

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED EL BACHIR EL IBRAHIMI
BORDJ BOU ARRERIDJ
FACULTE DES SCIENCE ET DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL



Mémoire d'Obtention du Diplôme
Du MASTER en Génie civil
OPTION : STRUCTURE

ETUDE D'UN BATIMENT R+7 A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTE
MIXTE(VOILE+PORTIQUE)

ENCADREUR : Mr LAZHAR LOUMACHI

PRESENTE PAR :

-MANA IMAD

-MANAA ABD EL BASSET

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :








PRESIDENT : - Noui Amar

EXAMINATEURS : -Mazouz Badis

-Djoudi Larbi

ANNÉE UNIVERSITAIRE : 2019/2020

dedicaces

-  *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
-  *A toutes personnes qui m'a aidé à poursuivre mes études.*
-  *A mes très chers frères, sœurs et mes nièces.*
-  *A toute ma famille sans exception.*
-  *A tous mes amis (es) et toute la promotion de master2 génie civil.*
-  *A celui avec qui j'ai collaboré dans la réalisation de ce mémoire.*
-  *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

Manaa Abd el basset
ET
Manaa Imad



Remerciements :

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

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

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

Un grand merci à tous les professeurs de la 1ère et 2ème année master et 3ème année licence genie civil et à toutes nos familles et nos collègues et les ingenieurs : de l'agence de CTC (**Mr : touabet adel**) et l'ingenieur au bureau d'étude **Mr : fardjalah Youcef** et **Mr:Manaa Toufik**

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



ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري تتألف من طابق ارضي + 07 طوابق، يتم إنجازها، بولاية برج بوعرييج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 2003-99

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج **ROBOT. Version 2014**.

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

BAEL 91, (RPA 99 version 2003 modifié 99)

تسليح العناصر المقاومة الأعمدة والعارضات و الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا
نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أساس معزول



Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de **R+07** étages qui sera implantée dans **la wilaya de bordj bou arreridj** , classée en zone **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ROBOT. version.2014**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **ROBOT**, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée par des semelles isolées+ semelles fillantes.



Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of **G+07** floors which will be located in the **bordj bou arreridj (El Bouni)**, classified in zone **IIa** according to the Algerian parasismic (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (**ROBOT. Version .2014**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003**).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software **ROBOT**, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

**Sommaire :**

page :

I.1.Introduction générale

Chapitre I : présentation du projet

I.2.Généralités2

I.3.Présentation de l’Ouvrage2

I.3.1. Caractéristique Géométrique2

I.3.2. Description de l’Ouvrage3

I.4.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX4

1.Béton4

2. L’acier10

I.5.Indications générales sur les règles BAEL 9114

I.6.Hypothèse de calcul16

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....18

II.2. Pré dimensionnement18

II.2.1. Pré dimensionnement des éléments principaux18

II. 2.1.1. Les Poutres18

II.2.1.2. Les poteaux20

II.2.1.3. Les voiles24

II.2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....24

II.2.2.1. Les planchers.....24

II. 2.2.2. Les escaliers27

II.3. Évaluation des charges et des surcharges32

II.4. Descente des charges37

II.6. Conclusion.....51

Chapitre III : étude des élément secondaires :

III.1.Introduction.....52

III.2. L’acrotère.....52

III.3. Etude des planchers61

III.4. Etude de la dalle de machine 82

III.5. L'escalier91

III.6. Calcule de la poutre palière (30*45)100



III.7. Conclusion.....	106
------------------------	-----

Chapitre IV : Etude sismique

IV.2. Choix de la méthode de calcul	107
IV.2.1. Méthode statique équivalente	107
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	111
IV.2.2.3. Vérification le période	112
IV.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003	117
IV.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques	117
IV.3.2. Vérification des déplacements	117
IV.3.3. Vérification de l'effort normal réduit	118
IV.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	119
IV.3.5. Justification de l'interaction voiles-portiques	121
IV.3.6. Vérification de l'excentricité	121
IV.3.7. Vérification d'ensemble	122
IV.4. Conclusion	124

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

V.1.Introduction	125
V.2. Étude des poteaux	126
V.3.Etude des poutres	140
V.3. Etude des voiles	154
V.4.Conclusion	161

Chapitre VI : Etudes Des Fondations

VI.1. Introduction.....	162
VI.2. Classification des fondations.....	162
VI.3. Combinaison de calcul.....	162
VI.4. Choix de type de fondations.....	163
VI.4.3. Calcul des semelles isolées.....	164
VI.4.4. Semelle filantes.....	173
VI.5. Etude de la poutre libage.....	176
VI.6. Étude des longrines.....	178
VI.7. Conclusion.....	181

Conclusion générale

Référence bibliographique

Les plans de ferrailage et de coffrage



<u>Liste des tableaux:</u>	<u>page:</u>
Tableau I.1. Composition Moyenne du béton	4
Tableau II.1. Prédimensionnement de la section transversale de nervure.	27
Tableau II.2. Pré dimensionnement des éléments.....	32
Tableau II.3. Charges et Surcharges du plancher terrasse inaccessible.....	33
Tableau II.4. Charges et Surcharges du plancher étage courant.....	34
Tableau II.5. Evaluations des charges permanentes de mur extérieur.	35
Tableau II.6. Charges et surcharges murs intérieurs.	35
Tableau II.7. Charges et Surcharges de la volée.	36
Tableau II.8. Charges et surcharges palier.	36
Tableau II.9. Tableau récapitulatif.	37
Tableau II.10. Descente des charges du poteau central.....	39
Tableau. II.11. Descente des charges pour poteaux de rive.....	43
Tableau II.12. Descente des charges pour poteaux de rive.....	47
Tableau II.13. La descente des charges du poteau de rive.	49
Tableau II.14. Les valeurs de Nu.	50
Tableau III .1. Evaluation des charges dans les nervures.....	65
Tableau III.2. Tableau des moments isostatiques Mo et des efforts tranchants.....	66
Tableau III.3. Ferrailage de plancher.....	79
Tableau III.4. Calcule les sollicitations de la poutre palière.....	100
Tableau IV.1. Valeur de P_q sans X-X.....	109
Tableau IV.2 Valeur de P_q sans Y-Y.....	110
Tableau IV.3. les facteurs de participation massique de chaque modèle.	113
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces.	117
Tableau IV.5. Vérification des déplacements. (Sens x-x)	118
Tableau IV.6. Vérification des déplacements. (Sens Y-Y)	118
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	119
Tableau.IV.8. Tableau de P- Δ , Sens X-X.....	120



Tableau.IV.9. Tableau de P- Δ , Sens Y-Y	120
Tableau IV.10. Vérification de l'excentricité.	122
Tableau IV.11. Les valeurs de W, b_i et F.....	123
Tableau IV.12. Les valeurs de W, b_i et F.....	123
Tableau V.1.4. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	126
Tableau V.1.5. Ferrailage transversal des poteaux.....	129
Tableau V.1.6. Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	129
Tableau V.1.7. Vérification des contraintes.....	133
Tableau V.1.8. Vérification des contraintes tangentielles.....	135
Tableau V.2.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	137
Tableau V.2.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	138
Tableau V.2.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	138
Tableau V.2.4. Vérification de la contrainte limite de béton.....	141
Tableau V.3.1. Sections des armatures verticales.....	148
Tableau V.3.2. Description des armatures verticales.	149
Tableau V.3.3. Description des armatures horizontales.....	150
Tableau VI.1. Efforts normaux maximaux dans les éléments le plus sollicités.....	164
Tableau VI.2. Dimensions des semelles.	165
Tableau VI.3. Les sollicitations pour les poteaux.....	165
Tableau VI.4. Résultats de ferrailage des semelles isolées.....	171
Tableau VI.5. Les sollicitations.	178

**Liste des figures :****page :**

Figure I.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure I.4. Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).	7
Figure I.5. Diagramme des contraintes-déformations du béton (ELU)	8
Figure I.6. Diagramme contrainte- déformation de l'acier.	9
Figure I.7. Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier.	10
Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section.	13
Figure II.1. Section du poteau le plus sollicité.....	23
Figure II.2. Plancher en corps creux.....	26
Figure II.3. Coupe transversale de la nervure.	26
Figure II.3. Schéma de l'escalier.	28
Figure II.4. Schéma statique de la 1 ^{er} volée du RDC.....	29
Figure II.5. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée du RDC ou étage courant.....	30
Figure II.6. Plancher terrasse inaccessible.....	32
Figure II.7. Schéma d'un plancher d'étage courant.....	33
Figure II.8. Le schéma de l'acrotère.....	34
Figure II.9. Les cloisons extérieures.....	35
Figure II.10. La dégression des charge.....	38
Figure II.11. Descente des charges pour poteaux de centre.....	38
Figure II.12. Descente des charges pour poteaux de centre.....	43
Figure II.13. La descente des charges du poteau d'angle.....	46
Figure.III.1. schéma de l'acrotère.....	52
Figure.III.2: Schema statique de l'acrotère.....	54
Figure.III.3 : Diagrammes des sollicitations.....	54



Figure.III.4. section de ferrailage.....	56
Figure .III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	61
Figure III.6: Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU.....	69
Figure III.7: Diagramme des moments à L'ELS.....	72
Figure III.8 : Diagrammes des efforts tranchants à L'ELS.....	72
Figure III.9: Dimensions du poutrelles.....	73
Figure .III .10. ferrailages des plancher	79
Figure III.11. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression....	81
Figure III.12: de la dalle machine.....	84
Figure III.13 : ferrailage de la dalle machine.....	91
Figure III.14 : Caractéristiques géométriques de l'escalier.....	91
Figure.III.15 : Schéma statique des escaliers.....	92
Figure III.15.1 : Schéma Ferrailage des escaliers.....	99
Figure III.16 : Diagramme des sollicitations E.L.U.....	101
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	102
Figure IV.1. Disposition des voiles.....	112
Figure IV.2. Vue générale du modèle.....	113
Figure IV.3. 1 ^{er} mode - Vue déformée.....	114
Figure IV.4. 2 ^{ème} mode - Vue déformée.....	115
Figure IV.5. 3 ^{ème} mode - Vue déformée.....	116
Figure V.1. Zone nodale.....	128
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux.....	139
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres.....	153
Figure V.4. Diagramme des contraintes.....	157
Figure V.5. Schéma de ferrailage de voiles.....	160
Figure VI.1: Type des semelles superficielles.....	163



Figure VI.2: les dimensions en élévation des semelles.....	166
Figure VI.3. Méthode des bielles.....	167
Figure VI.4. Arrêt forfaitaire des barres.....	170.
Figure VI.1. schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau de rive.....	171
Figure VI.4.2. Schéma d'une semelle filante.....	172
Figure VI.4.3. Ferrailage des semelles filantes.....	174
Figure VI.5. Section de ferrailage de poutre libage.....	177
Figure VI.6. Schéma de ferrailage de longrine.....	180



Listes des symboles :

- A.** Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- As.** Aire d'une section d'acier,
- At.** Section d'armatures transversales,
- B.** Aire D'une section de béton,
- D.** Diamètre,
- E.** Module d'élasticité longitudinale,
- Eb.** Module de déformation longitudinale du béton,
- Ei.** Module de déformation instantanée (**E_{ij}** à l'âge de **j** jours),
- Es.** Module d'élasticité de l'acier,
- Ev.** Module de déformation différé (**E_{vj}** à l'âge de **j** jours),
- F.** Force ou action en général,
- G.** Action permanente, module d'élasticité transversale,
- Q.** Charges d'exploitations,
- I.** Moment d'inertie,
- K.** Coefficient,
- L.** Longueur ou portée,
- Lf.** Longueur de flambement.
- M.** Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
- MG.** Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
- MQ.** Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
- Mu.** Moment de calcul ultime,
- Mser.** Moment de calcul de service,
- Mt.** Moment en travée,
- Ma.** Moment sur appuis,
- N.** Effort normal,
- St.** Espacement des armatures transversales,
- V.** Effort Tranchant,
- T.** période,
- V0.** Effort tranchant a la base,
- Kt.** Facteur de terrain,
- Z0.** Paramètre de rugosité,



Zmin. Hauteur Minimale,

E.L.U. Etat limite ultime,

E.L.S. Etat limite service,

Notations en minuscules :

a. une dimension,

b. une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),

d. distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,

d'. distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,

fe. limite d'élasticité de l'acier,

fcj. résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,

ftj. résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,

fc28, ft28. grandeurs précédentes avec j =28 jours,

h. hauteur totale d'une section de béton armé,

i. rayon de giration d'une section,

j. nombre de jours,

k. coefficient en général,

l. longueur ou portée (on utilise aussi L),

n. coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,

Coefficient de compression, Coefficient de sur consolidation,

s. espacement des armatures en générales,

st. espacement des armatures transversales,

x. coordonnée en général, abscisse en particulier,

y. coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,

Profondeur de l'axe neutre,

z. coordonnée d'altitude,

Ø. diamètre des armatures, mode propre,

γs. coefficient de sécurité dans l'acier,

γb. coefficient de sécurité dans le béton,

ε. déformation relative,

εbc. raccourcissement relatif du béton comprimé,

εs. allongement relatif de l'acier tendu,

ε's. raccourcissement relatif de l'acier comprimé,

η. coefficient de fissuration relatif à une armature,



- ν** . coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
- ρ** . rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
- σ** . contrainte normale en général,
- τ** . contrainte tangente (de cisaillement),
- σ_{bc}** . contrainte de compression,
- σ_{ts} et σ_{sc}** . contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées **σ_s** et **σ'_s** ,
- σ_s** . Contrainte de traction admissible de l'acier,
- σ_{bc}** . Contrainte de compression admissible du béton,
- σ_{sol}** . Contrainte du sol,
- σ_m** . Contrainte moyenne.



I.1.INTRODUCTION GENERALE :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage liés au sol.

Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens

Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposée sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs ponts, barrages, arches, câbles, ...etc.

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger des agressions du milieu extérieur

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en huit chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans les deux derniers chapitres nous avons une étude du sol et des fondations. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.



Chapitre I : présentation du projet

I.2. Généralités

I.3. Présentation de l'Ouvrage

I.3.1. Caractéristique Géométrique

I.3.2. Description de l'Ouvrage

I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Béton

2. L'acier

I.5. Indications générales sur les règles BAEL 91

I.6. Hypothèse de calcul



I.2.Généralités :

Dans le cas de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+7, un RDC commercial et 07 étages à destination d'habitations, dans le système de contreventement est assuré par des voiles,

Le bâtiment sera implanté à la wilaya bordj Bou Arreridj selon le RPA 99/ 2003 cette zone est sismicité moyenne (zone II).

I.3.Présentation de l'Ouvrage :

Le présent projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+7) à usage multiple :

Le RDC : est destiné à usage commerciale.

Les autres niveaux : sont destinés à l'habitation (deux appartements de type F3 dans chaque étage). Cet ouvrage est situé à wilaya de BBA, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone II) selon le RPA 99(2003).

I.3.1.les Caractéristiques Géométriques :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, de dimensions suivantes :

- Longueur totale du bâtiment en plan **$L_y=16,20m$**
- Largueur totale du bâtiment en plan **$L_x=14,85m$**
- Hauteur du RDC **$H=3,57m$**
- Hauteur des étages courants **$H=3,06$**
- Hauteur totale du bâtiment **$H_t=24,99m$**

Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003

Comme zone de moyenne sismicité (zone II a).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (l'article 3-2du RPA99/version 2003).

Solon RPA2003, et compte tenu de la nature du sol (marno-calcaire, rocheux stratifié)



Caractérisant ainsi **Un sol ferme –Catégorie S2.**

Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$

I.3.2. Description de l'ouvrage :

a) Plancher :

Nous avons opté pour des dalles à corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.
- Et en plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes). Le RDC est en dalle pleine.

b) Conception Structurale :

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques et de voiles de contreventement dans les deux directions.

c) Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.

Les murs extérieurs et Les murs de séparation entre les logements sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm

d) Escaliers :

L'accès aux étages supérieurs est effectué à partir des escaliers qui sont droites et contiennent deux paillasse et un palier.



e) L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

f) Terrasse :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

J) Structure de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application de RPA99/version 2003, d'après les conditions de l'article ,3.4 A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14,00m, par conséquent, nous avons opté pour un contreventement assuré par des voiles.

-Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier la condition suivante :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.

Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

I.4.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

1.Béton :

1.1.Composition moyenne du béton:

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à « 25 MPA. »

Composantes	Graviers	Sable	Ciment	Eau
	5/25	0/5		
Volume	800 l	400 l	8 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	400	180

Tableau I.1 composition Moyenne du beton

1.2. Résistance caractéristique du béton :

1.2.1. Résistance à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à **45 MPA**. (RPA 99 article 8.1.1)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa (j} \leq 28 \text{ jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} > 40\text{MPa (j} \leq 28 \text{ jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$j > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa}$$

Avec f_{cj} : résistance du béton à l'âge J.

J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

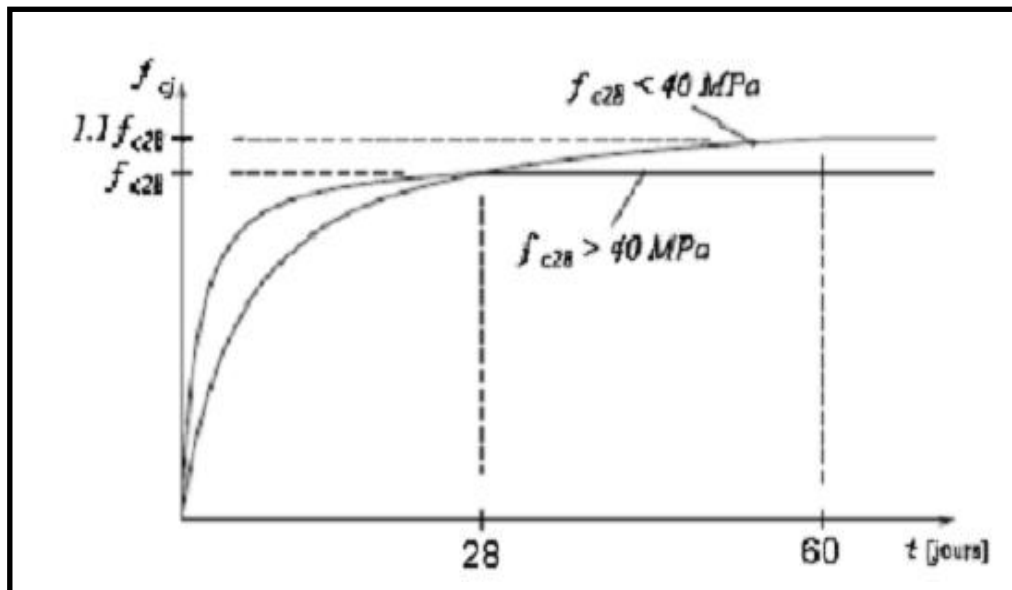


Figure I-1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

La figure I -1 donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques.

Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

1.2.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée (f_{tj}) est conventionnellement



Définie par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \\ \text{CBA (Article A.1.2.1.2).} f_{tj} = 0.275f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{MPA}$ donc $f_{t28} = 2,1\text{MPA}$

1.2.3. Module de déformation longitudinale béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

A) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{CBA 93[ART 2.1.1.2] P7})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPA}$.

B) Module de déformation différée :

Sous charges d'une longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{CBA 93[ART 2.1.2.2] P7})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA}$.

1.2.4. Coefficient de Poisson :

Coefficient de Poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendue, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relative :

$$\nu = \frac{\text{déformation trasversale}}{\text{déformation longitudinale}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

ν : Coefficient de Poisson ; $\begin{cases} \nu = 0 \text{ (zéro) pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0,2 \text{ pour le calcul des déformations.} \end{cases}$

(CBA 93[ART 2.1.2.3] P8)

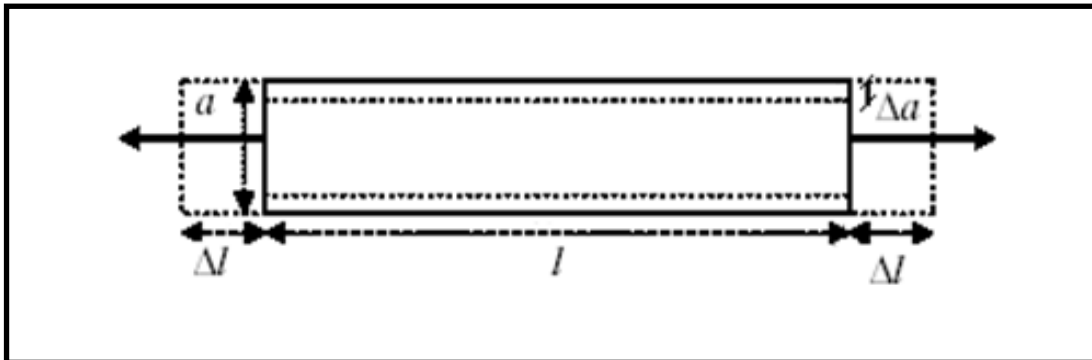


Figure I-2 : Déformations dans une section droite d'une poutre.

