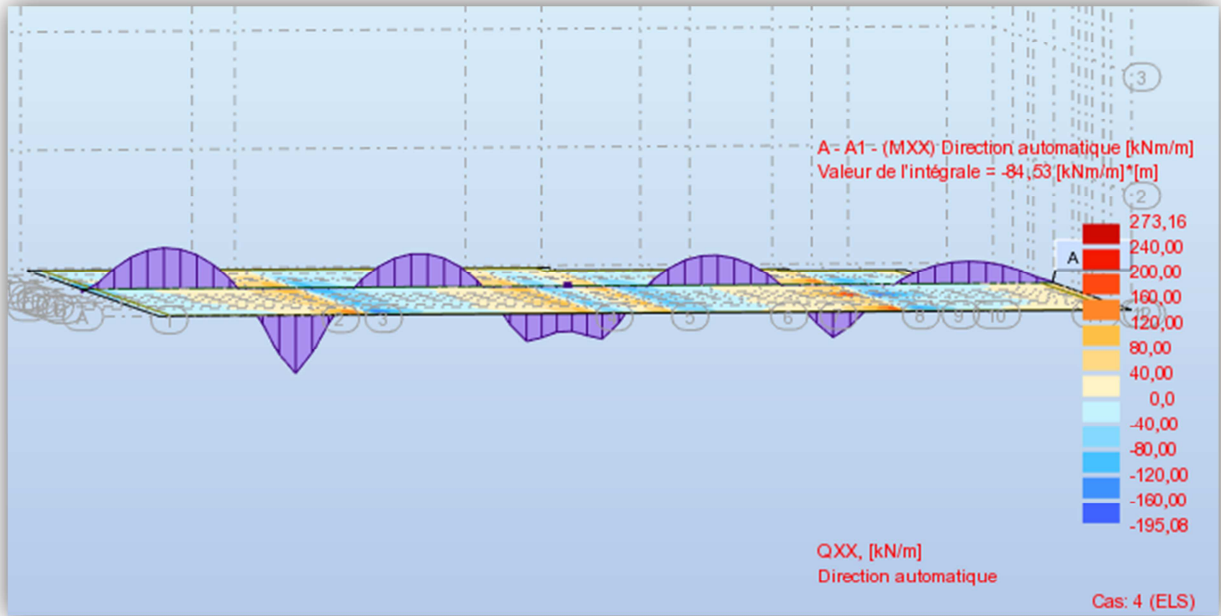


Figure 6.8.coupe sens xx à l'ELS

Tableau6.5. Ferrailages sens Y

		M_u	A_u	A_{min}	$A_{adop} (cm^2)$	Ferrailage	e(cm)
ELS	Appui	64.36	4.33	4	4.33	6HA16	20
	travée	96.54	6.72	4	6.72	6HA20	20
ELU	Appui	88.12	5.72	4	5.72	6HA14	20
	travée	132.18	8.65	4	8.65	6HA14	20

- Vérification de l'effort tranchant 302.57

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{220.99 \times 4.6}{3} = 338.85 KN$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 383.61 KN$$

Fissuration préjudiciable \Rightarrow

$$\tau_u^- = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Tableau 6.6. Vérification à l'effort tranchant

	L_x	L_y	$V_x(\text{kN})$	$V_y(\text{kN})$	$\tau_x(\text{MPa})$	$\tau_y(\text{MPa})$
ELS	4.6	7.00	338.85	383.61	0.075	0.085
ELU	4.6	7.00	463.94	525.22	0.103	0.117

Les efforts tranchants sont inférieurs aux efforts admissibles donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

- **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console. Il sera ferrailé sur une bande de 1m avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 1\text{m} & ; \quad q_u = 302.57 \text{ KN/m}^2 \\ h = 50\text{cm} & ; \quad q_s = 220.99 \text{ KN/m}^2 \\ d = 45 \text{ cm} \\ L = 1\text{m} \end{array} \right.$$

à L'ELU:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{302.57 \times 1^2}{2} = 151.29 \text{ KN.m}$$

$M_u(\text{Kn.m})$	μ	α_u	β	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
151.29	0.053	0.068	0.973	9.93	6HA16=12.06cm²

Donc le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier.