1.2.5. Module de déformation transversal béton :

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

Avec :

E : module de Young

V : Coefficient de Poisson

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

I.2.6.LA Contraintes limite du Béton :

A) La Contraintes de compression à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en [MPa].} \quad (\text{BAEL 91[Article A.4.3.4] P26})$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ; $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

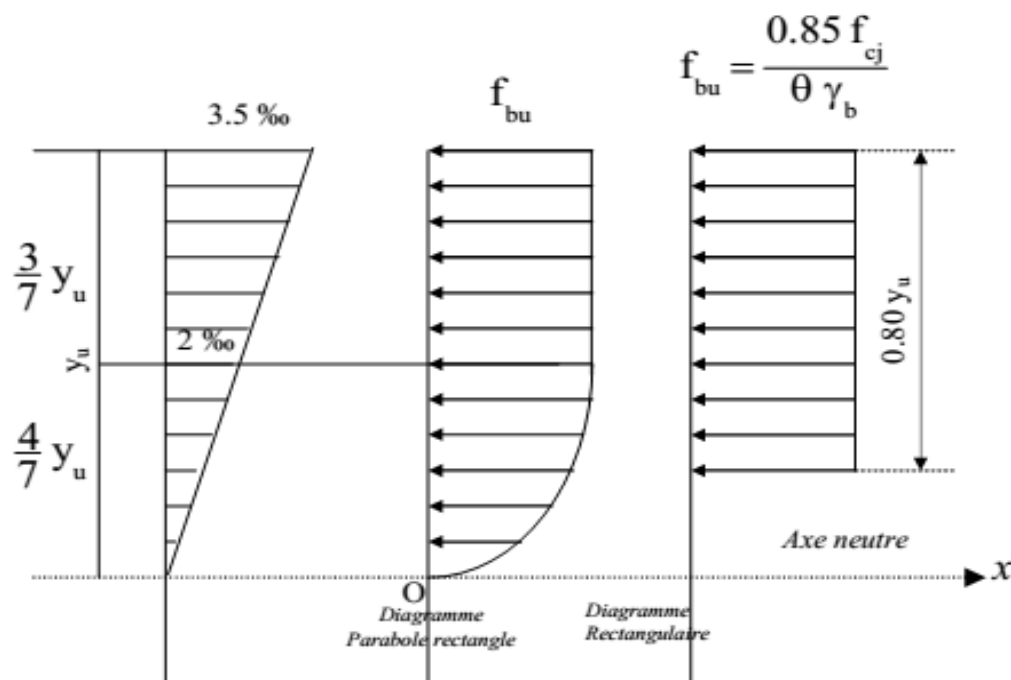


Figure I-3 : Diagrammes déformations –contraintes de béton

B) La Contraintes de compression à L'ELS :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

j = 28 jour

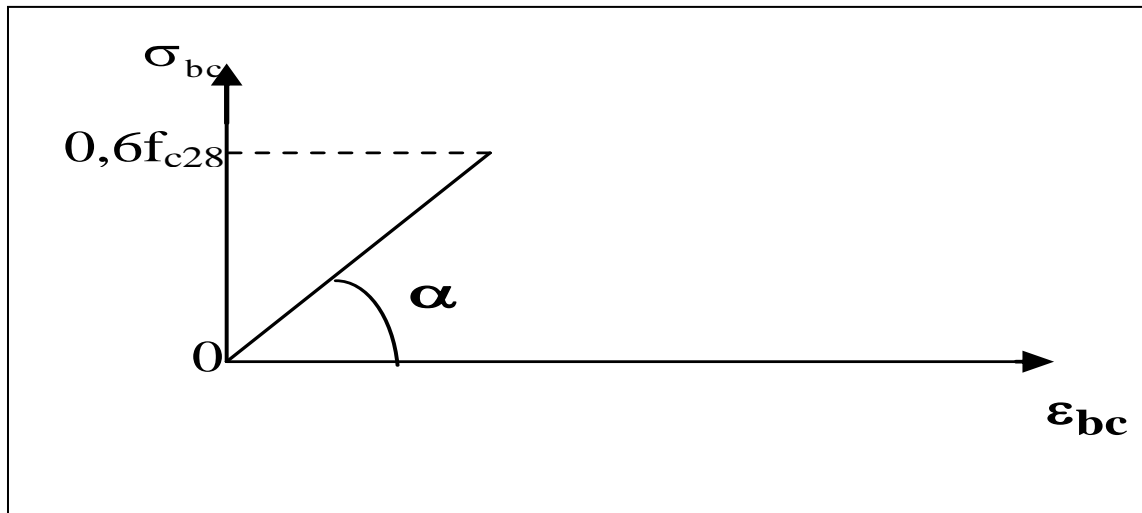


Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

C) Contrainte ultime de cisaillement de béton :

$$\tau_{adm} = \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 4,34\text{MPa} & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

$$\tau_{adm} = \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 3,26\text{MPa} & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

D) Diagramme contrainte déformation :

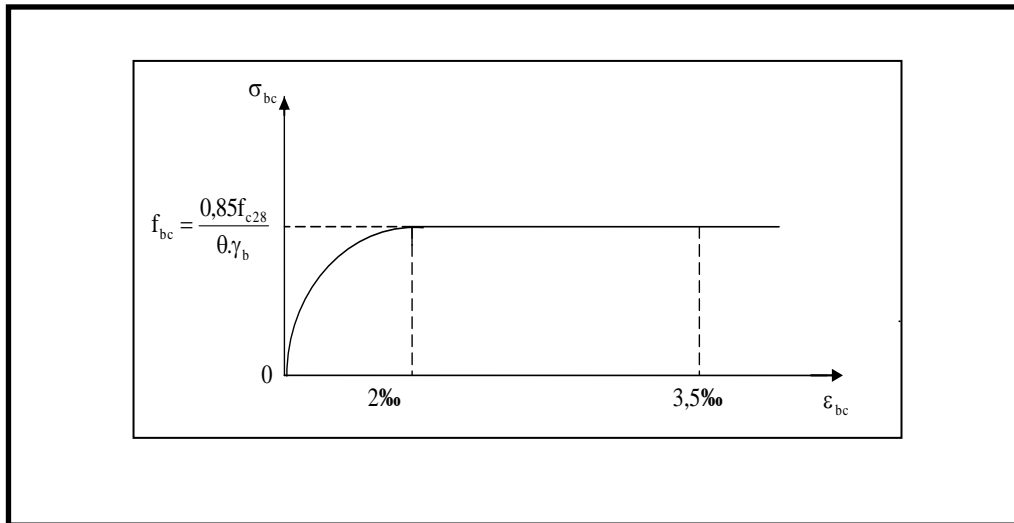


Figure I-5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton (ELU)

-Le diagramme parabole rectangle (**Figure I-2**) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif à de la fibre la plus comprimée est limité à :

- ✓ 2 ‰: en compression simple ou flexion composée avec compression.
- ✓ 3.5 ‰: en flexion simple ou composée.

-Pour :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \quad \text{tel que : } f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta}$$

2) L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, il est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. On distingue deux types d'aciers :

- Pour les ronds lisses (**R.L**), il existe deux nuances (F_eE215 ; F_eE235) correspondant à des limites d'élasticité de 215 et 235 MPa.

Pour les barres à haute adhérence (H.A), les nuances sont FeE400, FeE500 correspondant à des limites d'élasticité de 400 et 500 MPA.

2.1.LA Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε (Figure I.4).

2.2. Etat limit ultime :

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.

2.2.1. Diagramme contrainte –déformation :

Lorsqu'une éprouvette d'acier est soumise à un essai de traction, on obtient le diagramme suivant :

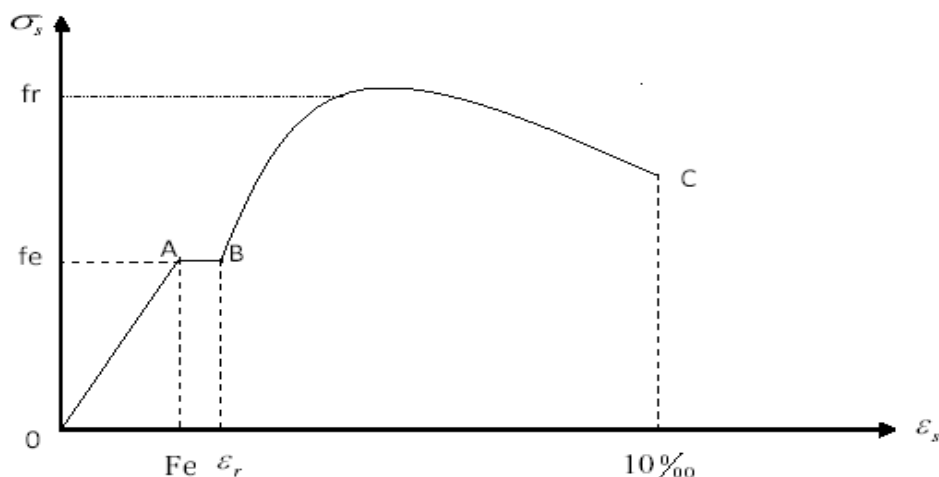


Figure I.6: Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- La droite OA est le domaine élastique avec : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$
- La droite AB est le palier de ductilité, pour lequel l'effort de traction égal a Fe.
- Le point C est le point de rupture.

- Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

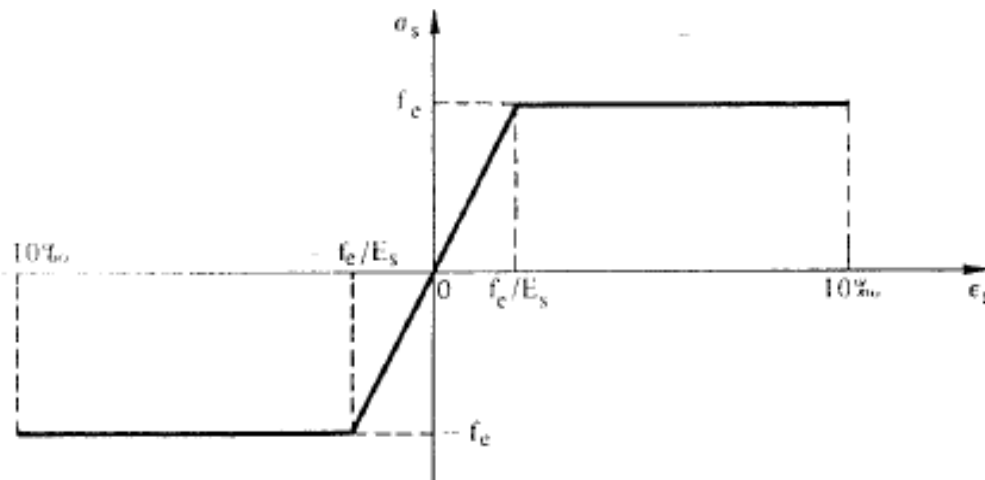


Figure I.7: Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier.

La contrainte limite ultime : $\sigma_s \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

Le coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1 \text{ pour la situation accidentelles} \\ 1,15 \text{ pour la situation normale} \end{cases}$

γ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 2.105 MPa.

f_e : Limite élastique du l'acier : $f_e = 400$ Mpa.

2.3. Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

-Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

-Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

-Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 164,973$ MPa. Avec : η :

Coefficient de fissuration. $\eta = \begin{cases} 1,6 \text{ pour les aciers a haut adherence (HA).} \\ 1 \text{ pour les aciers ronds lisses (RL).} \end{cases}$

2.3.1. Le Diagramme des déformations limites de la section:

Les diagrammes possibles résultent des déformations limites fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines de la figure ci-dessous définis à partir des pivots A, B et C.

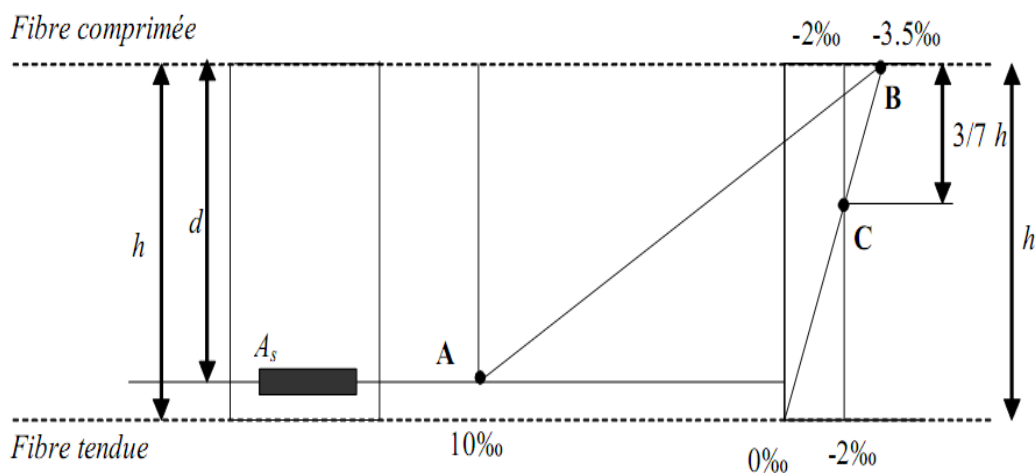


Figure I.8: Diagramme des déformations limites de la section.

Les diagrammes sont utiles pour le dimensionnement des sections ; il ne faut cependant pas les confondre avec ceux qui correspondent aux déformations réelles de la section sous une sollicitation donnée.

- Le domaine1 (pivot A), conditionné par l'allongement de l'acier, est celui de la flexion (simple ou composée) sans épuisement de la résistance du béton ; lorsque toute la section est située du côté des allongements, on est évidemment dans le cas de la traction de faible excentricité.
- Le domaine2 (pivot B), conditionné par le raccourcissement du béton, est celui de la flexion (simple ou composée) avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée ; les armatures voisines de la fibre opposée peuvent alors être soit tendues, soit comprimées avec une petite partie de béton tendu (diagramme voisin de B0).
- Le domaine3 (pivot C) est celui de la section entièrement comprimée.

I.5.Indications générales sur les règles BAEL 91 :

I.5.1. Notion sur l'etats limits :

On appelle état limite, un état particulier au de la duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit.

C'est un état qui satisfait strictement aux conditions :(stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples) On distingue :

I.5.2.Les états limits ultims (ELU) et les états limits de service (ELS):

Il est nécessaire de bien différencier ces deux états qui sont à considérer dans tous les calculs de béton armé, soit directement, soit implicitement pour l'un des états.

A) Les états limites ultimes (ELU) :

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.

- Etat limite d'équilibre statique : qui concerne la stabilité de l'ouvrage (pas de renversement, pas de glissement).
- Etat limite de résistance : qui concerne la capacité portante qui des matériaux constitutif (non rupture par écrasement ou par allongement excessif).
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) : qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

B) Les états limites de service (E.L.S) :

Ils concernent les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages.

- Etat Limite de compression du béton : (contrainte de compression bornée par le règlement B.A.E.L).
- Etat limite de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

Etat limite d'ouverture des fissures : (Pour éviter la corrosion trop rapide des aciers).

I.5.3.les Actions permanentes et variables :

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur une structure et en particulier sur l'un de ses éléments (exemples : poteau, poutre, plancher, fondation, etc.).

I.5.4.les actions permanentes :

Elles sont notés G et ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps.

Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure
- Les actions permanentes : (poids des cloisons, revêtements du sol, etc.)
- Les poussées des terres pour les murs de soutènement.

I.5.5.les actions variables :

Elles sont notées Q et ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps. Elles

Comprennent :

- les charges d'exploitation : charges dues aux poids des utilisateurs ou des matériels utilisés.
- Les charges climatiques : charges dues au vent et à la neige.
- Les effets dus à la température : efforts dus à la dilatation.

I.5.6.les Actions accidentelles :

Elles se produisent rarement et de façon instantanée.

Ex : les séismes, les chocs de véhicules ou de bateaux sur appuis des ponts, les explosions.

I.5.7.les Combinaisons d'actions :

-Cas des poteaux :

Dans les cas les plus courants (poteaux de bâtiment, d'angle, de rive, intérieurs), l'unique combinaison d'actions à considérer est : $1.35G+1.50Q$.



-Cas des fondations, planchers et poutres :

$$-A L'ELU \quad 1.35G+1.5Q$$

$$-A L'ELS \quad G+Q$$

-Combinaisons d'action donnée par le RPA 99/V2003 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 * G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 * E \rightarrow$ pour les poteaux dans les ossatures auto stables.

I.5.8.les sollicitations :

-Ce sont les efforts provoqués en chaque point et chaque section de la structure par les actions, ils sont exprimés

I.6.Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

-Béton dosé à $400 \text{ kg} / \text{m}^3$

-Limite élastique du l'acier : $f_e = 400 \text{ MPA}$.

-le coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1,5$ (situation normale).

-La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

-La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$.

-La contrainte limites de compression du béton : $\sigma_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$.

-Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPA}$.

-Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPA}$.

-Le coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ (situation normale).

-La contrainte limite ultime : $\sigma_s = 347,8 \text{ Mpa}$.

-Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$.

E.L.U

Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOULLI).

Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.

Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple.



L'allongement unitaire dans les aciers sont limité à 10‰.

E.L.S

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes:

Conservation des sections planes.

La résistance du béton à la traction est négligeable.

pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.



Chapitre II :

Le pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

II.2. Pré dimensionnement

II.2.1. Pré dimensionnement des éléments principaux

II. 2.1.1. Les Poutres

II.2.1.2. Les poteaux

II.2.1.3. Les voiles ...

II.2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.2.1. Les planchers...

II. 2.2.2. Les escaliers **II.3.** Évaluation des charges et des surcharges

II.4. Descente des charges

II.6. Conclusion

II. Le pré dimensionnement des éléments :

II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

II.2. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueur, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

II.2.1. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II. 2.1.1. Les Poutres :

Les poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres principales se fait en respectant la condition suivante :

La hauteur ht : La hauteur ht est donnée par :

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

L_{\max} : Portée maximale entre axe d'appuis de deux poutres transversals

$$L_{\max} = 520 \text{ cm}$$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$

$34,66 \leq h \leq 52$ Nous prenons : **h = 45 cm**

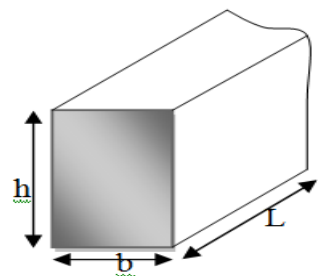
La largeur b : La largeur b est donnée par :

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

$18 \leq b \leq 36$ Nous prenons : **b = 30 cm**

Vérfications :

Selon les recommandations du **RPA99(version2003) [article7.5.1 P64]**, on doit satisfaire les conditions suivantes :





$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/b = 45/30 = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On adopte : les dimensions de l'architecte pp(b×h) = (30×45) cm².

Poutres chaînage :

Le pré dimensionnement des poutres secondaires se fait en respectant la condition suivante :

La hauteur ht : la hauteur ht est donnée par :

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

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre

$L_{\max} = 493 \text{ cm.}$

$$\frac{493}{15} \leq h \leq \frac{493}{10}$$

$32,86 \leq h \leq 49,3$ Nous prenons : **h=40cm**

La largeur b: la largeur b est donnée par :

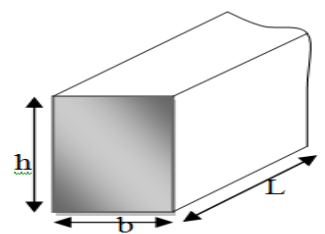
$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$

$16 \leq b \leq 32$ Nous prenons: **b=30cm**

Vérifications :

Selon les recommandations du **RPA99 (version2003) [article7.5.1 P64]**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$



on adopte : les dimensions de l'architecte ps(b×h)= (30×40)cm².



Poutre palière :

Le pré dimensionnement des poutres palière se fait en respectant la condition suivante :

La hauteur h : La hauteur h est donnée par :

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

L_{\max} : Portée maximale entre axe d'appuis de deux poteaux transversaux

$$L_{\max} = 493 \text{ cm}$$

$$\frac{493}{15} \leq h \leq \frac{493}{10}$$

$32,86 \leq h \leq 49,3$ Nous prenons : **h=45cm**

La largeur b : La largeur b est donnée par :

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

$16 \leq b \leq 32$ Nous prenons : **b=30cm**

Vérifications :

Selon les recommandations du **RPA99 (version 2003) [article 7.5.1 P64]**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $h / b = 45 / 30 = 1,5 < 4 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1.5 \times h + b \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

On adopte : les dimensions de l'architecte p palière (b×h) = (30×45) cm².

II.2.1.2. Les poteaux :

Les étapes de pré dimensionnement

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.



Pour cela on suit les étapes suivantes :

Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.

-Calcul de la surface reprise par chaque poteau

-Vérification de la section à l'ELS.

-La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le [BAEL 91].

-La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le [RPA99] (Article : 7.4.1).

Les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

-Min (a, b) >25cm pour la zone I et II

-Min (a, b) >he/ 20

-1/4 < a / b < 4

Avec :

(a,b) : dimension de la section.

he: hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés (a=b).

Les charges permanentes : on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres

Les charges d'exploitation: comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques a chaque étage de 10% jusqu'a 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$N_u \leq a \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite du poteau (en cm²).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton.



$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/35)^2} S_i \quad \lambda \leq 50 \\ \mathbf{BAEL (article B.8.4.1) P113} \\ \alpha = 0,6 (50/\lambda)^2 S_i \quad 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

On se fixe l'élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans les compressions centrées

Suivant l'article B.8.4.1 de [CBA 93] d'où :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708.$$

On suppose que $A=0$ (cas le plus défavorable)

$$\text{Donc: } N_U \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

$$B_r \geq 7,63 N_U \quad (N_U \text{ en tonnes et } B_r \text{ en cm}).$$

Condition de flambement :

$$\lambda = L_f / b < 14,4$$

$$L_f : \text{ hauteur de flambement} = 0,7 L_0.$$

b : la petite dimension de la section de la poutre.

L_0 : hauteur de poteaux entre niveau (d'étage) .

RDC :

$$L_0 = 357 - 45 = 312 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 312 = 218,4 \text{ cm}$$

$$\lambda = 231/30 = 7,28 < 14,4 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

Les étages:

$$L_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 261 = 182,7 \text{ cm}$$

$$\lambda = 182,7/30 = 6,09 < 14,4 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

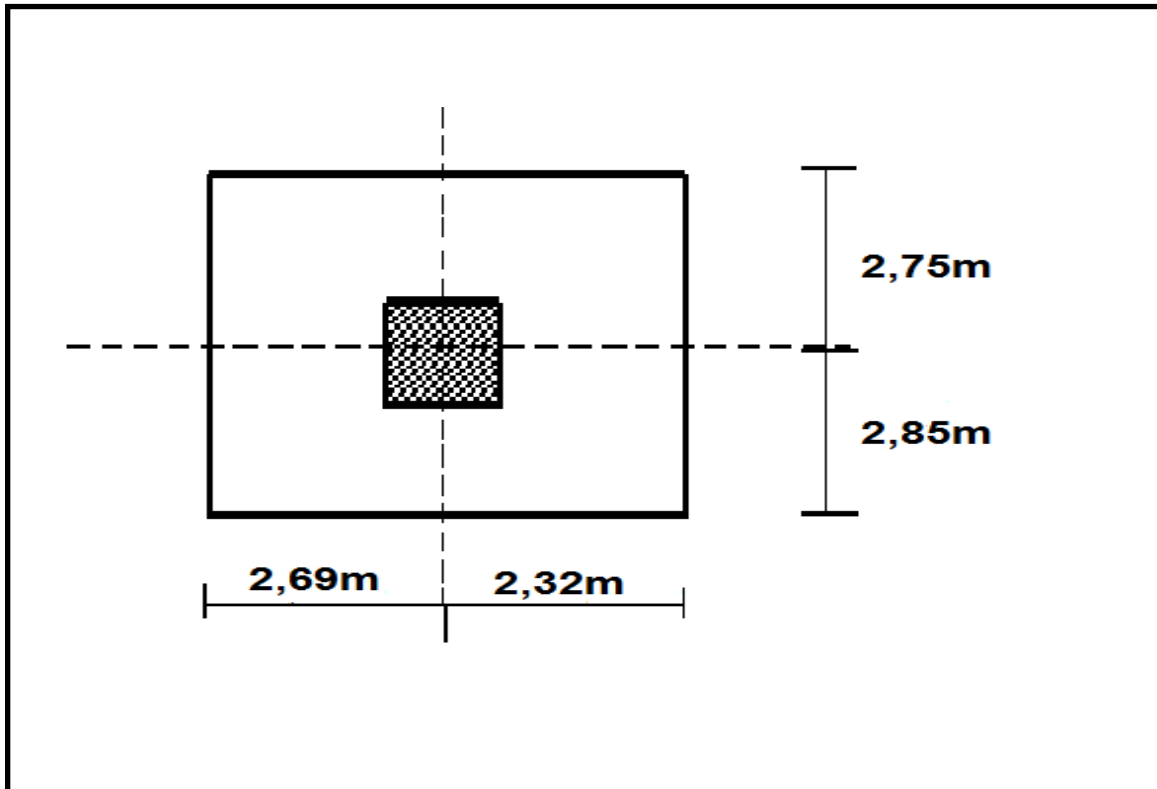


Figure II.1: section du poteau le plus sollicité

La section d'un poteau doit respecter la condition suivante :

$$N_{\text{étage}} = S \times 1,5$$

$$S = (5,6) \times (5,01) = 28,01 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{étage}} = S \times 1,5 = 28,01 \times 1,5 = 42,01 \text{ t}$$

$$N_{\text{total}} = N_{\text{étage}} \times \text{nbre niveaux} = 42,01 \times 8 = 336,12 \text{ t}$$

$$\sigma_b = 0,85 f_c / 1,5 = 0,85 \times 250 / 1,5 = 14,17 \text{ Mpa} = 1417 \text{ t/m}^2$$

$$B = N_{\text{total}} / (1,1 \sigma_b) = 336,12 / (1417 \times 1,1) = 0,21 \text{ m}^2$$

$$H = B / b = 0,21 / 0,45 = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

On prend (b*h) = (45*50) cm



Vérification :

Selon les recommandations du **RPA99 (version2003) [article7.4.1 P60]**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

pour : (45×50) cm²

- min (45*50) ≥ 25cm Condition vérifiée.
- min (45*50) ≥ $\frac{357}{20}$ =18cm..... Condition vérifiée.
- 1/4<45/50 Condition vérifiée.

II.2.1.3. Les voiles :

D’après l’RPA 99 art 7.1.1 ; les voiles de système de contreventement ne sont considérés sauf qu’ils soient satisfaisants les conditions suivantes :

$L > 4a$;

L : longueur de voile

a : épaisseur de voile

-Condition de l'épaisseur minimal est : $a \geq 15$ cm

-Condition de rigidité aux extrémités : $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{H-e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306-16}{20} = 14,5$ cm par

conséquent,

On prend : **a = 20 cm** dans les deux directions.

II. 2.2.Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.2.2.1. Les planchers

C’est l’ensemble des éléments horizontaux de la structure d’un bâtiment destinés à reprendre les charges d’exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs...).

On a deux types de planchers :



-Planchers à corps creux :

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux). Il est permis d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

_Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.

_Poutrelles : éléments résistants du plancher.

_Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

_Treillis soudés.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (Figure II.2)

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 493\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h_t \geq \frac{493}{22.5} = 18,62\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur **h=20 cm**

- 16cm** : l'épaisseur du corps creux.
- 4 cm** : dalle de compression.

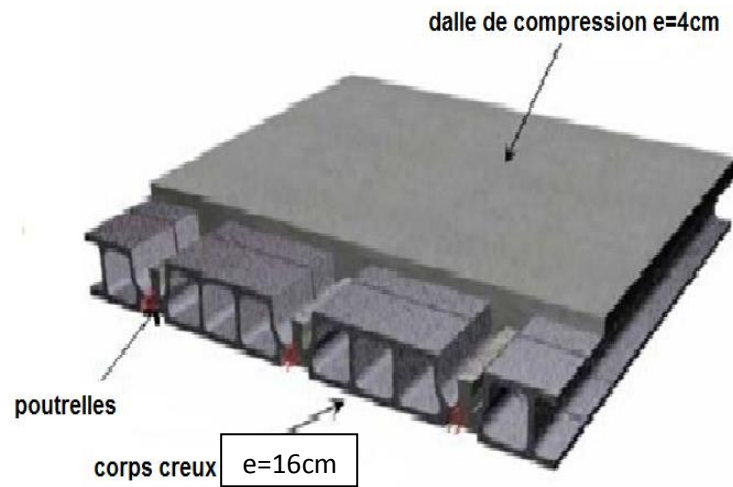


Figure II.2:plancher en corps creux

-Les nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

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

Avec : $b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\}$ $b_0=10\text{cm}$, $L_0=65-10=55\text{cm}$

$b_1 = \min \{ 27,5 ; 49,3 \} = 27,5$ Soit : $b = 65\text{cm}$

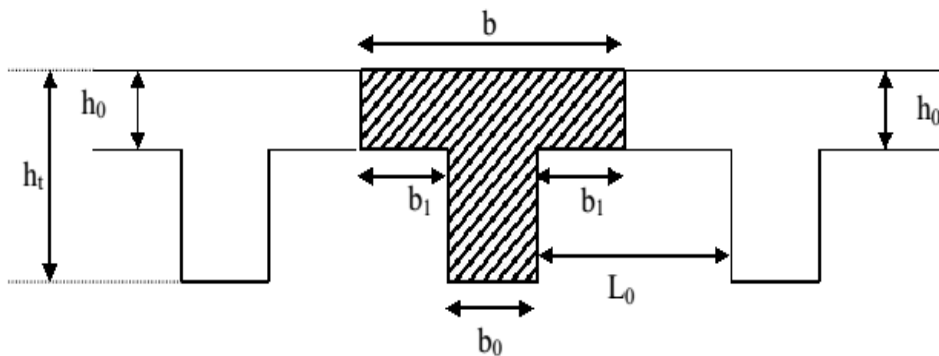


Figure II.3 : Coupe transversale de la nervure.



Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	20 cm
Entraxe des nervures	65 cm
Largeur des nervures (b_0)	10 cm
Hauteur utile de la section (b_1)	27.5 cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55 cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

Tableau II.1 : Prédimensionnement de la section transversale de nervure.

II. 2.2.2. Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé surplace. Les différents éléments constituant un escalier sont

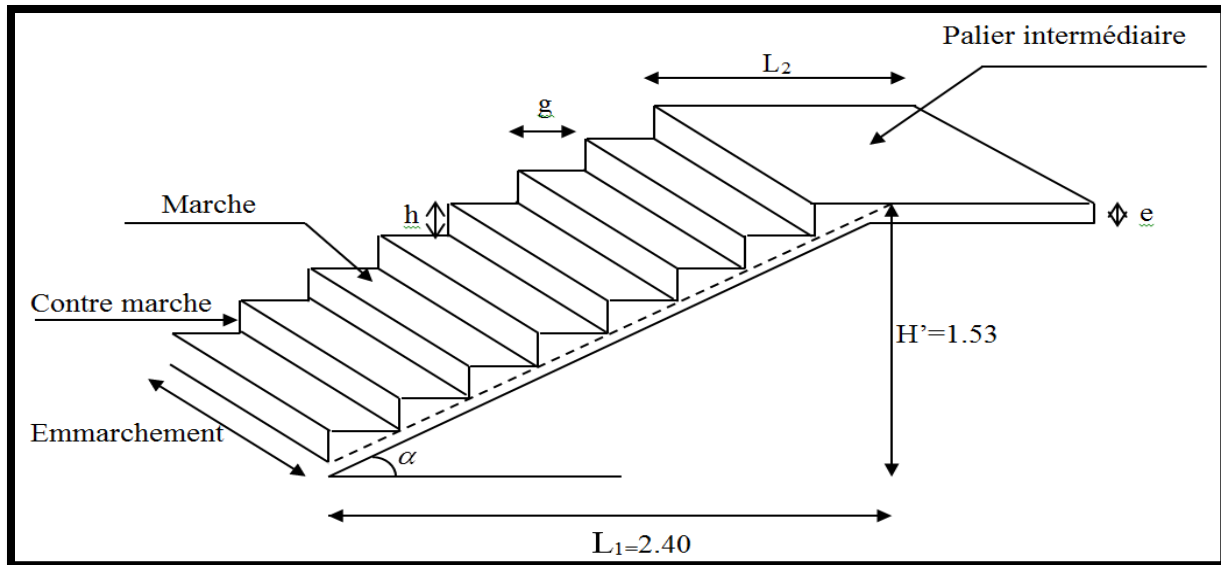


Figure II.3: Schéma de l'escalier.

E (Epaisseur du palier de repos)

L_1 (Projection de la volée)

g (Giron)

h (Hauteur de contre marche)

H' (Hauteur de la volée)

α (Inclinaison de la paillasse)

Dans notre structure on a un seul type types d'escalier,

Escalier à deux volets RDC pour une hauteur de 3.06m

Escalier à deux volets du 1^{er} étage au dernier étage avec une hauteur de 3.06m

Dimensionnement :

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$2h+g=m \text{ avec } 59 \leq m \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h: hauteur des marches.

g : largeur des marches.

Avec :

$$\begin{cases} 25 \leq g = \frac{L_0}{n-1} \leq 32 & \text{Nombre de contremarches.} \\ 14 \leq h = \frac{H_0}{n} \leq 20 & \text{Nombre de marches} \end{cases}$$

Soit : $2h+g=66\text{cm}$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$66n^2 - (66 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

-Pour RDC pour une hauteur de 3.06m

1) Première volée :

$$L_0 = 2,4\text{m}$$

$$H_0 = 1,53\text{m.}$$

$$L_p = 1,40\text{m.}$$

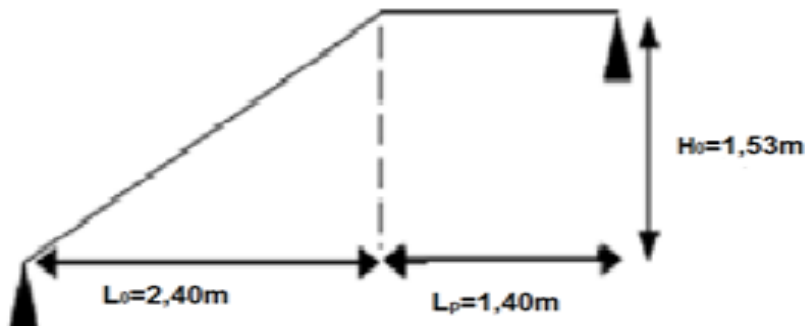


Figure II.4 : Schéma statique de la 1^{ère} volée du RDC

Soit : $2h+g=66\text{cm}$

$$66n^2 - (66 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

En remplace dans l'équation (2)

$$\rightarrow 66n^2 - (66 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$\rightarrow 66n^2 - 612n + 306 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=9$ (nombre de contre marche).

$n-1=8$ (nombre de marche).



Donc :

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \quad g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{153}{240} = 0.63 \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$L'_p = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \rightarrow L'_p = \frac{240}{\cos(32,51^\circ)} \rightarrow L'_p = 284,59 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle (paillasse+palier):

$$L_{\text{max}} = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$L_{\text{max}} = 284,59 + 140 = 424,59 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\text{max}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{max}}}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{424,59}{30} \leq e \leq \frac{424,59}{20}$$

$$14,15 \leq e \leq 21,22 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

2) Pour la 2^{ème} volée.

$$L_0 = 2,4 \text{ m}$$

$$H_0 = 1,53 \text{ m}$$

$$L_{p1} = 1,40 \text{ m}$$

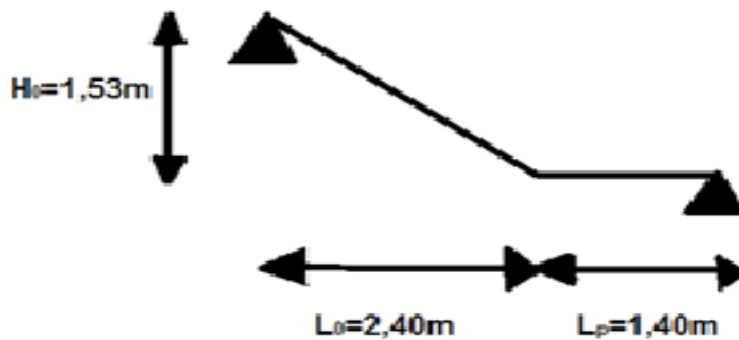


Figure II.5 : Schéma statique de la 2^{ème} volée du RDC ou étage courant

$$\text{Soit : } 2h + g = 66 \text{ cm}$$

$$66n^2 - (66 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$



En remplace dans l'équation (2)

$$\rightarrow 66n^2 - (66 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$\rightarrow 66n^2 - 612n + 306 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=9$ (nombre de contre marche).

$n-1=8$ (nombre de marche).

Donc :

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \quad g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{153}{240} = 0.63 \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$L'_p = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \rightarrow L'_p = \frac{240}{\cos(32,51^\circ)} \rightarrow L'_p = 284,59 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle (paillasse + palier) :

$L_{\max} = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$

$$L_{\max} = 284,59 + 140 = 424,59 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{424,59}{30} \leq e \leq \frac{424,59}{20}$$

$$14,15 \leq e \leq 21,22 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des éléments

Eléments	Pré dimensionnements
Poutre principale	(30×45) cm ²
Poutres secondaires	(30×45) cm ²
Poutre palière	(30×45) cm ²
Poteaux	(45×50) cm ²

Dalle de machine	E=25cm
Plancher corps creux	(16+4) cm
Escalier	Ep =15 cm
voile	E=20cm

Tableau II.2: le pré dimensionnement des éléments

II. 3.Évaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.2**

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible :

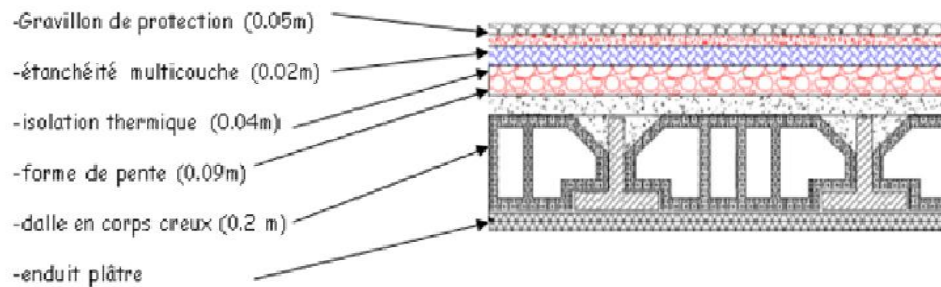


Figure II.6.Plancher terrasse inaccessible.

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.09	22	1.98
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux (20+4)	0.24	14	3,2
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			GT=6.51KN/m ² 2 QT=1KN/m ²

Tableau II.3: Charges et Surcharges du plancher terrasse inaccessible

II.3.2.Planches étage courant:

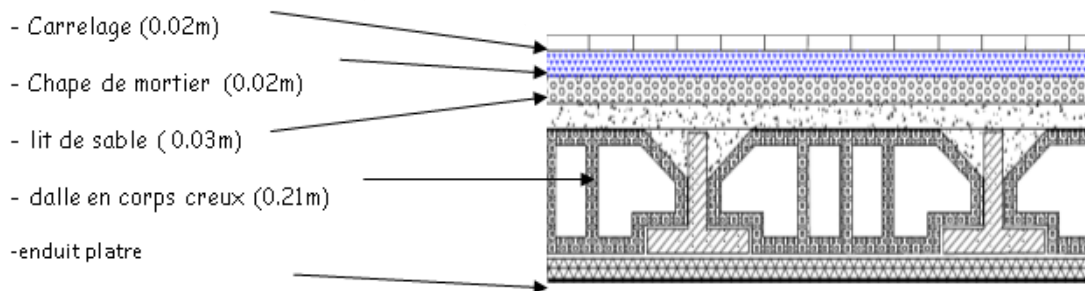


Figure II.7. Schéma d'un plancher d'étage courant.

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher à corps creux (20+4)	0.20	/	3,2
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons léger	0.1	10	1
			GT=5.78KN/m² QT=1.50KN/m²

Tableau II.4: Charges et Surcharges du plancher étage courant

II.3.3. l'Accrotère :

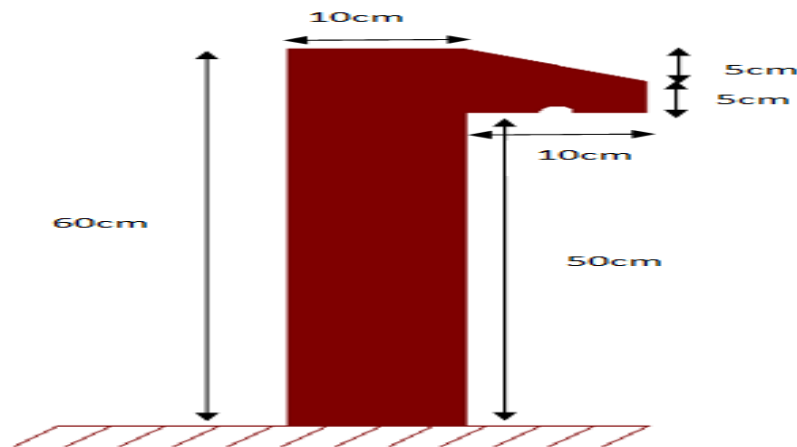


Figure II.8. le schéma de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \Rightarrow S = 0.069 \text{ m}^2$$

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

$$\text{Enduit de ciment} = 0.02 \times 2000 [0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.5 + 0.08] = 33.6 \text{ kg/m}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 172.5 + 33.6 = 2.061 \text{ KN/ml} \quad Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ KN/m}$$

II.3.4.Mur extérieurs :

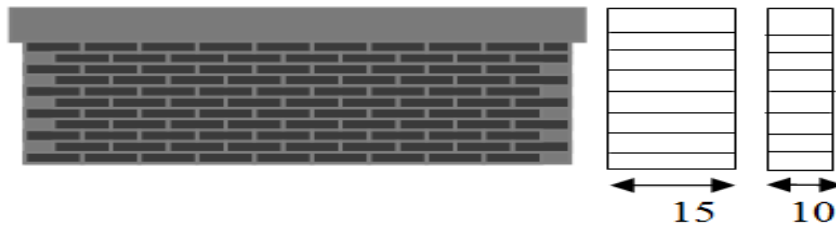


Figure II.9. Les cloisons extérieures.

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison avec 30% d'ouverture.

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse (10 cm)	0.10	9	0.90
Brique creuse (15 cm)	0.15	9	1.35
Enduit extérieur (2 cm)	0.02	20	0.40
Enduit intérieur (1.5 cm)	0.015	10	0.15
			GT=2,80KN/m²

Tableau II.5 : Evaluations des charges permanentes de mur extérieur.

Avec 30% d'ouverture $2,80 \times 0.7 = 1,96 \text{KN/m}^2$ **G = 1,96KN/m²**

II.3.5.Mur intérieurs :

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse (10 cm)	0.1	9	0.90
Enduit en plâtre (1.5cm) x 2	0.03	10	0.3
			GT=1.20KN/m²

Tableau II.6: Charges et surcharges murs intérieurs.



II.3.6. Escaliers

Volée (paillasse) :

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids (KN/m²)
Poids propre	0.15/cos32,5	25	4,44
Poids de marche	0.17/2	25	2,12
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Revêtement	0.015/cos32.5	20	0.35
Cadre corps métallique	/	/	0.10

GT=7,85KN/m²
QT=2.50KN/m²

Tableau II.7: Charges et Surcharges de la volée.

Palier :

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids (KN/m²)
Poids propre de la dalle	0.15	25	3,75
Poids des revêtements	0.015	20	0.30
Poids du mortier	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44

GT=4,89KN/m²
QT=2.50KN/m²

Tableau II.8: Charges et surcharges palier.

Élément		Charge permanente G "KN/m ² "	Surcharge d'exploitation Q "KN/m ² "
Plancher terrasse		6,51	1,0
Plancher étage courant		5,78	1,5
Mur extérieur		1,96	-
Mur intérieur		1,2	-
Acrotère		2,061	1,0
Escalier	Paillasse	7,85	2,5
	Palier	4,89	2,5

Tableau II.9: Tableau récapitulatif.

II.4.Descente des charges:

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes, les charges d'exploitations telles que : le poids des planchers, les murs de façade..... etc.

Le but de descente des charges est une vérification de la dimension des poteaux.

Loi de dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2; A: 6.3)

On adoptera pour le calcul :

- ✎ Sous terrasse Q_0 .
- ✎ Sous dernier étage Q_0+Q_1 .
- ✎ Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$.
- ✎ Sous le troisième étage $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✎ Sous le quatrième étage $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- ✎ Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$.

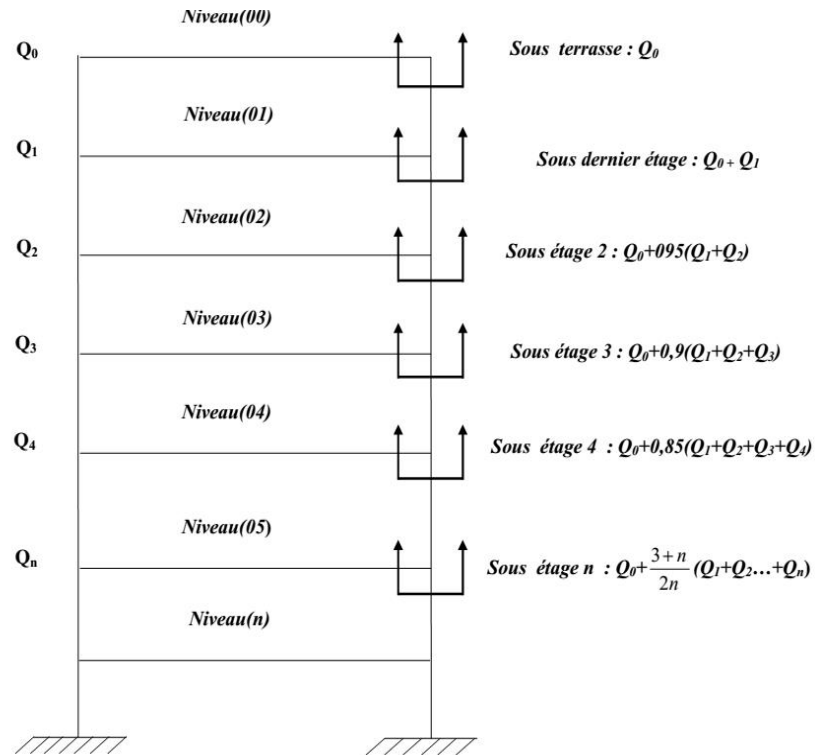


Figure II.10: La dégrossissement des charges

Nous avons trois types de poteaux:

A - Poteau central

B - poteau intermédiaire d'escalier

C - poteau de rive

A) poteau intermédiaire:

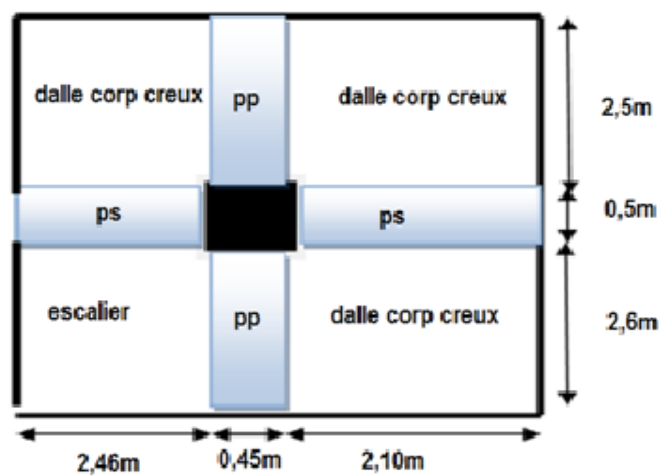
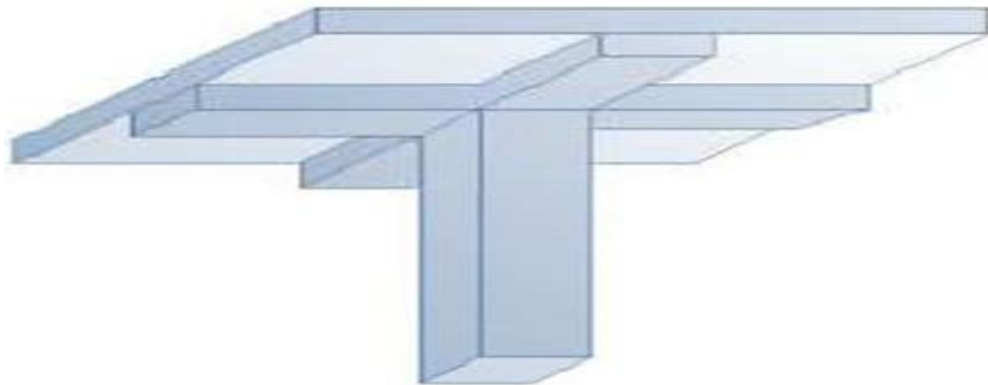


Figure II.11. Descente des charges pour poteaux de centre



Surface associée au poteau centre :

$$S = (5,1) \times (4,56) = 23,25 \text{ m}^2$$

Elément	Calcul (kN)
Plancher Corp. creux terrasse	$G=23,25 \times 6,51 = 151,38$
Plancher Corp. creux d'étage courant	$G=23,25 \times 5,78 = 134,38$
Poutres principales	$G=0,30 \times 0,45 \times 5,1 \times 25 = 17,21$
Poutres secondaires	$G=0,30 \times 0,40 \times 4,56 \times 25 = 13,68$
Charge d'exploitation terrasse	$Q=1,00 \times 23,25 = 23,47$
Charge d'exploitation d'étage courant	$Q=1,50 \times 23,25 = 34,87$
Mur extérieur d'étage courant ou rdc	$G = 1,96 \times (2,5 + 2,6 + 2,46) \times (3,06 - 0,45) = 38,67$
Poteaux d'étage courant (40 *45)	$G = (0,45 \times 0,50) \times (3,06) \times 25 = 17,21$
Paillasse	$G=0,15 \times (1,4 \times 2,4) \times 25 = 12,60$
Marche	$G=0,17/2 \times (1,4 \times 2,4) \times 25 = 7,14$
Palier	$G=0,15 \times (2,42 \times 1,4) \times 25 = 12,73$
Poutre palière	$G=0,3 \times 0,45 \times 2,46 \times 25 = 8,30$
Charge d'exploitation d'escalier	$Q=2,5 \times 6,75 = 16,88$

Tableau II.10 : La descente des charges du poteau central.



NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
8-8	Plancher terrasse	151,38	
	Poutres (principal +secondaires+ palière)	39,19	
	Surcharge d'exploitation		23,47
	Total8-8	190,57	23,47
7-7	Plancher étage courant		
	Poutres (principal+ secondaires +palière)	134,38	
	Poteaux (45*50)	39,19	
	Mur extérieur	17,21	
	Escalier (paillasse +marche +palier)	38,67	
	Revenant de N 8-8	32,47	
	Surcharge d'exploitation (escalier + étage courant)	190,57	23,47
	Total7-7	452,49	75,22
6-6	Plancher étage courant	134,38	
	Poutres (principal+ secondaires +palière)	39,19	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	38,67	
	Escalier (paillasse +marche +palier)	32,47	
	Revenant de N 7-7	452,49	
	Surcharge d'exploitation (escalier + étage courant)		23,47
	Total6-6	714,41	121,79
5-5	*Plancher étage courant	134,38	
	Poutres (principal+ secondaires +palière)	39,19	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	38,67	
	Escalier (paillasse +marche +palier)	32,47	
	Revenant de N 6-6	714,41	
			23,47



	Surcharge d'exploitation (escalier + étage courant)		139,72
	Total5-5	976,33	163,19
4_4	Plancher étage courant	134,38	
	Poutres (principal+ secondaires +palière)	39,19	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	38,67	
	Escalier (paillasse +marche +palier)	32,47	
	Revenant de N 5-5	967,33	23,47
	Surcharge d'exploitation (escalier + étage courant)		175,95
	Total4-4	1238,25	199,42
3_3	Plancher étage courant	134,38	
	Poutres (principal+ secondaires +palière)	39,19	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	38,67	
	Escalier (paillasse +marche +palier)	32,47	
	Revenant de N 4-4	1238,25	23,47
	Surcharge d'exploitation (escalier + étage courant)		207
	Total3-3	1500,17	230,47



2_2	Plancher étage courant	134,38	
	Poutres (principal+ secondaires +palière)	39,19	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	38,67	
	Escalier (paillasse +marche +palier)	32,47	
	Revenant de N 3-3	1500,17	23,47
	Surcharge d'exploitation (escalier + étage courant)		232,87
	Total2-2	1762,09	256,34
1_1	Plancher étage courant	134,38	
	Poutres (principal+ secondaires +palière)	39,19	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	38,67	
	Escalier (paillasse +marche +palier)	32,47	
	Revenant de N 2-2	1762,09	
	Surcharge d'exploitation (escalier + étage courant)		253,57
	Total 1-1	2024,01	277,05

B) poteau de rive:

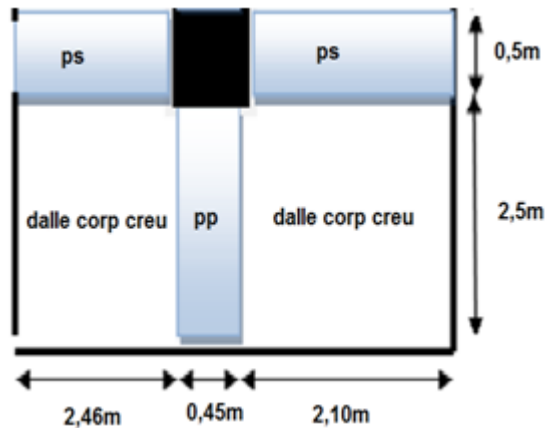


Figure II.12. Descente des charges pour poteaux de centre

Surface associée au poteau rive :

$$S = 4,56 \times 2,50 = 11,4 \text{m}^2$$

Elément	Calcul (KN)
Acrotère	$G = 2,061 \times 5,01 = 10,32$
Plancher Corp. creux terrasse	$G = 6,51 \times 11,4 = 74,21$
Plancher Corp. creux d'étage courant	$G = 5,78 \times 11,4 = 65,89$
Poutres principales	$G = 0,30 \times 0,45 \times 2,5 \times 25 = 8,43$
Poutres secondaires	$G = 0,30 \times 0,4 \times 4,56 \times 25 = 13,68$
Poteau (45*50) d'étage courant ou rdc	$G = 0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 25 = 17,21$
Charge d'exploitation terrasse	$Q = 1,00 \times 11,62 = 11,62$
Charge d'exploitation d'étage courant	$Q = 1,50 \times 11,4 = 17,1$
Mur extérieur	$G = 1,96 \times 18,65 = 36,56$

Tableau. II.11. Descente des charges pour poteaux de rive



NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
8-8	L'acrotère	10,32	
	Plancher terrasse	74,21	
	Poutres (principal+ secondaires)	22,11	
	Surcharge d'exploitation		11,62
	Total8-8	106,64	11,62
7-7	Plancher courant	65,89	
	Poutres (principal+ secondaires)	22,11	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mure extérieur	36,56	
	Revenant de N 8-8	106,64	11,62
	Surcharge d'exploitation		17,10
Total7-7	248,41	28,72	
6-6	Plancher courant	65,89	
	Poutres (principal+ secondaires)	22,11	
	Poteaux (30*40)	17,21	
	Mur extérieur	36,56	
	Revenant de N 7-7	248,41	11,62
	Surcharge d'exploitation		32,49
Total6-6	390,18	44,11	
5-5	Plancher courant	65,89	
	Poutres (principal+ secondaires)	22,11	
	Poteaux (30*40)	17,21	
	Mur extérieur	36,56	
	Revenant de N 6-6	390,18	11,62
	Surcharge d'exploitation		46,17
Total5-5	531,95	57,79	



4_4	Plancher courant Poutres (principal+ secondaires) Poteaux (30*40) Mur extérieur Revenant de N5-5 Surcharge d'exploitation	65,89 22,11 17,21 36,56 531,95	11,62 58,14
	Total4-4	673,72	69,76
3_3	Plancher courant Poutres (principal+ secondaires) Poteaux (30*40) Mur extérieur Revenant de N4-4 Surcharge d'exploitation	65,89 22,11 17,21 36,56 673,72	11,62 68,40
	Total3-3	815,49	80,02
2_2	Plancher courant Poutres (principal+ secondaires) Poteaux (30*40) Mur extérieur Revenant de N3-3 Surcharge d'exploitation	65,89 22,11 17,21 36,56 815,49	11,62 76,95
	Total2-2	957,26	88,57

1_1	Plancher courant	65,89	
	Poutres (principal+ secondaires)	22,11	
	Poteaux (30*40)	17,21	
	Mur extérieur	36,56	
	Revenant de N2-2	957,26	11,62
	Surcharge d'exploitation		
	Total1-1	1099,03	95,41

C) poteaux d'angle :

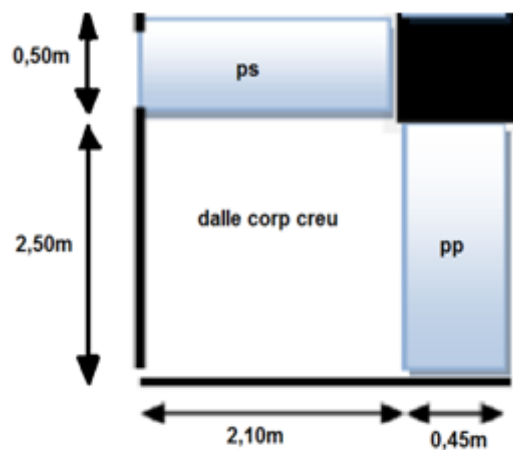


Figure II.13. La descente des charges du poteau d'angle

Surface associe au poteau d'angle :

$$S = 2,5 \times 2,10 = 5,24$$



Elément	Calcul (KN)
Acrotère	$G=5,44 \times 2,061=11,22$
Plancher Corps creux terrasse	$G=6,51 \times 5,24=34,11$
Plancher Corps creux d'étage courant	$G=5,78 \times 5,24=30,28$
Poutres principales	$G=0,3 \times 0,45 \times 2,5 \times 25=8,43$
Poutres secondaires	$G=0,3 \times 0,4 \times 2,1 \times 25=6,30$
Poteau(45*50) étage courant	$G=0,45 \times 0,50 \times 3,06 \times 25=17,21$
Poteau (45*50) rdc	$G=0,45 \times 0,50 \times 3,57 \times 25=20,10$
Mur extérieur étage courant	$G=1,96 \times 12,11=23,73$
Mur extérieur rdc	$G=1,96 \times 14,45=28,33$
Charge d'exploitation terrasse	$Q=5,46 \times 1=5,46$
Charge d'exploitation d'étage courant	$Q=5,24 \times 1,5=7,86$

tableau II.12. Descente des charges pour poteaux de rive

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
8-8	L'acrotère	11,22	
	Plancher terrasse	34,11	
	Poutres (principal+ secondaires)	14,73	
	Surcharge d'exploitation		5,46
	Total8-8	60,06	5,46
7-7	Plancher courant	30,28	
	Poutres (principal+ secondaires)	14,73	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	23,73	
	Revenant de N 8-8	60,06	5,46
	Surcharge d'exploitation		7,86
	Total7-7	146,01	13,32



6-6	Plancher courant	30,28	
	Poutres (principal+ secondaires)	14,73	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	23,73	
	Revenant de N 7-7	146,01	5,46
	Surcharge d'exploitation		14,93
	Total6-6	231,96	20,39
5-5	Plancher courant	30,28	
	Poutres (principal+ secondaires)	14,73	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	23,73	
	Revenant de N 6-6	231,96	5,46
	Surcharge d'exploitation		21,22
	Total5-5	317,91	26,68
4_4	Plancher courant	30,28	
	Poutres (principal+ secondaires)	14,73	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	23,73	
	Revenant de N 5-5	317,91	5,46
	Surcharge d'exploitation		26,72
	Total4-4	403,86	32,18



3_3	Plancher courant	30,28	
	Poutres (principal+ secondaires)	14,73	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	23,73	
	Revenant de N 4-4	403,86	5,46
	Surcharge d'exploitation		31,44
	Total3-3	489,81	36,90
2_2	Plancher courant	30,28	
	Poutres (principal+ secondaires)	14,73	
	Poteaux (45*50)	17,21	
	Mur extérieur	23,73	
	Revenant de N 3-3	489,81	5,46
	Surcharge d'exploitation		35,37
	Total2-2	575,76	40,83
1_1	Plancher courant	30,28	
	Poutres (principal+ secondaires)	14,73	
	Poteaux (45*50)	20,10	
	Mur extérieur	28,33	
	Revenant de N 2-2	575,76	5,46
	Surcharge d'exploitation		38,51
	Total1-1	669,20	43,97

Tableau II.13: La descente des charges du poteau de rive.

**L'effort normal ultime**

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

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)
Poteau central	2024,01	277,05	3147,98
Poteau de rive	1099,03	95,41	1626,80
Poteau d'angle	669,20	43,97	969,37

Tableau II.14 : Les valeurs de N_u .

II.5.Vérification :**II.5.2.Vérification au flambement :**

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

$$N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton=1,5.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers=1,15

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement. ; ($l_f = 0,7 \cdot L_0$)

L_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de gyration $i = (I / B)^{1/2}$.

I : Moment d'inertie $I = bh^3 / 12$

II.5.3 :Vérification du poteau RDC:

$$l_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 3,12 = 2,18\text{m}$$

$$B = 0,45 \times 0,50 = 0,225$$



$$I = 0,45 \times 0,50^3 / 12 = 4,68 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$i = (4,68 \times 10^{-3} / 0,225)^{1/2} = 0,144$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 2,18 / 0,144 = 15,13 < 50 \text{ on prend } \lambda = 35$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,71$$

$$\text{D'après le BAEL91 on doit vérifier : } N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

D'après le BAEL91 on prend $A = 0,01$

Alors: **3147,98 KN < 6239,37 KN** CV

Or nous avons :(article B.8.4.1)

$$B_r = (0,45 - 0,02) \times (0,50 - 0,02) = 0,21 \text{m}^2$$

Donc il n'y a pas de risque de flambement.

II.6.Conclusion:

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projets en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par le *RPA99 version 2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'estimer les dimensions des sections des différents éléments de la structure.



Chapitre III :

étude des élément secondaires

III.1. Introduction

III.2. L'acrotère

III.3. Etude des planchers

III.4. Etude de la dalle de machine

III.5. L'escalier

III.6. Calcul de la poutre palière (30*45)

III.7. Conclusion

III : ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES :

III.1. Introduction :

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

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Définition :

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

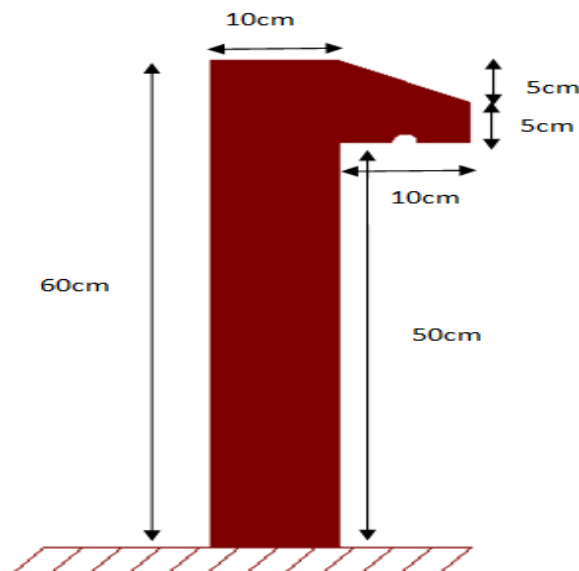


Figure.III.1. schéma de l'acrotère



III.2.2. Evaluation des charges :

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

1 . Poids propre :

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

$$G=2.061 \text{ KN/ml}$$

2 . Charge d'exploitation :

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

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

Vérification sous l'effet de séisme :

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone.

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

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ \\ W_p = 2.214 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \quad \text{Pour notre cas } C_p = 0.80$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,061 \Rightarrow F_p = 1.063 \text{ KN/m.}$$

. Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

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

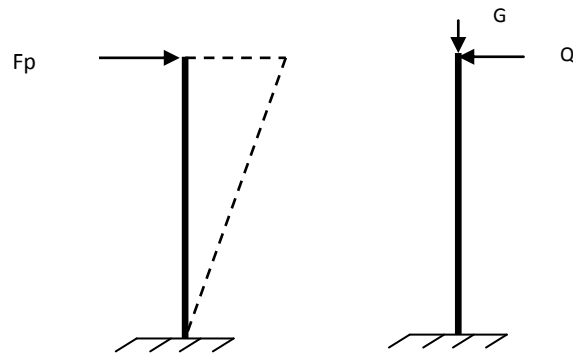


Figure . III.2: Schéma statique de l'acrotère

III.2.3. Calcul des sollicitations :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = G = 2,061 \text{ KN/ml}. \\ V_G = 0. \\ M_G = 0. \end{array} \right.$$

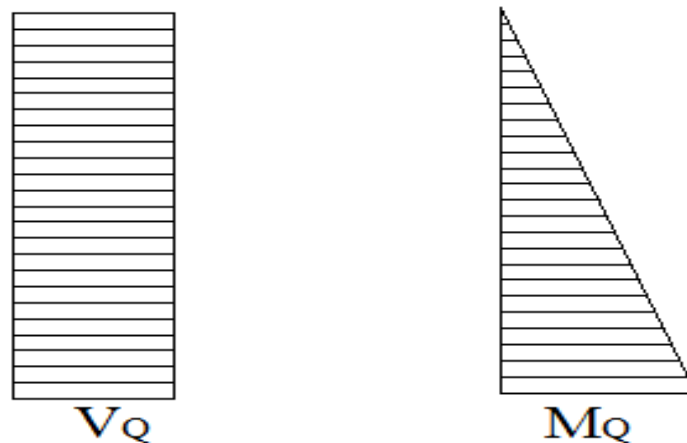


Figure.III.3 : Diagrammes des sollicitations

III.2.4. Combinaison des sollicitations:

À ELU :

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

À ELS :

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

III.2.5. Ferrailage de l'acrotère (E.L.U) :**Détermination de l'excentricité de calcul :**

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

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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



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

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

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

Position du centre de pression :

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

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

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

III.2.6. Calcule de Ferrailage :

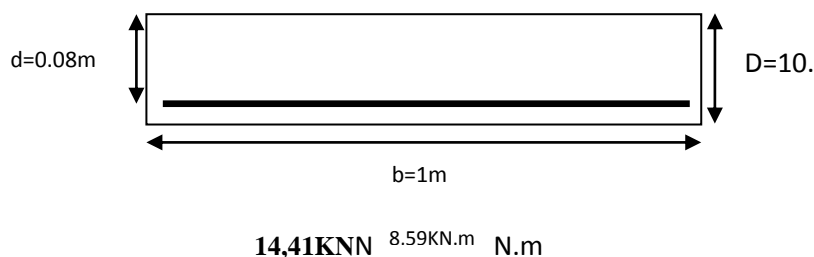


Figure.III.4. section de ferrailage

-Le moment fictif :

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

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

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

**-Le moment réduit :**

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

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

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

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

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

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

-La section fictive d'aciers tendus :

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

-La section réelle d'acier tendu est:

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

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

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

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

L'espacement :

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

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

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



Armatures de répartition :

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

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

L'espacement

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

Vérification du diamètre des armatures :

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

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

III .2.7. Vérification (E.L.S)

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

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

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

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

Un état limite de compression du béton : (A.4.5.2) :

La contrainte limite de compression du béton :

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

Calcul de l'inertie de la section homogène réduite :

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

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

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

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable

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

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

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

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

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

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

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

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



$\sigma_s = 36.19\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$condition vérifiée.

Vérification au flambement :

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

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

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

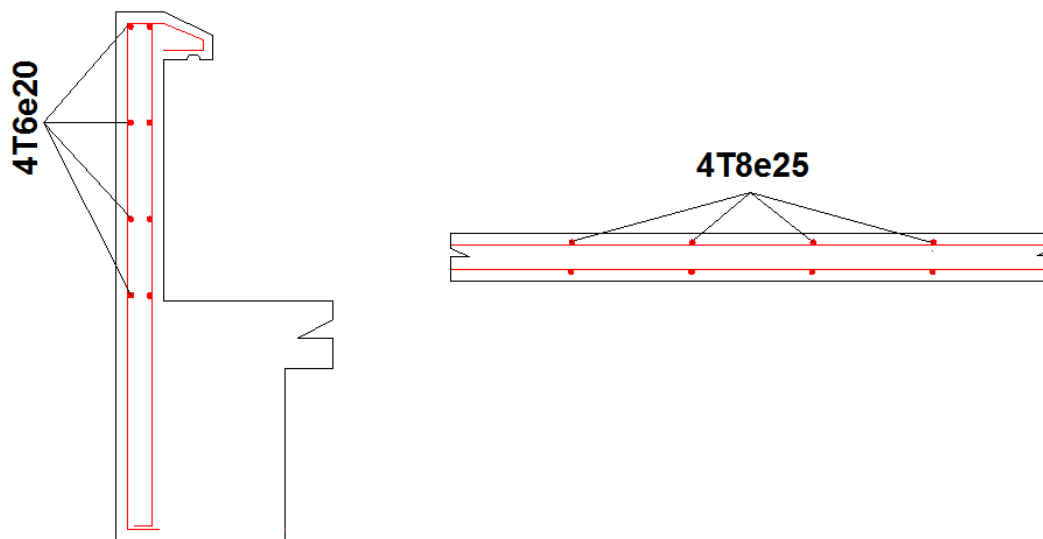


Figure. III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude de plancher :

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

Nous avons un plancher en corps creux qui a comme avantages :

- Assurer une bonne isolation phonique et thermique.
- Plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids total de la structure



III.3.1. Choix de la méthode de calcul :

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

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

III.3.1.1. Méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.
- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 à 1.25.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{13,02; 5 \text{ KN/m}^2\}$ Condition Vérifiée

2- Les moments d’inertie sont constants Condition Vérifiée

3-

$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2,5}{2,5} = 1,00$ Condition **vérifiée.**

$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2,5}{2,6} = 0,96$ Condition **vérifiée.**

4- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable ...Condition Vérifiée

5- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position...condition Vérifiée

La condition des portées successives compris entre 0,8 et 1.25

($0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$) vérifiée, donc pour le calcul des planchers on applique la

III.3.1.2. Principe de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_e et M_w . (M_e : moment pour appui droit, M_w : moment pour appui gauche) à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant M_0 dans la travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée est soumise aux mêmes charges.

M_0 : le moment fléchissant isostatique de la travée considérée.

M_w et M_e : les valeurs des moments sur appuis de gauche et droite de la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée en prenant en compte la continuité

Les valeurs des moments (M_t , M_w , M_e) doivent vérifiées les conditions suivantes :

D'après les règles de BAEL91 les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions

BAEL91 les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les condition $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ 1,05M_0 \end{array} \right\} \text{ (Dans le cas général)}$$

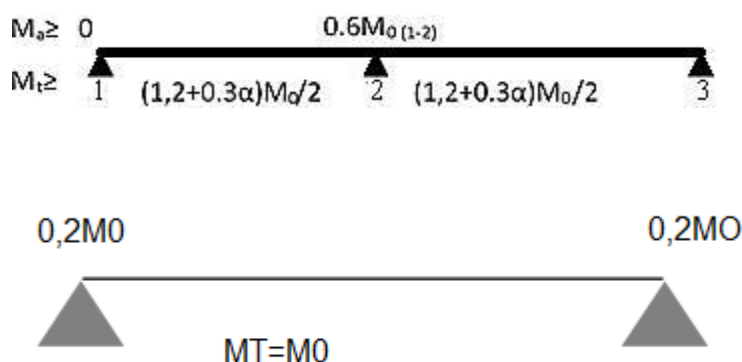
$$M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2} \text{ (Dans une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0}{2} \text{ (Dans une travée rive)}$$

La valeur absolue de M_w et M_e n'est pas inférieure à :

0,6 M_0 : dans le cas d'une poutre à deux travées ;

$$M_0 (1-2) = \max (M_{01} ; M_{02})$$



**Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

Méthode forfaitaire :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient.

En compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées.

10 % pour une poutre à plus de deux travées.