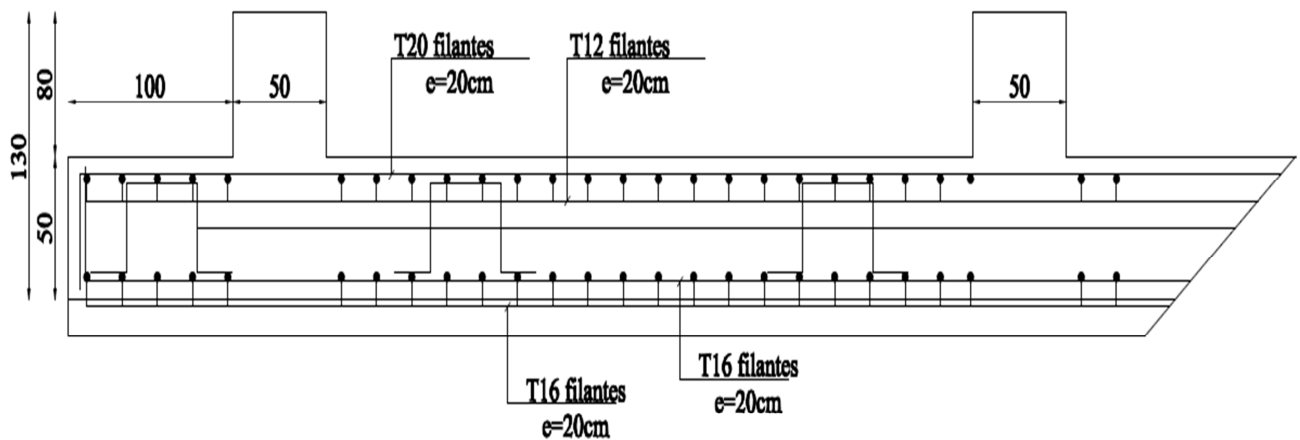


Figure 6.10 Ferrailage de radier

6. Etude du voile périphérique :

D'après l'article 10.1.2. du RPA99 version 2003:

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur $\geq 15\text{cm}$;
- les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dans le cas des dallages sur terre plein, on pourra se dispenser du voile périphérique à condition de dimensionner les poteaux suivant les prescriptions prévues pour les poteaux d'élanement géométrique inférieur à 5 .

Donc :

épaisseur du voile = 15 cm

avec : $h = 3.57\text{m}$

$$\rightarrow A = 0.10\% \cdot b \cdot h = 0.001 \times 15 \times 357 = 5.36\text{cm}^2$$

$$A = 5.36\text{cm}^2$$

on adopte **6HA12 = 6.79 cm²**

Avec : **S_t = 15cm**

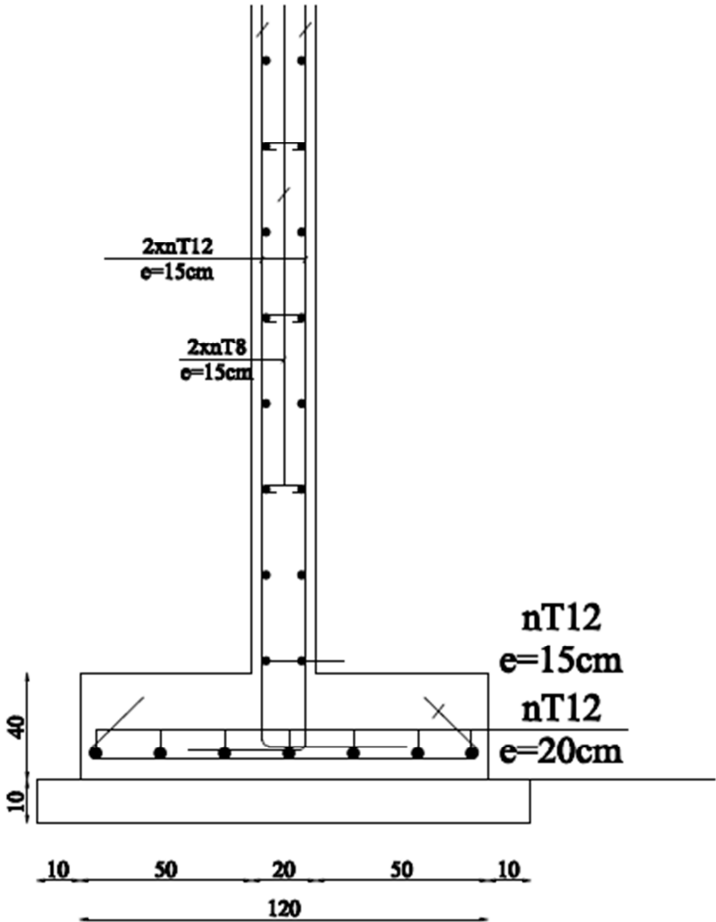


Figure 6.11 Ferrailage de voile périphérique

Conclusion

L'ensemble des connaissances théoriques acquises Lors de notre formation universitaire consistent à élaborer une étude de structure dont l'ossature doit jouer son rôle de portance , résistance, stabilité, durabilité et particulièrement assurer le compromis entre l'économie et le sécurité.

Enfin sans le maîtriser de l'outil informatique et les logiciels de calcul les plus développées, nous ne pouvons élaborer des étude complexe au futur.

Bibliographie

➤ **Document technique réglementaire:**

- **DTR. - B.C. 2.48 : RPA/version 2003** : Règles Parasismique Algériennes.
- **DTR. - B.C. 2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- **DTR. - B.C. 2.4.7: RNV 99** : Règlements neige et vent .
- **B.C.2.42 : CBA93** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé .

➤ **Autre document:**

- cour béton armé **Dr. TAALLAH Bachir**
- mémoire de fin d'étude .

➤ **Les logiciels :**

- **ROBOT 2018** : Modélisation.
- **ROBOT EXPERT**: Calcul de ferrailage.
- **AutoCAD 2018** : Dessin.
- **Archicad 2018** : Dessin .
- **Word Office 2007** : Traitement du texte .
- **Excel 2007** : Calcul