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

Valeurs des moments :

$$M_0 = q L^2 / 8 \quad (\text{moment isostatique})$$

Valeurs des efforts tranchants :

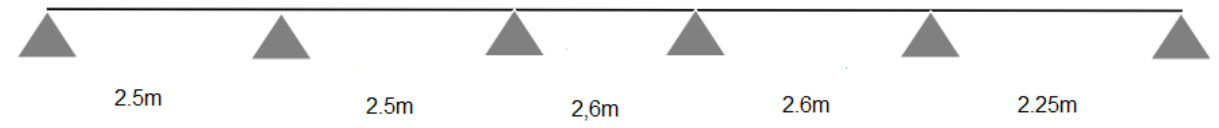
La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui de droite (T_e) est donnée par les expressions suivantes :

$$T_w = T_0 + (M_w - M_e) / L$$

$$T_e = -T_0 + (M_w - M_e) / L$$

$$T_0 = q L / 2 \quad (\text{l'effort tranchant isostatique})$$

L : longueur de la portée considérée.

**Type de poutrelles :****Type :01****Type :02****Type 3 :****III.3.2. Evaluation des charges :**

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

Plancher	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	b	G x b	Q x b	ELU	ELS
						q _u	q _s
Terrasse	6,11	1,00	0,65	3,97	0,65	6,33	4,62
Courante	5,38	1,50	0,65	3,49	0,97	6,16	4,46

Tableau III .1 : Evaluation des charges dans les nervures.



III.3.3. Calcul des moments et des efforts tranchants :

méthode de forfaitaire :

Plancher	Travée	Portée (m)	Mo ELU (kN*m)	Mo ELS (kN*m)	To ELU (kN)	To ELS (kN)
Etage courant	AB	2,5	4,81	3,48	7,7	5,57
	BC	2,5	4,81	3,48	7,7	5,57
		4,19	13,51	9,78	12,90	9,34
Etage terrasse		4,19	13,89	9,78	13,26	9,67

Tableau III.2 : Tableau des moments isostatiques Mo et des efforts tranchants To

A) -Calcul des moments à ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{6,33+1,5} = 0,21$$

-Les moments sur appuis :

$$Ma1=0,2 M0 (AB)=0,2 \times 4,81= \mathbf{0,96 \text{ KN*m}}$$

$$Ma2=0,6 M0 (BC)=0,6 \times 4,81= \mathbf{2,88 \text{ KN*m}}$$

$$Ma3=0,2 M0 (BC) = 0,2 \times 4,81= \mathbf{0,96 \text{ KN*m}}$$

-Les moments sur travée :

Travées (AB) : travée de rive

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{M_w+M_e}{2}\right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$M_t (AB) : \max \begin{cases} 1,06 (4,81) - (0,96+2,88)/2 = \mathbf{3,17 \text{ KN*m}} \\ (1,2+0,3 \times 0,21) \times 4,81/2 = \mathbf{3,03 \text{ KN*m}} \end{cases}$$



$$M_t (AB) = \mathbf{3,17 \text{ KN*m}}$$



Travées (BC) :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \begin{cases} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$M_t(\text{BC}) : \max \begin{cases} 1,06(4,81) - (2,88 + 0,96)/2 = 3,17 \text{KN}\cdot\text{m} \\ (1,2 + 0,3 \times 0,21) \times 4,81/2 = 3,03 \text{KN}\cdot\text{m} \end{cases}$$



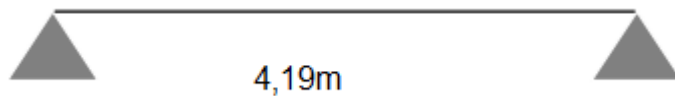
$$M_t(\text{BC}) = 3,17 \text{KN}\cdot\text{m}$$

Calcul des efforts tranchant :

$$T_w(\text{AB}) = T_w(\text{BC}) = q_u L/2 = 6,16 \times 2,5/2 = 7,70 \text{KN}$$

$$T_e(\text{AB}) = T_e(\text{BC}) = 1,1 T_w(1-2) = 1,1 \times 7,70 = 8,47 \text{KN}$$

Type 02 :



Les moments sur appuis :

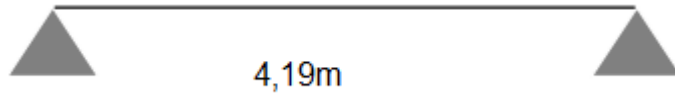
$$M_a = 0,2 M_0 = 0,2 \times 13,51 = 2,7 \text{KN}\cdot\text{m}$$

Les moments sur travée :

$$M_o = M_t = 13,51 \text{KN}\cdot\text{m}$$

Calcul des efforts tranchant :

$$T_w = q_u L/2 = 6,16 \times 4,19/2 = 12,90 \text{KN}$$

Type03 (terrasse) :

Les moments sur appuis :

$$M_a = 0,2 \quad M_0 = 0,2 \times 13,89 = 2,8 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

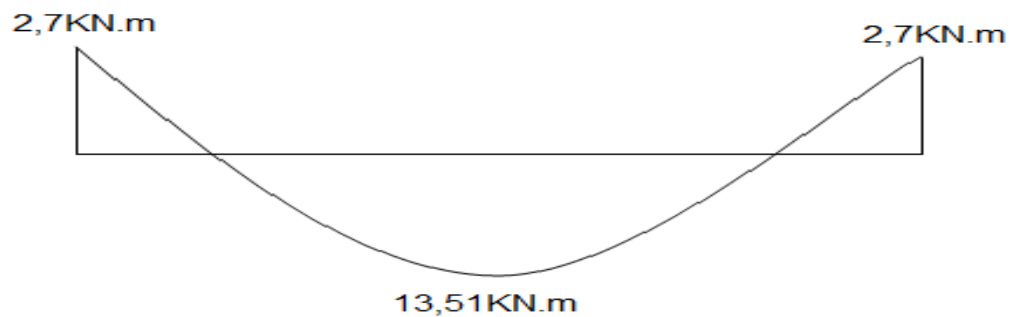
Les moments sur travée :

$$M_o = M_t = 13,89 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Calcul des efforts tranchant :

$$T_w = q_u L/2 = 6,33 \times 4,19/2 = 13,26 \text{ KN}$$

$$T_e = 1,1 T_w = 1,1 \times 13,26 = 14,58 \text{ KN}$$



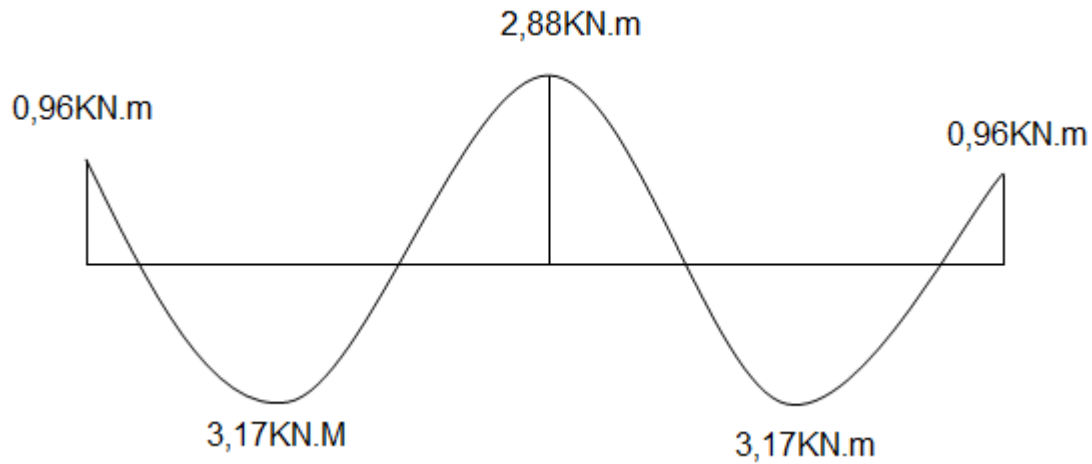


Figure V.1 : Diagramme des moments à L'ELU

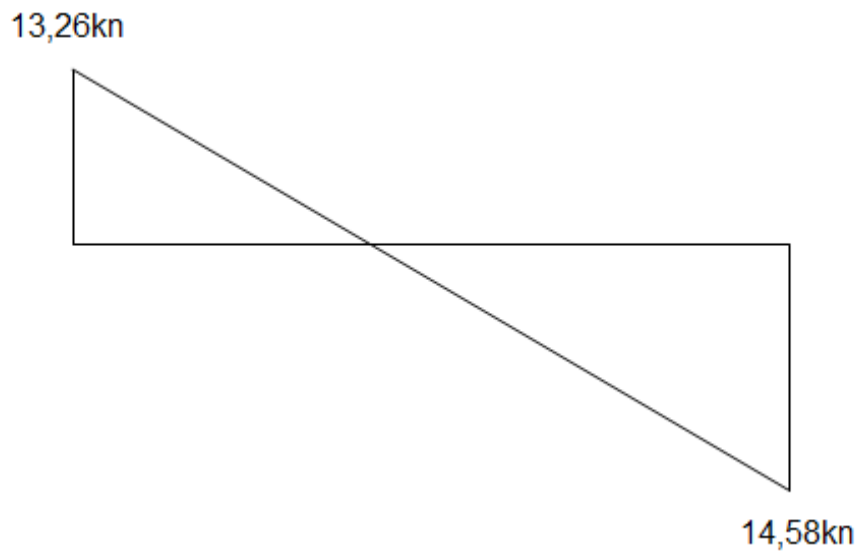


Figure III.6: Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU

Calcul à l'état limite servies :

-Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = Ma_3 = 0,2 M_0 = 0,20 \times 3,48 = \mathbf{0,69 \text{ KN}^*m}$$

$$Ma_2 = 0,6 M_0 \text{ (BC)} = 0,6 \times 3,48 = \mathbf{2,08 \text{ KN}^*m}$$




Les moments sur travée :

Travées (AB) : travée dérivée

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$


$$M_t \text{ (AB) : } \max \begin{cases} 1,06 (3,48) - (0,69+2,08)/2 = \mathbf{2,30 \text{ KN}\cdot\text{m}} \\ (1,2+0,3 \times 0,21) \times 3,48/2 = \mathbf{2,19 \text{ KN}\cdot\text{m}} \end{cases}$$

 **$M_t \text{ (AB)} = 2,30 \text{ KN}\cdot\text{m}$**

Travées (BC) :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \begin{cases} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$M_t \text{ (BC) : } \max \begin{cases} 1,06 (3,48) - (0,69+2,08) / 2 = \mathbf{2,30 \text{ KN}\cdot\text{m}} \\ (1,2+0,3 \times 0,21) \times 3,48/2 = \mathbf{2,19 \text{ KN}\cdot\text{m}} \end{cases}$$

 **$M_t \text{ (BC)} = 2,30 \text{ KN}\cdot\text{m}$**

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w \text{ (AB)} = T_w \text{ (BC)} = q_s L/2 = 3,48 \times 2,5/2 = \mathbf{4,35 \text{ KN}}$$

$$T_e \text{ (AB)} = T_w \text{ (BC)} = 1,1 T_w \text{ (AB)} = 1,1 \times 4,35 = \mathbf{4,78 \text{ KN}}$$

$$T_w \text{ (BC)} = q_s L/2 = 1,1 \times 4,88 \times 4,93/2 = \mathbf{12,03 \text{ KN}}$$

$$T_e \text{ (BC)} = q_s L/2 = 4,88 \times 4,93/2 = \mathbf{12,03 \text{ KN}}$$

Type 02 :

Les moments sur appuis :

$$M_a = 0,2 M_0 = 0,2 \times 9,78 = \mathbf{1,95 \text{ KN}\cdot\text{m}}$$



Les moments sur travée :

$$M_o = M_t = 9,78 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchant :

$$T_w = q_s L/2 = 4,46 \times 4,19/2 = 9,34 \text{ KN}$$

$$T_e = 1,1 T_w = 1,1 \times 9,34 = 10,27 \text{ KN}$$

Type 03 :

Les moments sur appuis :

$$M_a = 0,2 M_0 = 0,2 \times 9,78 = 1,95 \text{ KN.m}$$

Les moments sur travée :

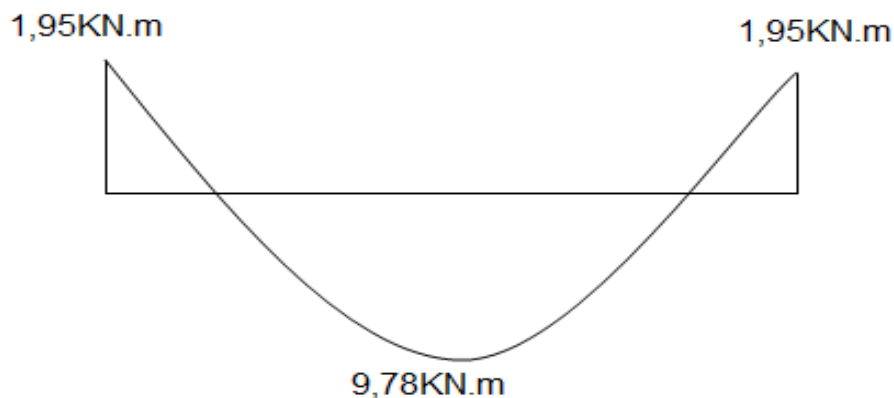
$$M_o = M_t = 9,78 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchant :

$$T_w = q_s L/2 = 4,72 \times 4,19/2 = 9,67 \text{ KN}$$

$$T_e = 1,1 T_w = 1,1 \times 9,67 = 10,63 \text{ KN}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants



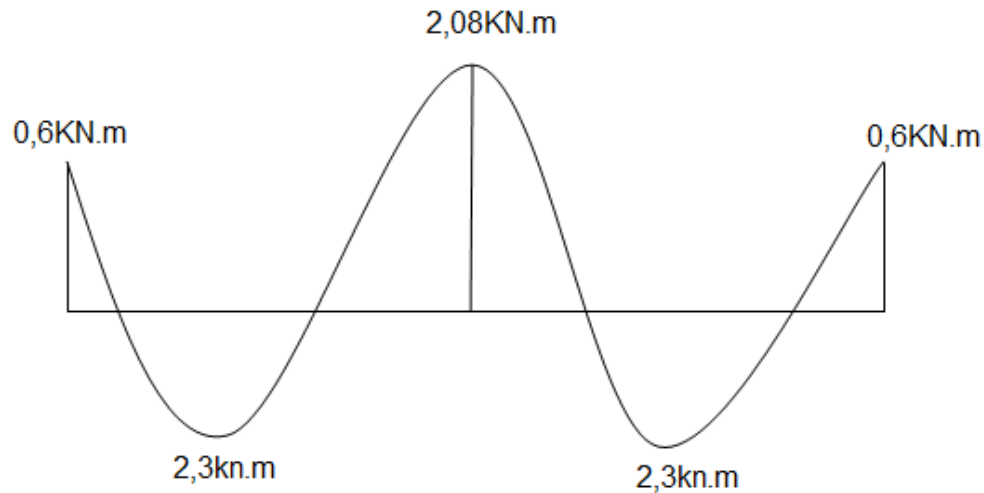


Figure III.7 : Diagramme des moments à L'ELS

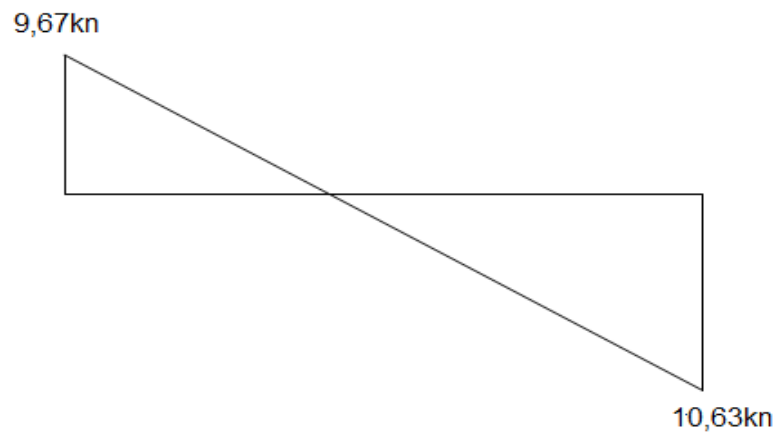


Figure III.8 : Diagrammes des efforts tranchants à L'ELS

III.3.4. Calcul du ferrailage :

Exemple de ferrailage :

E.L.U. :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M_{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".



Si $M_{tab} > M_{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec ;

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_{eE400} \\ f_{c28} = 25MPa \\ f_{t28} = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{cases}$$

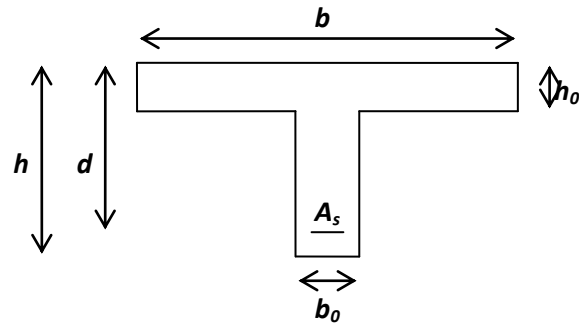


Figure III.9: Dimensions du poutrelles

$$\sigma_{bc} = 14,17 MPa. \quad ; \quad b = 65cm \quad ; \quad h_0 = 4cm \quad ; \quad d = 0,9h = 18cm$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 N.m$$

$$M_{tab} = 59072N.m > M_{MAX} = 12570 N.m.$$

Lorsque le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de la résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table de compression b .

En travée :

Les moments max en travée :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } M_{tu} = 13,8 \text{ KN*m.} \\ \text{à l'ELS : } M_{ts} = 9,78 \text{ KN*m.} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bc}} = \frac{13,89}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,046.$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{13,89}{9,78} = 1,41.$$

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

$$\mu_{bu} = 0,046 < \mu_{lu} = 0,30 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) \Rightarrow \alpha = 0,06.$$



$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,06 \times 65 \times 18 \times 14,16}{348} \Rightarrow A_s = 2,28 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max(1,3 \text{ cm}^2; 1,41 \text{ cm}^2) = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2, \text{ donc: } A_s = \mathbf{2,28 \text{ cm}^2}.$$

On adopte **3HA10** de section $A_s = \mathbf{2,36 \text{ cm}^2}$.

En appui :

$$\text{Les moments max en appui : } \begin{cases} \text{à l'ELU : } M_{au} = 10,15 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ \text{à l'ELS : } M_{as} = 7,41 \text{ KN} \cdot \text{m.} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,8}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,17} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,05$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{2,8}{1,95} = 1,43$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,292$$

$$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) \Rightarrow \alpha = 0,064.$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,064 \times 10 \times 18 \times 14,17}{348} \Rightarrow A_s = 0,37 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{max} \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \max \left\{ \frac{10 \times 20}{1000}; 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max(0,2 \text{ cm}^2; 0,21 \text{ cm}^2) = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,37 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,21 \text{ cm}^2, \text{ donc } A_s = \mathbf{0,37 \text{ cm}^2}.$$

On adopte **1HA12** de section $A_s = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2}$.

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28\text{m}^2.$$

On adopte **2T6** avec **A_s=0,57cm²**

Espacement : d'après RPA99/V2003, Article (7.5.2.2)

-dans les zones nodales $S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \Rightarrow S_t = 5\text{cm.}$,

-En dehors de la zone nodale $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 10\text{cm.}$

-Vérification :**-À l'ELS :**

Fissuration peu préjudiciable.

En travée :

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{13,8}{9,78} = 1,41.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,8}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,045.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) \Rightarrow \alpha = 0,057.$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha_{travée} = 0,057$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{2,8}{1,95} = 1,41.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,8}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,17} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,058$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058}) \Rightarrow \alpha = 0,07.$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha_{appui} = 0,07$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13,26}{0,65 \times 0,18} \times 10^{-3} = 0,12 \text{MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,12 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,19} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{la première condition n'est pas vérifiée,}$$

donc il faut calculer la flèche.

Evaluation des charges :

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (P = 4,88 KN/ml).

G : l'ensemble des charges permanentes (G = 4,23KN/ml).

J l'ensemble des charges permanentes sans revêtements (J=2,31KN /ml):

-Position de l'axe neutre :

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right) \Rightarrow Y = \frac{15 \times 2,36}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 2,36}{7,5 \times 2,36^2}} - 1 \right) = 4,56 \text{cm.}$$

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

$$I = \frac{b \cdot Y^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2.$$

En travée :

$$I = \frac{65 \times 4,56^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,56)^2 = 11239,63 \text{cm}^4.$$

Calcul des sollicitations :

$$M_P = \frac{PL^2}{8} = \frac{7,11 \times 4,19^2}{8} = 15,60 \text{KN} * m$$

$$M_g = \frac{gL^2}{8} = \frac{6,11 \times 4,19^2}{8} = 13,40 \text{KN} * m.$$

$$M_J = \frac{J \cdot L^2}{8} = \frac{2,31 \times 4,19^2}{8} = 5,06 \text{KN} * m.$$

**Calcul des contraintes :**

$$K' = \frac{M_p}{I} = \frac{15,60}{11239,61} \times 10^3 = 1,38$$

$$K'' = \frac{M_g}{I} = \frac{13,40}{11239,61} \times 10^3 = 1,19$$

$$K''' = \frac{M_J}{I} = \frac{5,06}{11239,61} \times 10^3 = 0,45$$

Béton :

$$\sigma_{bcP} = K' \cdot Y = 1,38 \times 4,56 = 6,29 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcG} = K'' \cdot Y = 1,19 \times 4,56 = 5,42 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcJ} = K''' \cdot Y = 0,45 \times 4,56 = 2,05 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Acier :

$$\sigma_{sP} = 15K'(d - Y) = 15 \times 1,38 \times (18 - 4,56) = 278,20 \text{MPa} > \bar{\sigma} = 240 \text{MPa.} \text{ Condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\sigma_{sG} = 15K''(d - Y) = 15 \times 1,19 \times (18 - 4,56) = 239,90 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 240 \text{MPa.} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{sJ} = 15K'''(d - Y) = 15 \times 0,45 \times (18 - 4,56) = 90,72 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 240 \text{MPa.} \text{ Condition vérifiée.}$$

On a une contrainte n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche par :

Calcul de λ_i et λ_V :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{Avec : } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,018.$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,018 \times 2,46} = 2,37.$$

$$\lambda_V = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_V = 0,95$$

$$\mu_{sP} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sP} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,018 \times 278,20 + 2,1} = 0,83.$$

$$\mu_{sG} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,018 \times 239,9 + 2,1} = 0,81.$$



$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,018 \times 90,72 + 2,1} = 0,57.$$

L'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 3,39 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 46587,73 \text{ cm}^4.$$

Calcul L'inertie de la section fissurée :

$$I_{fP} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sP}} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 2,37 \times 0,83} = 17271,57 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sG}} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 2,37 \times 0,81} = 17610,48 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fJ} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sJ}} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 2,37 \times 0,57} = 21798,67 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fGV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu_{sG}} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 0,95 \times 0,81} = 29117,33 \text{ cm}^4.$$

Calcul des flèches :

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

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fP}} = \frac{15,60 \times 4,19^2}{10 \times 32164,2 \times 17271,57 \times 10^{-5}} = 0,004 \text{ m}.$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{13,40 \times 4,19^2}{10 \times 32164,2 \times 17610,48 \times 10^{-5}} = 0,004 \text{ m}.$$

$$-f_{ji} = \frac{M_{tj} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fJ}} = \frac{5,06 \times 4,19^2}{10 \times 32164,2 \times 21798,67 \times 10^{-5}} = 0,001 \text{ m}.$$

$$f_{gV} = \frac{M_{tg} \cdot L^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fGV}} = \frac{13,40 \times 4,19^2}{10 \times 10721,4 \times 29117,33 \times 10^{-5}} = 0,007 \text{ m}.$$

$$\Delta f = f_{gV} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{gi} = 0,007 - 0,001 + 0,004 - 0,004 = 0,006 \text{ m}.$$

$$\text{DONC : } \Delta f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \square f \leq \bar{f} = 0,005 + \frac{4,19}{1000} = 0,009 \text{ m}.$$

$$\Delta f = 0,006 \text{ m} \leq \bar{f} = 0,0099 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

:Plancher		Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Acal(cm ²)		As(cm ²)	
				appui	trave	appui	trave
Courante	Type1	2,88	3,17	0,38	0,67	1HA12 1,13	2HA10 +1HA8 2,07
	Type2	2,7	13,51	0,36	2,16	1HA12 1,13	3HA10 2,36
Terrasse	Type1	2,8	13,89	0,37	2,28	1HA12 1,13	3HA10 2,36
	Type2	2.67	3,39	0,36	0,81	1HA12 1,13	2HA10 +1HA8 2,07

Tableau III .3 : ferrailage de plancher

Dessin de ferrillages des planchers (type 2 pour tout les étages courant) :

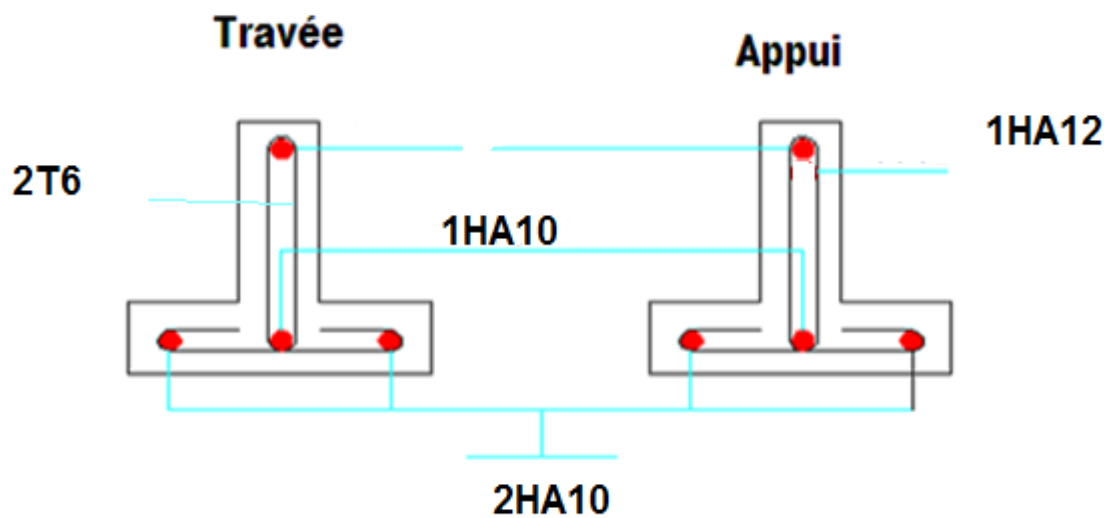


Figure III.10 : ferrillages des planchers



III.3.5. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treillis soudé (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68. BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_c = 520$ MPa ' quadrillage de T.S.TIE 520

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

Armature de répartition :

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Et $S_t = 20$ cm.

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

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_c = 520$ MPa ' quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

Armature de répartition :

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

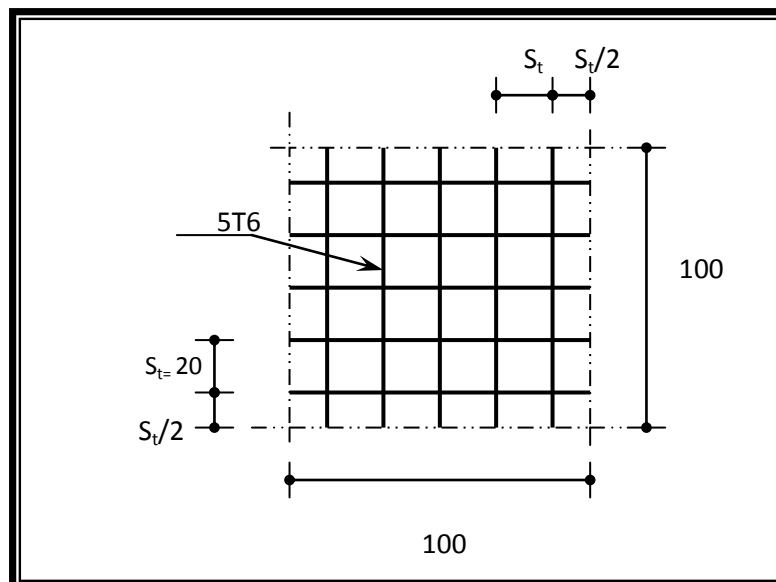


Figure III.11 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression



III.4. ETUDE DE LA DALLE MACHINE :

III.4.1. Définition de l'Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettent l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur le vertical est inférieure à 15° . La classe de l'ascenseur est définie selon **DTU-75 1 type1**.

Classe1 : Ascenseur destiné au transport des personnes.

Caractéristiques :

Charges Nominale.

Nombre de personnes.

Vitesse Nominale.

III.4.2. Définitions Techniques :

Cabine :

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

Référence :

Type entièrement métallique à un angle droit, ventilation naturelle par plancher et plafond, dimension intérieure :

Longueur : **1.10m**

Hauteur : **2.23m**

Etrier :

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au châssis de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antivibratoire en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.



Moteur :

Ensemble d'organes assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

Régulateur de Vitesse :

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.

Contre poids :

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus de **40-50%** de la charge utile.

Amortisseurs :

Ils sont placés dans la cuvette servant à arrêter la cabine et le contre poids, la limite des niveaux extrêmes sont dépassés.

III.4.3. Caractéristique de l'Ascenseur :

Capacité : 8 Personnes.

Vitesse : 0.65 ou 1m/s.

Charge nominale : 630Kg.

III.4.4. Dimensionnement de la dalle machine :

Selon les conditions de l'entreprise nationale des ascenseurs : $e = 25\text{cm}$.

III.4.5. Calcul des Charges Sollicitant la dalle :

*Poids de la machine : $C = 844\text{Kg}$

*Charge Nominale : $P = 630\text{Kg}$

*Le poids du contre poids : $Q = C + 0,45 \cdot P = 844 + 0,45(630) = 1127,5 \text{ Kg}$.

III.4.6. Dimensionnement de la force d'inertie :

On admet qu'il y a 3 phases de mouvement dans l'ascenseur.

- 1- Mouvement uniforme accéléré lors du démarrage.
- 2- Mouvement uniforme et silencieux, commandé par le treuille.
- 3- Mouvement uniforme retardé lors de freinage.

On fait le calcul dans le cas défavorable.

Force d'inertie :

On néglige :

- Le poids de la poulie.
- Les frottements dans les câbles.

D'après le principe de la dynamique on a :

$$\Sigma F = m \cdot \gamma$$

$$(C + P) - T_1 = (M_c + M_p) \gamma \dots (1)$$

$$Q - T_2 = -m_Q \cdot \gamma \dots (2)$$

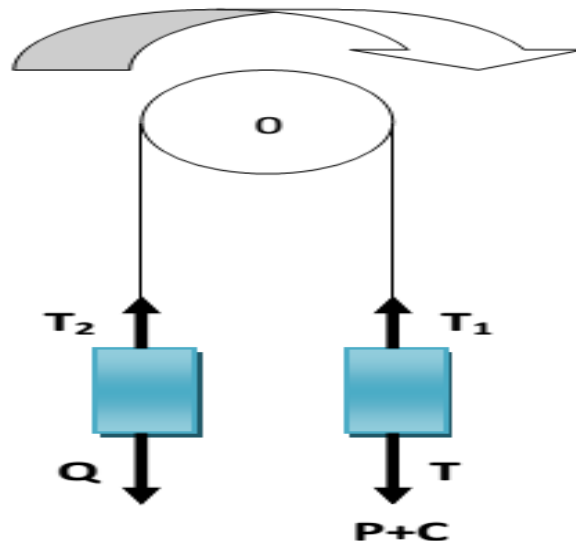


Figure III.12: de la dalle machine

Le poids de la poulie est négligeable :

$$\Sigma M/O = 0 \quad T_1 \cdot R = T_2 \cdot R \quad T_1 = T_2 = T$$

$$(1) = (2): (C+P) - Q = (m_c + m_p + m_q)$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{C+P - Q}{m_c + m_p + m_q}$$

$$= \frac{844 + 630 - 1127,5}{84,4 + 63 + 112,75} = 1,33 \text{ m/s}^2$$

La force d'inertie est donnée par :

$$F_i = T_1 + T_2 = 2T$$

$$T_1 = Q + m_q \cdot \gamma = 1127,5 + 1127,5 \cdot 1,33 = 12774,46 \text{ Kg}$$

$$F_i = 2T_1 = 2(12774,46) = 25548,92 \text{ Kg}$$



Calcul de la Force Additionnelle Perturbatrice Provenant de l'Excitation de l'Effet Dynamique :

On néglige l'amortissement dû au treuil et on suppose que le moteur est en équilibre.

La force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximum c'est -à-dire pour un Déplacement maximum.

$$W = (C+P) \cdot D_{\max}$$

$$\text{Avec } D_{\max} = 25.22\text{m}$$

$$W = (844 + 630) \cdot 25.22 = 37174.28 \text{ kg.m}$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique $D = 2$.

$$F_p = D (p + C) = 2(630 + 844) = 2948 \text{ Kg.}$$

Détermination des charges sollicitant la dalle de la locale machinerie:

-Poids de la machine..... $C = 844 \text{ Kg}$

-Charge nominale utile $P = 630 \text{ Kg}$

-La force d'inertie $F_i = 2554,92 \text{ Kg}$

-La force additionnelle perturbatrice..... $F_p = 2948 \text{ Kg}$

-Le poids de contrepoids $F = C+0,45P = 1127,5 \text{ Kg}$

-Poids de la machine..... $C' = 4590 \text{ Kg}$

Evaluation de la Charge Permanente :

– Dalle en béton $0,25 \cdot 2500 = 625$

– Forme de pente m éda chape "A" $0,03 \cdot 2000 = 60$

– Isolation phonique $0,04 \cdot 400 = 16$

– Mortier de pose $0,03 \cdot 2000 = 60$

– Revêtement dallage $0,02 \cdot 2200 = 44$

– **$G = 799 \text{ Kg/m}^2$**

NB :

Le médachape est un mortier spécial composé de résine, recommandé par le document Technique, son rôle est d'absorber les impacts causés par la machine.



Charge d'exploitation :

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

III.4.7. Calcul de la Dalle :

ELU :

$$L_x = 1,80 \text{ m}$$

$$L_y = 2,00 \text{ m}$$

$$\text{-Charge répartie : } C = 4590/1,80*2,00 = 1275 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{-Charge permanente : } G + C = 799 + 1275 = 2074 \text{ Kg/m}^2$$

-Charge totale répartie sollicitant la dalle :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q + (F_i + F_p/S + C + G)$$

$$q_u = 1,35(799) + 1,5(100) + (2554,92 + 2948/1,8*2,00 + 1275 + 799)$$

$$q_u = 1,08 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q + (F_i + F_p/S + C + G) = 799 + 100 + (2554,92 + 2948/1,80*2,00 + 1275 + 799)$$

$$q_s = 0,90 \text{ t/m}^2$$

Calcul des Moments: D'après B.A.E.L 91 :

$$\alpha = L_x/L_y = 1,80/2,00 = 0,90 > 0,4 \text{ La dalle porte suivant les deux sens.}$$

ELU :

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

$$\text{- } M_x = \mu_x * q_u * L_x^2$$

$$\text{- } M_y = \mu_y * M_x$$

$$\mu_x = 0,0476$$

$$\rho = 0,88$$

$$\mu_y = 0,7438$$

Moments Isostatiques :

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0,0476 * 1,08 * (1,8)^2 = 0,16 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0,7438 * 0,16 = 0,12 \text{ t.m}$$



Moments de Ferrailage :

Sens-X :

Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 * M_x = 0,75 * 0,16 = 0,12 \text{ t.m.}$

Moment en appuis : $M_{ax} = 0,5 * M_x = 0,5 * 0,16 = 0,08 \text{ t.m.}$

Sens-Y :

Moment en travée : $M_{ty} = 0,75 * M_y = 0,75 * 0,12 = 0,09 \text{ t.m.}$

Moment en appuis : $M_{ay} = 0,5 * M_y = 0,5 * 0,12 = 0,06 \text{ t.m.}$

4-b/Ferrailage de la Dalle :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

On a : $c = h/10 = 25/10 = 2,5 \text{ cm}$ on prend : $c = 3 \text{ cm.}$

Sens-X :

A-En travée :

$M_{tx} = 0,12 \text{ t.m ; } d = 22 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,12}{100 * 22^2 * 142} * 10 = 0,001 < 0,1$$

$$\alpha = 1,25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1,25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,001}\right) \Rightarrow \alpha = 0,001.$$

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

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 * (1 - 0,4 * 0,001) \Rightarrow Z_b = 21,99 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z_b * \sigma_s} = \frac{0,12 * 10^3}{21,99 * 347,8} \Rightarrow A_s = 0,015 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 22 * (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²**

- Espacement :

$$St = 100/n = 100/5$$

St = 20 cm.

**En Appuis :**

Max= 0,08 t.m ; d = 22 cm ; b = 100 cm.

$$\mu_{bu} = \frac{Max}{bd^2 f_{bu}} = \mu_{bu} = \frac{0,08}{100 * 22^2 * 142} * 10 = 0,001 < 0,1$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,001}) \Rightarrow \alpha = 0,001.$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 \times (1 - 0,4 \times 0,001) \Rightarrow Z_b = 21,99 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{Max}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{0,08 \times 10^3}{21,99 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 0,01 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 23 * (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²**

Espacement :

$$St = 100/(n) = 100/5 \text{ St} = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

Sens-Y :**A-En travée :**

Mty= 0,09 t.m ; d = 22cm ; b = 100 cm.

$$\mu_{bu} = \frac{Mty}{bd^2 f_{bu}} = \mu_{bu} = \frac{0,09}{100 * 22^2 * 142} * 10 = 0,001 < 1$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,001}) \Rightarrow \alpha = 0,001.$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 \times (1 - 0,4 \times 0,001) \Rightarrow Z_b = 21,99 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{Mty}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{0,09 \times 10^3}{21,99 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 0,01 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 23 * (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²**

Espacement :

$$St = 100/(n) = 100/5 \text{ St} = 20 \text{ cm.}$$

**En Appuis :**

$M_{ay} = 0,36 \text{ Tm}$; $d = 22 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,06}{100 * 22^2 * 142} * 10^2 = 0,0008 < 0,1$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0008}\right) \Rightarrow \alpha = 0,001.$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 \times (1 - 0,4 \times 0,001) \Rightarrow Z_b = 21,99 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{0,06 \times 10^3}{21,99 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 0,007 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 23 * (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²**

Espacement :

$$St = 100/n = 100/5 \quad St = \mathbf{20 \text{ cm}}.$$

4-c/Vérification à l'ELS :

$$\mu_x = 0,0528$$

$$V = 0,2 ; \rho = 0,88$$

$$\mu_y = 0,8502$$

Moments Isostatiques :

$$M_x = \mu_x * q_s * L_x^2 = 0,0528 * 0,9 * (1,8)^2 = 0,15 \text{ t.m.}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0,8502 * 0,15 = 0,13 \text{ t.m.}$$

Moments de Ferrailage :**Sens-X :**

– Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 * M_x = 0,75 * 0,15 = 0,113 \text{ t.m.}$

– Moment en appuis : $M_{ax} = 0,5 * M_x = 0,5 * 0,15 = 0,075 \text{ t.m.}$

Sens-Y:

– Moment en travée : $M_{ty} = 0,75 * M_y = 0,75 * 0,13 = 0,09 \text{ t.m.}$

– Moment en appuis : $M_{ay} = 0,5 * M_y = 0,5 * 0,13 = 0,065 \text{ t.m.}$



Vérification des Contraintes :

En travée :

$M_s = 0,113 \text{ Tm} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

- Position de l'axe neutre :

$b \cdot x^2/2 + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$

$50x^2 + 15(3,14) x - 15(3,14) \cdot 22 = 0$

$50x^2 + 47,1x - 1036,2 = 0$

$\sqrt{\Delta} = B^2 - 4 \cdot (A) \cdot (C) \quad \sqrt{\Delta} = 457,666$

$X_1 = -B - \sqrt{\Delta}/2 \quad A = -47,1 - 457,666/2 \cdot 50 = -5,04 \text{ cm.}$

$X_2 = -B + \sqrt{\Delta}/2 \quad A = -47,1 + 457,666/2 \cdot 50 = 4,1 \text{ cm.}$

Moments d'Inertie :

$I = b \cdot x^3/3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = 0$

$I = 100 \cdot (4,1)^3/3 + 15 \cdot 3,14(22 - 4,1)^2 = 17388,67 \text{ cm}^4$

***/Béton :**

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{bc} = M_s \cdot x/I \leq \sigma_{bc}$

$\sigma_{bc} = 0,113 \cdot 10^5 \cdot 4,1/17388,67 = 2,66 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{bc} = 2,66 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Acier :

$\sigma_s = 15M_s \cdot (d - x)/I$

$\sigma_s = 15 \cdot 0,113 \cdot 10^5 \cdot (22 - 4,1)/17388,67 = 174,48 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_s = 174,48 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$

Justification de l'Effort Tranchant :

$V_U = q_u \cdot L_x \cdot L_y / 2L_y + L_x = 1,08 \cdot 1,80 \cdot 2,00 / 2 \cdot 2,00 + 1,80 = 0,67 \text{ t. m}$

$\tau_U = V_U / b \cdot d = 0,67 \cdot 10^3 / 100 \cdot 22 = 0,30 \text{ Kg/cm}^2 = 0,03 \text{ Mpa.}$

$\tau_U = 0,07 \cdot f_c / 1,5$

$\tau_U = 1,17 \text{ Mpa}$

$\tau_U = 0,03 \text{ Mpa} \leq \tau_U = 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$

Justification de la Flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$1) -h/L \geq M_t / 20 \cdot M_x \cdot 0,25 / 2,4 = 0,10 > 0,375 \dots \dots \dots \text{C.V.}$



2)- $A/b * d \leq 2fe$ $0,002 \leq 0,005$ C.V.

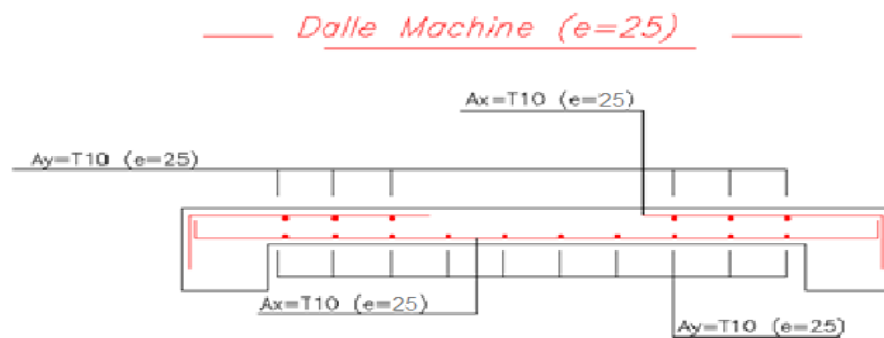


Figure III.13 : ferrailage de la dalle machine

III.5. L'escalier :

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

. Les charges :

➤ Les charges permanentes :

$$G_{palier} = 4,89 \text{KN/m}^2.$$

$$G_{volee} = 7,85 \text{KN/m}^2.$$

➤ Les charges d'exploitations :

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

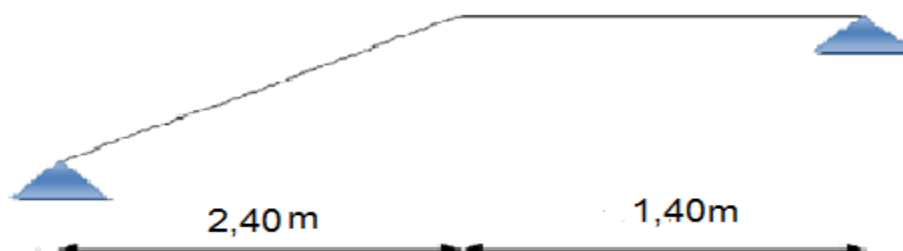


Figure III.14 : Caractéristiques géométriques de l'escalier

III.5.1. Combinaisons de charges :

- **E L U :**

$$q_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 1,35 \times 7,85 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow q_{vu} = 14,34 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{pu} = 1,35G_{pu} + 1,5Q_{pu} = 1,35 \times 4,89 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow q_{pu} = 10,35 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$q_{vu} = 14,34 \times 1,00 = 14,34 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{pu} = 10,35 \times 1,00 = 10,35 \text{ KN/ml.}$$

- **E L S:**

$$q_{vs} = G_v + Q_v = 7,85 + 2,5 \Rightarrow q_{vs} = 10,35 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 4,89 + 2,5 \Rightarrow q_{ps} = 7,39 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$q_{vs} = 10,35 \times 1,00 = 10,35 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ps} = 7,39 \times 1,00 = 7,39 \text{ KN/ml.}$$

-**Calcul des sollicitations :**

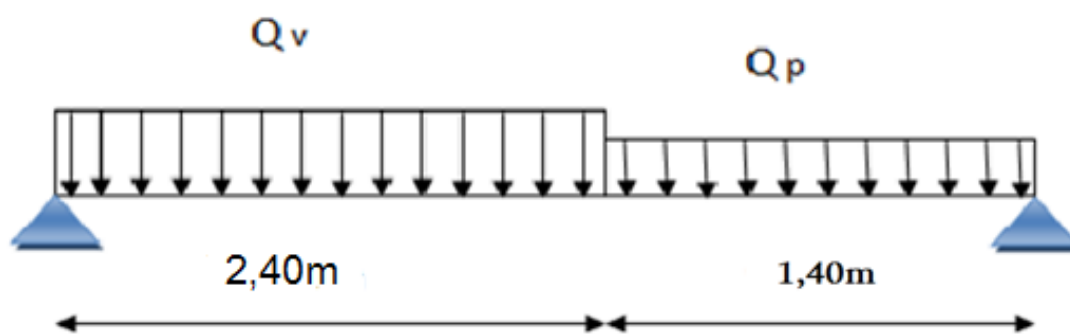


Figure. III.15 : Schéma statique des escaliers

-**Calcul de q équivalente :**

$$q_{u-eq} = \frac{q_{uv} \times L_v + q_{up} \times L_p}{L} = \frac{14,34 \times 2,4 + 10,35 \times 1,40}{3,8} = 12,87 \text{ KN / ml.}$$



$$q_{s-equi} = \frac{q_{sv} \times L_v + q_{sp} \times L_p}{L} = \frac{10,35 \times 2,4 + 7,39 \times 1,4}{3,8} = 9,25 \text{ KN / ml.}$$

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

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

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

À l'E.L.U:

$$q = q_u - eq = 12,87 \text{ KN / ml};$$

$$V_u = 12,87 \times \frac{3,8}{2} = 24,45 \text{ KN}$$

$$M_{ou} = 12,87 \times \frac{3,80^2}{8} = 23,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,85 \times 23,23 = 19,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0,85 \times 16,69 = 14,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0,30 \times 23,23 = 6,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 0,30 \times 16,69 = 5,01 \text{ KN.m}$$

À l'E.L. S:

$$q = q_s - eq = 9,25 \text{ KN / ml};$$

$$V_s = 9,25 \times \frac{3,8}{2} = 17,57 \text{ KN}$$

$$M_{os} = 9,25 \times \frac{3,80^2}{8} = 16,69 \text{ KN.m}$$

III.5.2. Calcul de ferrailage :

En travée :

- Fissuration peu préjudiciable.

$$\text{béton} \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 14,16 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{acier} \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_{su} = 347,8 \text{ MPa} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{tu} = 26,30 \text{ KN.m.} \\ M_{ts} = 18,96 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19,74}{14,18} = 1,39$$

$$\mu_{tu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{tu} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,74}{1,00 \times 0,135^2 \times 14,16 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,076$$



$$\mu_{bu} = 0,076 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076}) \Rightarrow \alpha = 0,09.$$

$$\alpha = 0,09 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,09) \Rightarrow Z_b = 13,01 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{19,74 \times 10^3}{13,01 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 4,36 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq \max \{ 1,35 \text{ cm}^2 ; 1,63 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_s = 4,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte **5T12** avec $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$.

-L'espacement :

Selon le BAEL91 modifiée99 :

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

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < S_{t \max} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}$$

On adopte **4T8** avec $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$.

-L'espacement :

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

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

**-En appui :**

$$\text{Les moments sur appuis : } \begin{cases} M_{au} = 7,81 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 5,64 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6,96}{5,01} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,96}{1,00 \times 0,135^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,026$$

$$\mu_{bu} = 0,026 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) \Rightarrow \alpha = 0,033$$

$$\alpha = 0,033 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,033) \Rightarrow Z_b = 13,32 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{6,96 \times 10^3}{13,32 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 1,50 \text{ cm}^2.$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq \max \{ 1,35 \text{ cm}^2 ; 1,63 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_s = 1,50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **5T10** avec $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$.

III.5.4. L'espacement :

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < S_{t\max} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition :

$$\text{En appui : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4T8} \text{ avec } A_r = 2,01 \text{ cm}^2.$$

**-L'espace :**

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

-Vérification (à l'E.L.U) :**-Vérification de l'effort tranchant** Il faut que

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

$$\tau_u = \frac{24,45 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135} = 0,18\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.5 : Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{15}{380} = 0,039 < 0,0625 \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{15}{380} = 0,039 < 0,10 \times \frac{19,74}{23,23} = 0,085 \dots \text{condition non vérifiée} \\ A_s \leq 4,2 \frac{b \times d}{f_e} \quad 5,65 < 4,2 \times \frac{100 \times 13,5}{400} = 14,17 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions non vérifiées. Donc il faut vérifie la flèche.

III.5.6. Vérification de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :

Il faut que : $\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm.}$

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

III.5.7. Evaluation des charges :

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

$$p = \frac{(G_v + Q_v) \times L_v + (G_p + Q_p) \times L_p}{L} = \frac{(7,85 + 2,5) \times 2,4 + (4,89 + 2,5) \times 1,40}{3,8} = 9,25\text{KN / ml.}$$

- ♦ g : l'ensemble des charges permanentes.

$$g = \frac{G_v \times L_v + G_p \times L_p}{L} = \frac{7,85 \times 2,4 + 4,89 \times 1,40}{3,80} = 6,75\text{KN / ml.}$$

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

Des revêtements $J=5,01\text{KN /ml}$.

-Position de l'axe neutre :

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right) \Rightarrow Y = \frac{15 \times 5,65}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5 \times 4,36}{7,5 \times 5,65^2}} - 1 \right) = 3,43\text{cm}.$$

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

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d-Y)^2 = \frac{100 \times 3,43^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 3,43)^2 = 9939,18\text{cm}^4.$$

-L'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5,65 \times \left(\frac{15}{2} - 3 \right)^2 \Rightarrow I_0 = 29841,18 \text{ cm}^4.$$

III.5.8. Calcul des sollicitations :

$$M_p = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{9,25 \times 3,80^2}{8} = 16,69\text{KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{6,75 \times 3,80^2}{8} = 12,18\text{KN.m}.$$

$$M_J = \frac{J \cdot L^2}{8} = \frac{5,01 \times 3,80^2}{8} = 9,04\text{KN.m}.$$

III.5.9. Calcul des contraintes :

$$K' = \frac{M_p}{I} = \frac{16,69}{9939,18} \times 10^3 = 1,67$$

$$K'' = \frac{M_g}{I} = \frac{12,18}{9939,18} \times 10^3 = 1,22$$

$$K''' = \frac{M_J}{I} = \frac{9,04}{9939,18} \times 10^3 = 0,91.$$

-Béton :

$$\sigma_{bcp} = K' \cdot Y = 1,67 \times 3,43 = 5,72\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcg} = K'' \cdot Y = 1,22 \times 3,43 = 4,18\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcj} = K''' \cdot Y = 0,91 \times 3,43 = 3,12\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**-Acier :**

$$\sigma_{sp} = 15K'(d - Y) = 15 \times 1,67 \times (13,5 - 3,43) = 252,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa}. \text{ Condition}$$

Non vérifiée.

$$\sigma_{sg} = 15K''(d - Y) = 15 \times 1,22 \times (13,5 - 3,43) = 184,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa}. \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{sj} = 15K'''(d - Y) = 15 \times 0,91 \times (13,5 - 3,43) = 137,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa}. \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Calcul de λ_i et λ_V :

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13,5} \Rightarrow \rho = 0,004.$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,004 \times 5} = 5,25$$

$$\lambda_V = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_V = 2,1$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 252,25 + 2,1} = 0,40$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 184,28 + 2,1} = 0,27$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 137,45 + 2,1} = 0,15$$

Calcul des inerties fissurées :

$$I_{fp} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sp}} = \frac{1,1 \times 29841,18}{1 + 5,25 \times 0,40} = 10588,80 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 29841,18}{1 + 5,25 \times 0,27} = 13578,19 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sj}} = \frac{1,1 \times 29841,18}{1 + 5,25 \times 0,15} = 18363,8 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fgV} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_V \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 29841,18}{1 + 2,1 \times 0,27} = 20947,86 \text{ cm}^4.$$

Calcul des flèches :

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

$$f_{pi} = \frac{M_{ip} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} = \frac{16,69 \times 3,8^2}{10 \times 32164,2 \times 10588,80 \times 10^{-5}} = 0,0070 \text{ m}.$$

$$f_{gi} = \frac{M_{ig} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{12,18 \times 3,8^2}{10 \times 32164,2 \times 13578,19 \times 10^{-5}} = 0,0040 \text{ m}.$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ij} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{jj}} = \frac{9,04 \times 3,8^2}{10 \times 32164,2 \times 18363,8 \times 10^{-5}} = 0,0022 \text{ m}.$$

$$f_{gV} = \frac{M_{ig} \cdot L^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fgV}} = \frac{12,18 \times 3,8^2}{10 \times 10721,4 \times 20947,86 \times 10^{-5}} = 0,0070 \text{ m}.$$

$$\Delta f = f_{gV} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,007 - 0,002 + 0,007 - 0,004 = 0,007 \text{ m}.$$

$$\Delta f = 0,007 \text{ m} \leq \bar{f} = 0,007 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

III.5.10. Dessin de ferrailage d'escalier

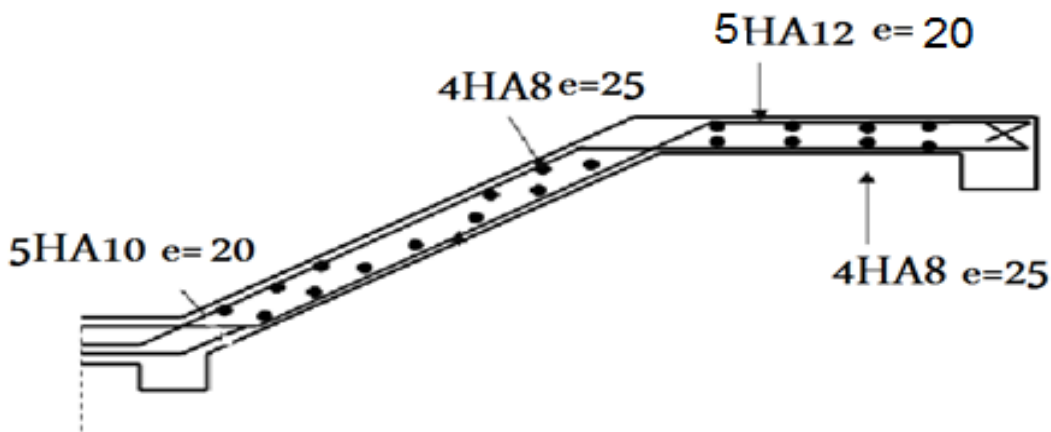


Figure III.15.1 : Schéma Ferrailage des escaliers

**III.6. Calcul de la poutre palière (30*45) :****III.6.1. Evaluation des charges :**

-Le poids propre de la poutre : $G_{Poutre-p} = 0,30 \times 0,45 \times 25 = 3,37 \text{ KN/ml}$

-Poids de volée : $G_v = 7,85(2,40 \sin 32,5/2) = 5,06 \text{ KN/ml}$.

-Poids de palier : $G_p = 4,89 \times 1,40 = 6,84 \text{ KN/ml}$.

-Poids de mur extérieur : $G_{mure-extérieure} = 1,96 \times h = 1,96 \times (1,53 - 0,45) = 2,11 \text{ KN/ml}$

-Charge d'exploitation sur palier : $Q = 2,5 \times 1,4 = 3,50 \text{ KN/ml}$.

-Charge d'exploitation sur de volée : $Q = 2,5 (2,4 \sin 32,5/2) = 1,61 \text{ KN/ml}$.

e

- $Q = 5,11 \text{ KN/ml}$.

E.L.U : $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 31,12 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $Q_s = G + Q = 22,49 \text{ KN/ml}$

III.6.2. Calcul des sollicitations :

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

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

D'après l'article **A.8.2, 32** de BAEL 91 modifié 99 on admet un moment en travée égal à

$$M_{travée} = 0,85 \times M_o \text{ et en appui } M_{appui} = 0,3 \times M_o$$

Sollicitations	V (KN)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
À l'E.L. U	76,71	94,54	80,35	28,36
À l'E.L. S	55,43	68,32	58,07	20,49

Tableau III.4 : Calcul des sollicitations de la poutre palière.

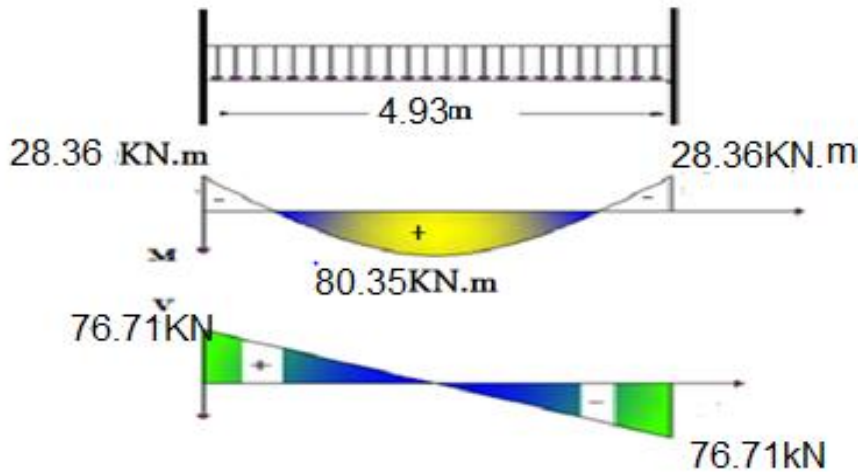


Figure III.16 :Diagramme des sollicitations – E.L.U-

III.6.3. Calcul de ferrailage :

En travée :

$$\text{Le moment max en travée : } \begin{cases} M_{tu} = 80,35 \text{ KN.m.} \\ M_{ts} = 58,07 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{80,35}{58,07} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{80,35}{0,3 \times 0,40^2 \times 14,16 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,11$$

$$\mu_{bu} = 0,11 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) \Rightarrow \alpha = 0,14 < 0,29 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 40 \times (1 - 0,4 \times 0,14) \Rightarrow Z_b = 37,76 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{80,35 \times 10^3}{37,76 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 6,11 \text{ cm}^2.$$

**-En appui :**

$$\text{Le moment max en appui : } \begin{cases} M_{au} = 28,36 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 20,49 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{28,36}{20,49} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,341 \times 1,38 - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28,36}{0,3 \times 0,40^2 \times 14,16 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,040.$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) \Rightarrow \alpha = 0,051 < 0,29 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 40 \times (1 - 0,4 \times 0,051) \Rightarrow Z_b = 39,18 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{28,36 \times 10^3}{39,18 \times 347,8} \Rightarrow A_s = 2,08 \text{ cm}^2.$$

III.6.4. Armatures transversales

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

$$S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1,2\right) \Rightarrow S = 11,25 \text{ cm, (Dans la zone nodale).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 11,25 \times 30 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$S \leq \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm, On prend } S = 20 \text{ cm (dans la zone courante).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2$$

III.6.5. Vérification à E.L.S

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



En travée :

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{iser}} = \frac{80,35}{58,07} = 1,38$$

$$\alpha = 0,167 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{28,36}{20,49} = 1,38$$

$$\alpha = 0,056 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc pas de vérification à l'ELS.

III.6 .6. Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{76,71}{0,30 \times 0,40} \Rightarrow \tau_u = 639,25 \text{ KN/m}^2 = 0,639 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,639 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.6.7. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{493} = 0,091 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,091 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 4,2 \frac{b \cdot d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,2 \times \frac{30 \times 40}{400} = 12,6 > A_s = 6,11 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la flèche est vérifiée.



III.5.7. Calcul de la poutre palier à la torsion :

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

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

T_u : Le moment de torsion.

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

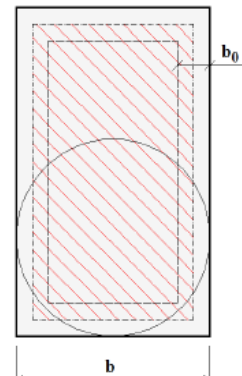
Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5,00\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \Omega = (30 - 5) \times (45 - 5) = 1000\text{cm}^2.$$

Le moment de torsion est : $T_u = M_{au} = 28,36\text{KN.m}$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{28,36}{2 \times 1000 \times 5} \times 10^3 \Rightarrow \tau_u = 2,83\text{MPa}$$



III.5.7.1. Détermination de l'armature de torsion :

Armatures longitudinales :

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

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (45 - 5)] = 130\text{cm}.$$

$$A_t = \frac{130 \times 28,36}{2 \times 1000 \times 347,8} \times 10^3 = 5,3\text{cm}^2.$$

Ferraillage total :

-En travée

$$A_{\text{Tot}} = A_s \Rightarrow A_{s\text{-total}} = 6,11\text{cm}^2$$

Donc on prendre pour les travées : **5HA14** Avec $A_s = 7,70\text{cm}^2$



-Ferrailage minimal

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{cm}^2 \leq 16,07 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-En appui :

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_s \Rightarrow A_{s\text{-total}} = 5,3 + 2,08 = 7,38 \text{cm}^2$$

Donc on prendre pour l'appui : **5HA14** Avec $A_s = 7,70 \text{cm}^2$

Ferrailage minimal

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{cm}^2 \leq 16,07 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ferrailage minimal de la section :

D'après le RPA99 version2003, (art7.5.2.1) :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 6,75 \text{cm}^2$$

$$A_s = 9.24 \text{cm}^2 > A_{\min} (RPA) = 6,75 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures transversales

-En travée

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{28,36 \times 15}{2 \times 1000 \times 347,8} \times 10^3 = 0,61 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,61 + 1,50 = 2,11 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte **5T8** avec $A_t = 2,51 \text{cm}^2$.

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

- En appui :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{\text{torsion}} = \frac{28,36 \times 10}{2 \times 1000 \times 347,8} \times 10^3 = 0,40 \text{cm}^2$$

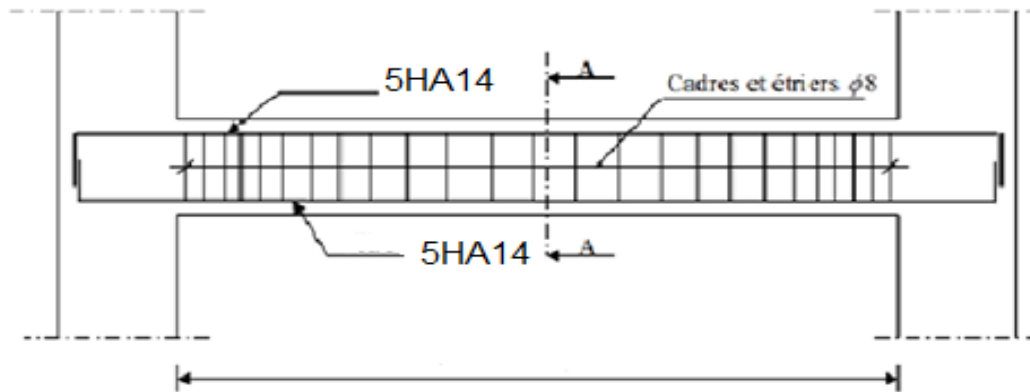
$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,40 + 1,01 = 1,41 \text{cm}^2.$$

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



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

III.6.8. Dessin de ferrailage de la poutre palière.



COUPE .A-A

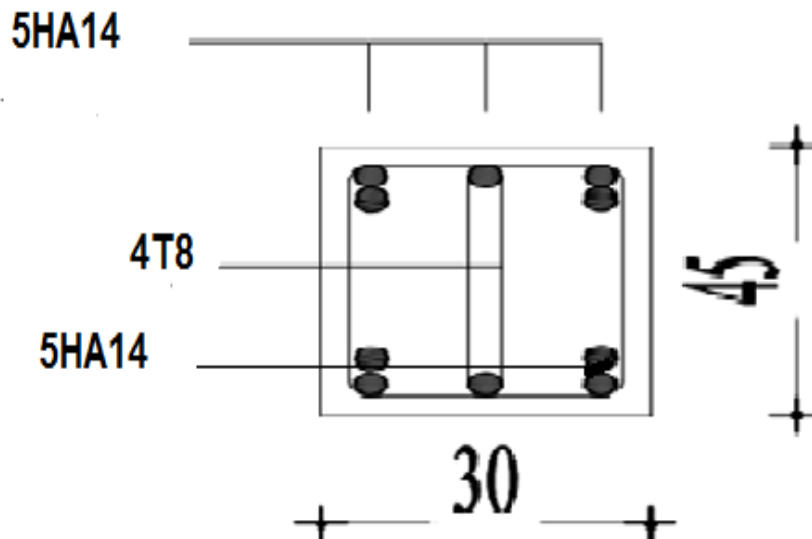


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.



III.7. Conclusion :

Dans ce chapitre on a ferrillé les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance.



Chapitre IV : Etude sismique

IV.2. Choix de la méthode de calcul

IV.2.1. Méthode statique équivalente

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale

IV.2.2.3. Vérification le période

IV.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003

IV.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.3.2. Vérification des déplacements

IV.3.3. Vérification de l'effort normal réduit

IV.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

IV.3.5. Justification de l'interaction voiles-portiques

IV.3.6. Vérification de l'excentricité

IV.3.7. Vérification d'ensemble

IV.4. Conclusion



IV.1. Etude sismique :

IV.2. Choix de la méthode de calcul (art.4.1 RPA99/2003 ; P33)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques. Ces forces peuvent être déterminées par l'une des trois méthodes suivantes :

Par méthode statique équivalente.

Méthode d'analyse modale spectrale.

Méthode d'analyse dynamique par accéléro grammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente (art.4.2 RPA99/2003 ; P33)

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant la structure :

Une ductilité suffisante.

La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismique majeure.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes : le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur ne dépassant pas 65m en zone I et II_a et à 30m en zone II_b et III.

Dans cette étude, notre bâtiment est situé en zone II_a et de hauteur h= 25,22m < 65m

.....**condition est vérifiée.**

Régularité en plan : (art.3.5.a)

$$\frac{l_1 + L_2}{L} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{4,19 + 4,93}{13,31} \leq 0,25 \Rightarrow 0,68 > 0,25 \dots \dots \dots \text{La condition est non vérifiée.}$$

Donc le bâtiment classé non régulière en plant

Régularité en élévation : (art.3.5.b)

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

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on doit calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente pour la comparée avec celle donnée par la méthode dynamique.



On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

Calcul de la force sismique : (art.4.2.3)

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de la zone

D : facture d'amplification dynamique moyen

Q: facture de qualité

R: coefficient de comportement global de la structure

W: poids totale de la structure

Coefficient d'accélération :

Le Coefficient d'accélération en zone II_a est donné par le tableau (4.1) de RPA99/Version 2003 Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour un groupe d'usage 2 en zone II_a on a : **A = 0,15**

Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 7\% \rightarrow$ contreventement mixte (voile – portique)

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7\%)}} = 0,882 \geq 0,7$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7]. On a pour un site 2 $\rightarrow T_2 = 0,4$ sec

T : la période fondamentale de la structure $T = C_T h_N^{3/4}$ [Art.4.2.4]

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_N = 24,99$ m



C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] pour les contreventements assurés partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $\rightarrow C_T = 0,05$.

Donc :

$$T = 0,05 \times 24,99^{3/4} = 0,56 \text{ sec.}$$

$$- T_x = 0,09 \frac{h}{\sqrt{D_x}} = 0,58 \text{ s} \quad (D_x = 14,85)$$

$$- T_y = 0,09 \frac{h}{\sqrt{D_y}} = 0,56 \text{ s} \quad (D_y = 16,20)$$

Sens X $\min(T \text{ et } T_x) = 0,56 \text{ s}$

Sens Y $\min(T \text{ et } T_y) = 0,56 \text{ s}$

DONC $T_x = T_y = 0,56 \text{ s}$

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,56}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1,76$$

Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfaite ou non.

La valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau [4.4]

Critère de quantité q	P_q		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de contreventement		X	0,05
2- Redondance en plan	X		0
3- Régularité en plan		X	0,05
4- Régularité en élévation	X		0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	X		
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	X		0
			$\sum P_q = 0,15$

Tableau IV .1 : Valeur de P_q sans X-X

Donc : $Q_x = 1,15$

Critère de quantité q	P _q		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de contreventement	X		0,05
2- Redondance en plan	X		0
3- Régularité en plan		X	0,05
4- Régularité en élévation	X		0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	X		0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	X		0
			$\sum P_q = 0,15$

Tableau IV. 2: Valeur de P_q sans Y-Y

Donc : $Q_Y = 1,15$

Coefficient de comportement global de la structure R :

Pour une structure en béton armé à portiques contreventés par des voiles, On a :

$$R = 3,5$$

Justification du coefficient du comportement (R) :

- Charges verticales sur les voiles $(G+0,2Q) = 621 \times 100 \% / 1206,13 = 51,48 \%$

- Charges sismiques (horizontaux) sur les voiles :

$$\text{Sens X} = 145 \times 100 \% / 163,21 = 88,84 \%$$

$$\text{Sens Y} = 151,58 \times 100 \% / 164,39 = 92,20 \%$$

DONC : les voiles sont pris la totalité des efforts tranchants et plus de 25% des charges verticales

Selon l'article 3.4 du RPA 99 version 2003

$$R = 3,5$$

Poids total de la structure :

W : poids total de la structure égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad i=1,2,3,\dots$$



W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

β : coefficient de pondération qui dépend de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5]

$W=1206,13 \text{ t}$ (valeur donnée par logiciel ROBOT avec voile)

Donc :

La force sismique sans X :

$$V_X = \frac{0,15 \times 1,76 \times 1,15}{3,5} \times 1206,13 \Rightarrow V_X = 1046,2 \text{ KN}$$

La force sismique sans Y:

$$V_Y = \frac{0,15 \times 1,76 \times 1,15}{3,5} \times 1206,13 \Rightarrow V_Y = 1046,2 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale : (art.4.3 RPA99/2003 ; P44)

IV.2.2.1. Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de charge sismique de calcul la plus défavorable.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.2.2. Résultats trouvés par logiciel ROBOT :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse est le progiciel (groupe de logiciels) ROBOT structural analyses Professional 2014.

Le système ROBOT est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le ROBOT permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par le ROBOT est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les principaux Caractéristiques du logiciel ROBOT sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes,.....etc)
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure grâce à une large gamme de solveurs dynamique.

IV.2.2.3. Vérification le période :**Modélisation :****- Caractéristique géométrique :**

e = 20cm ; longueur des voiles (L) : L= 330 cm ; Poteau : h = 50cm, b = 45cm

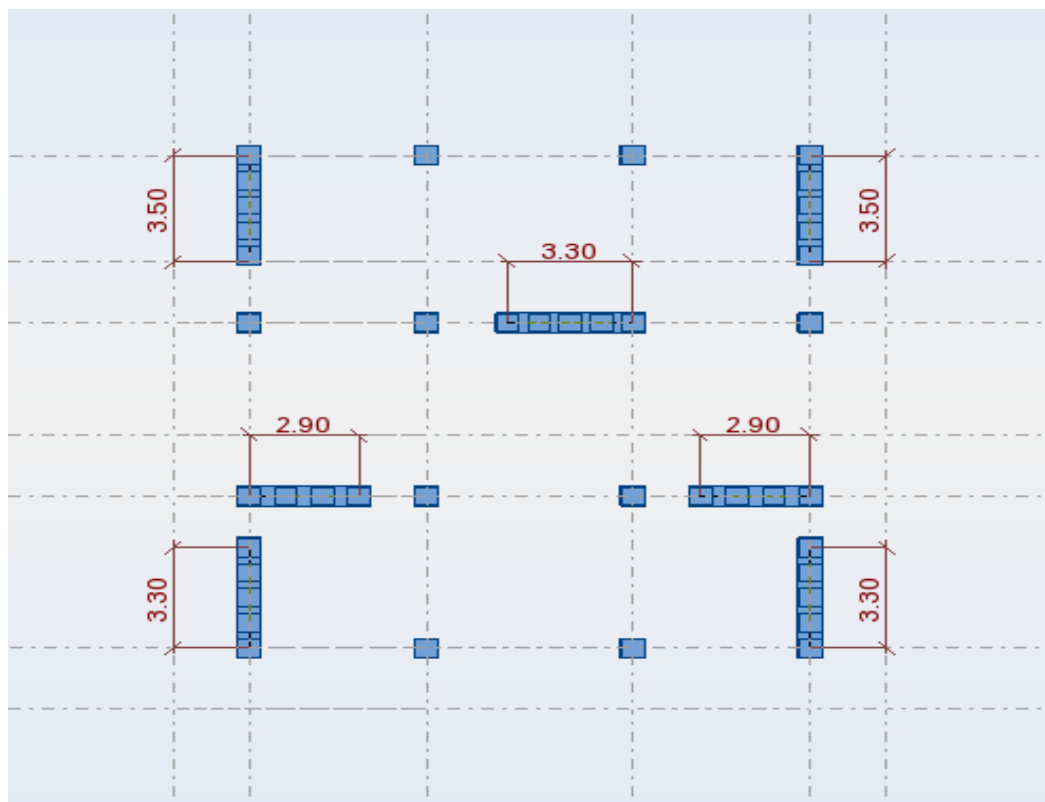


Figure IV.1 : Disposition des voiles

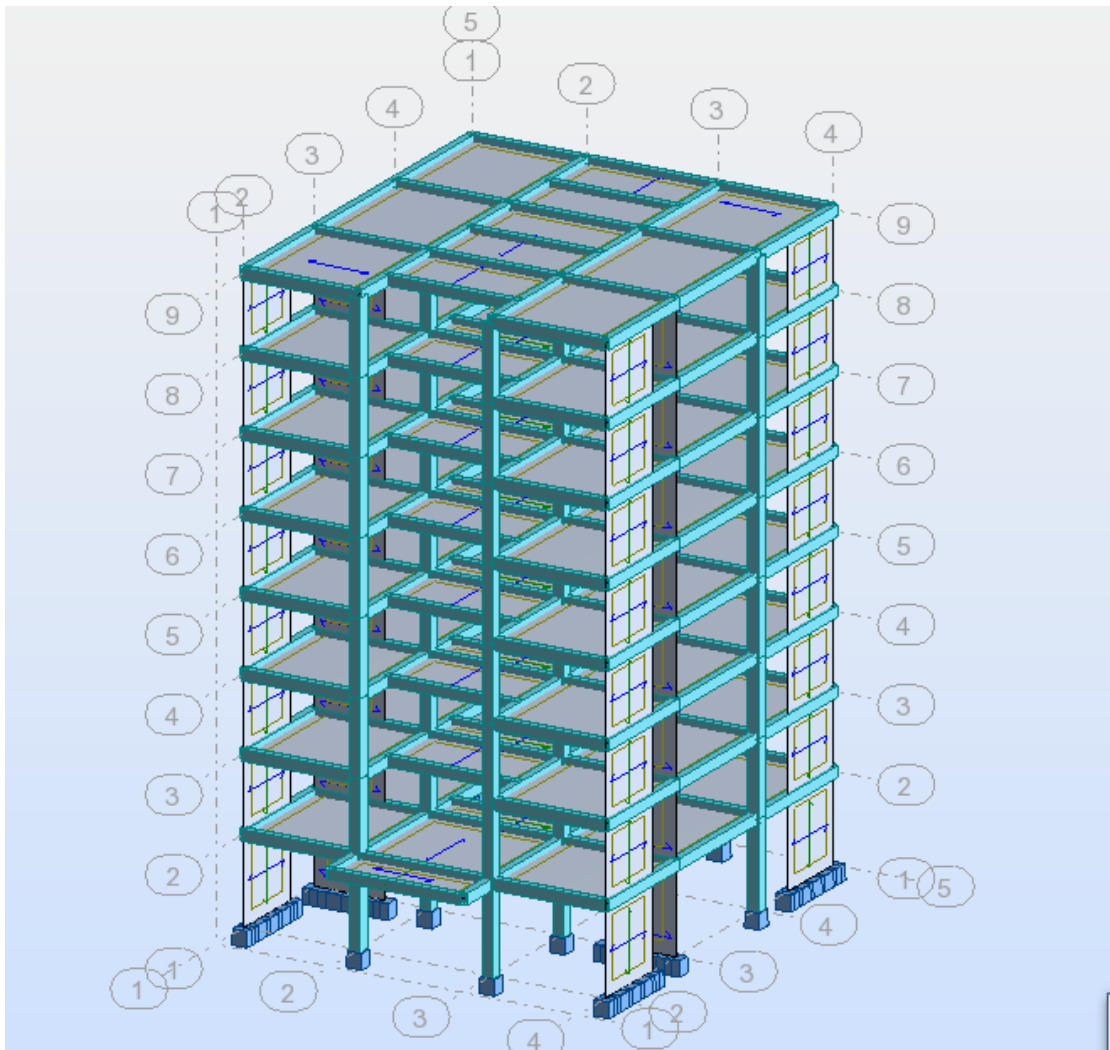


Figure IV.2 : Vue générale du modèle

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Mo de	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,32	0,70	73,26	0,11	73,26	0,11
2	1,35	0,68	73,35	71,18	0,09	71,07
3	1,51	0,66	73,90	71,36	0,55	0,18
4	4,79	0,21	88,69	71,37	14,79	0,00
5	5,31	0,19	88,69	88,06	0,00	16,69
6	5,89	0,17	88,79	88,08	0,10	0,02

7	9,86	0,10	94,46	88,08	5,67	0,00
8	11,02	0,09	94,46	94,15	0,00	6,07
9	12,40	0,08	94,66	94,15	0,20	0,00
10	14,56	0,07	94,66	94,15	0,00	0,00

Tableau IV.3 : les facteurs de participation massique de chaque modèle.

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,70$ s.

2°/ 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ La participation massique dépasse le seuil de 90% au 8^{ème} mode (Selon le RPA99).

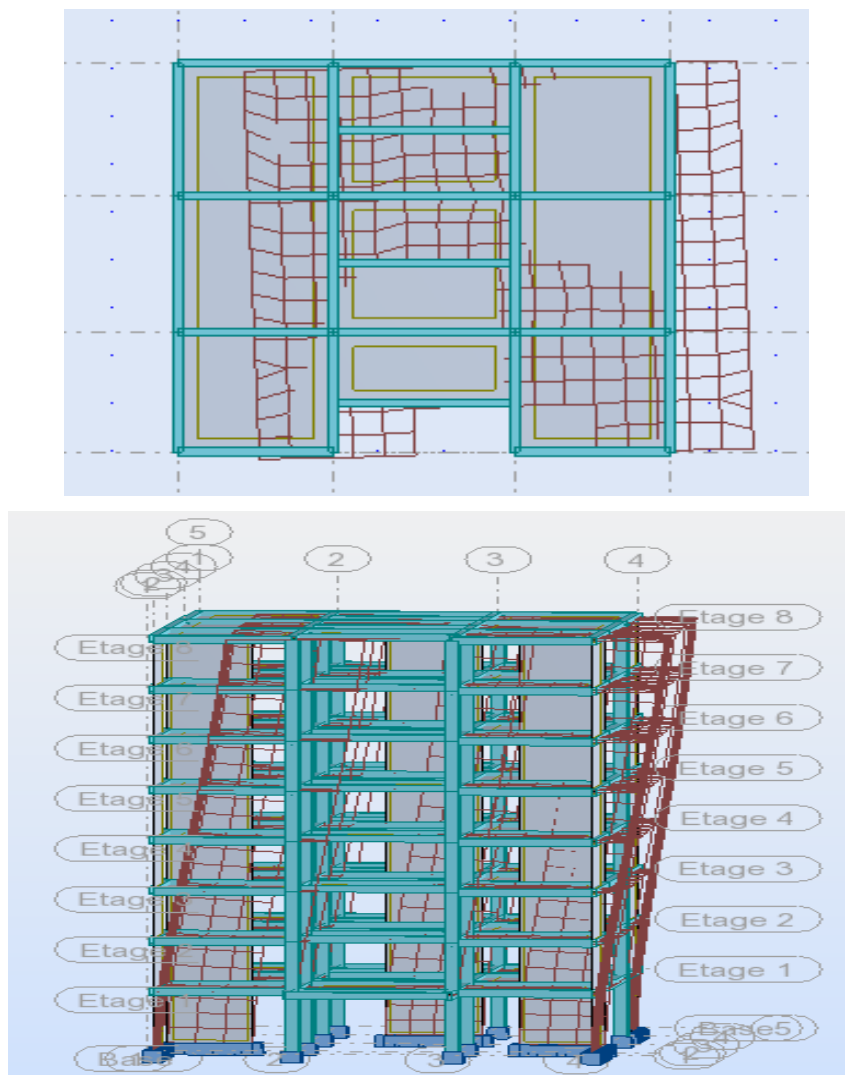


Figure IV.3: 1^{er} mode - Vue déformée

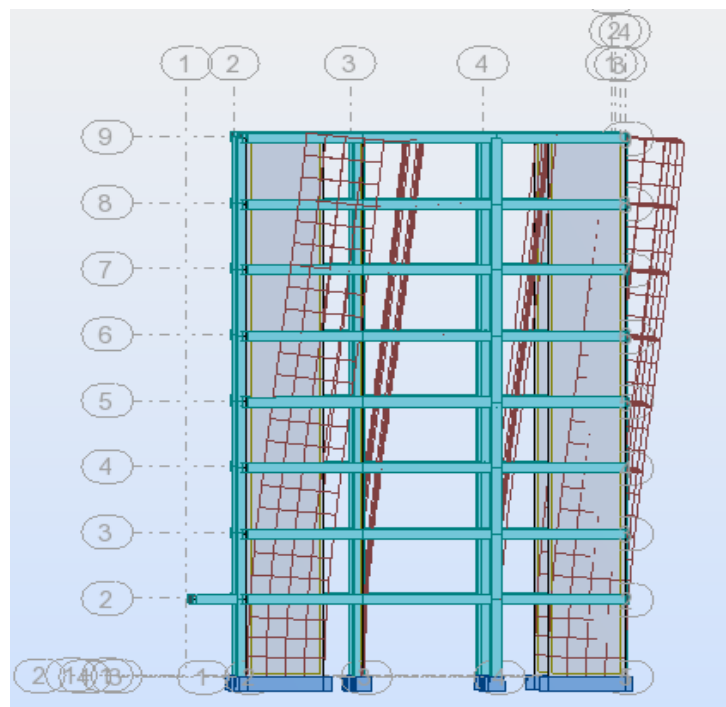
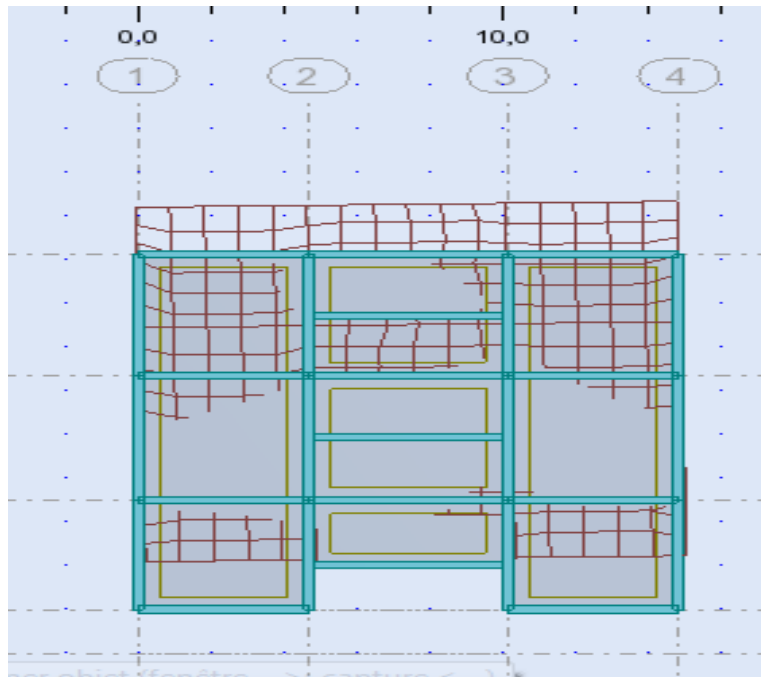


Figure IV.4 : 2^{ème} mode - Vue déformée

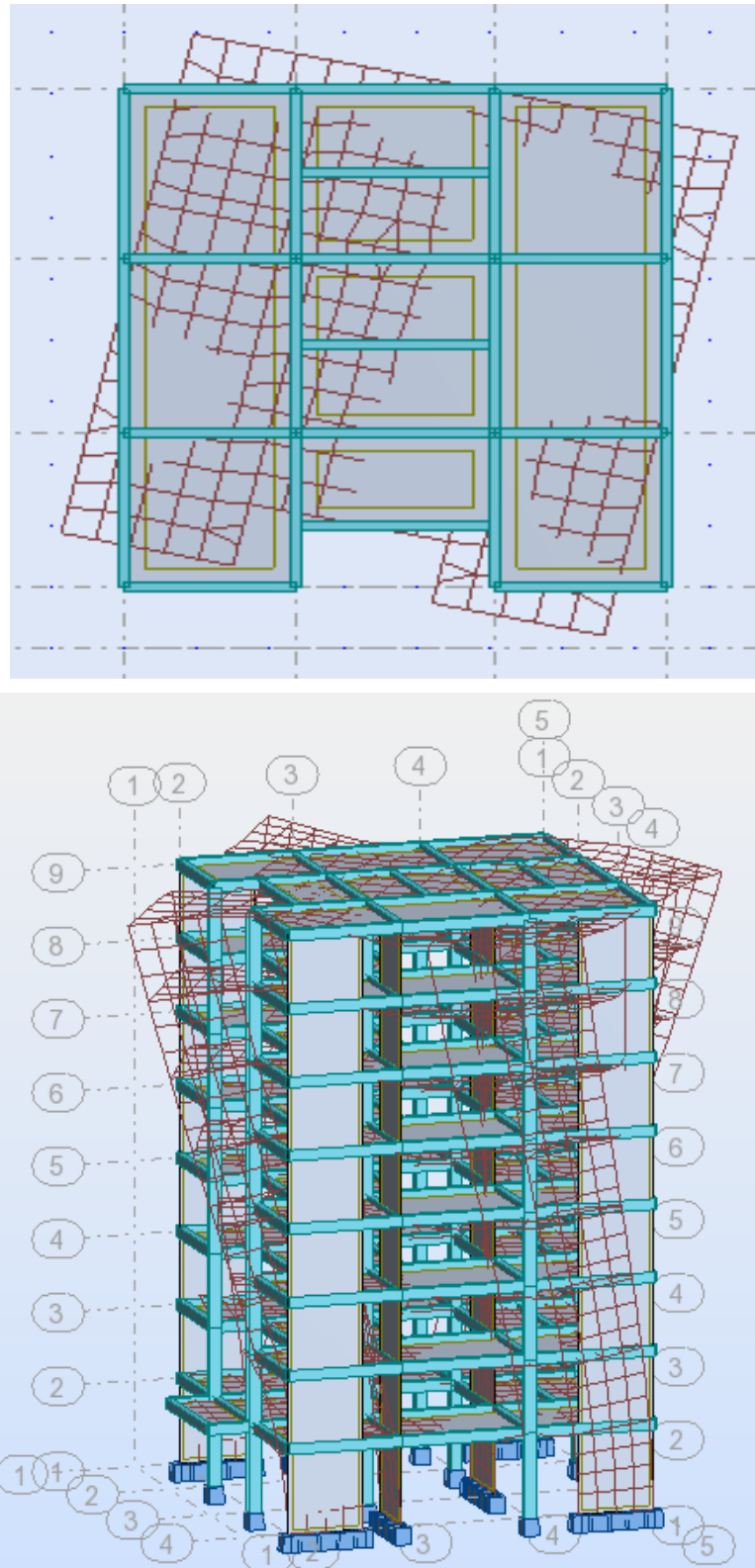


Figure IV.5 : 3^{ème} mode - Vue déformée



- Interprétation

1°/ La période fondamentale $T=0,70s$ est supérieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le **RPA99** (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,56s.$$

$T = 0,70s < 1,30 \times 0,56 = 0,73s$condition vérifiée

IV.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :

IV.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du **RPA99/version2003**, la résultante des forces Sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

	V (KN)	0.8V (KN)	V_{dy} (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	1046,2	836,96	1632,10	Vérifiée
Sens yy	1046,2	836,96	1643,90	Vérifiée

Tableau IV.4: Vérification de la résultante des forces.

IV.3.2. Vérification des déplacements :

Selon le **RPA99** (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux

Etages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA** (Art4.43)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niv	Sens x-x					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	1,0% (h_k)	
1	0,029	0,1	0	0,1	3,57	Vérifié
2	0,086	0,3	0,1	0,2	3,06	Vérifié
3	0,17	0,6	0,3	0,3	3,06	Vérifié
4	0,26	0,9	0,6	0,3	3,06	Vérifié
5	0,34	1,2	0,9	0,3	3,06	Vérifié
6	0,4	1,4	1,2	0,2	3,06	Vérifié
7	0,49	1,7	1,4	0,3	3,06	Vérifié
8	0,54	1,9	1,7	0,2	3,06	Vérifié

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements. (Sens x-x)

Niv	Sens y-y					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	1,0% (h_k)	
1	0,029	0,1	0	0,1	3,57	Vérifié
2	0,086	0,3	0,1	0,2	3,06	Vérifié
3	0,17	0,6	0,3	0,3	3,06	Vérifié
4	0,23	0,8	0,6	0,2	3,06	Vérifié
5	0,31	1,1	0,8	0,3	3,06	Vérifié
6	0,37	1,3	1,1	0,2	3,06	Vérifié
7	0,46	1,6	1,3	0,3	3,06	Vérifié
8	0,51	1,8	1,6	0,2	3,06	Vérifié

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements. (Sens Y-Y)

IV.3.3. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B \times F_c} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$$

Niv	N _d (KN)	Type de Poteau	B (cm ²)	ϑ	Remarque
1	1274,8	45*50	2250	0,22	Vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.

IV.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (art.5.9 RPA99/2003 ; P51)

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_K = \sum F_i$$

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique d'1^{er} ordre θ_k par le facteur $1/(\theta_k - 1)$.

Si $\theta_k \geq 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niv	Sens x-x						Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	F_k (KN)	V_k (KN)	θ	
1	357	1650,3	0,1	69,5	1632,1	0,0003	Vérifié
2	306	1513,6	0,2	102,7	1562,5	0,0006	Vérifié
3	306	1513,6	0,3	134,7	1459,8	0,001	Vérifié
4	306	1513,6	0,3	168,5	1325,1	0,0011	Vérifié
5	306	1513,6	0,3	205,4	1156,6	0,0012	Vérifié
6	306	1513,6	0,2	246,6	951,2	0,001	Vérifié
7	306	1513,6	0,3	328,2	704,6	0,0021	Vérifié
8	306	1329,9	0,2	376,4	376,4	0,0023	Vérifié

Tableau.IV.8 : tableau de P- Δ , Sens X-X

Niv	Sens y-y						Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	F_k (KN)	V_k (KN)	θ	
1	357	1650,3	0,1	87,1	1643,9	0,0002	Vérifié
2	306	1513,6	0,2	102,5	1556,8	0,0006	Vérifié
3	306	1513,6	0,3	131,7	1454,3	0,001	Vérifié
4	306	1513,6	0,2	163,1	1322,6	0,0007	Vérifié
5	306	1513,6	0,3	198,2	1159,5	0,0012	Vérifié
6	306	1513,6	0,2	239,6	961,3	0,001	Vérifié
7	306	1513,6	0,3	329,9	721,7	0,002	Vérifié
8	306	1329,9	0,2	391,8	391,8	0,0022	Vérifié

Tableau.IV.9 : tableau de P- Δ , Sens Y-Y

On remarque que la condition $\theta \leq 0,10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.



IV.3.5. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Sous charges verticales :

Les **RPA99/2003 (Art3.4. a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Sur les voiles (G+0,2Q) :

$$621 \times 100 \% / 1206,13 = \mathbf{51,48 \%}$$

Sur poteau (G+0,2Q) :

$$585,13 \times 100 \% / 1206,13 = \mathbf{48,52\%}$$

Sous-charges horizontales

Les **RPA99/2003 (Art3.4. a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

- Charges sismiques (horizontaux) sur les voiles :

$$\text{Sens X} = 145 \times 100 \% / 163,21 = \mathbf{88,84 \%}$$

$$\text{Sens Y} = 151,58 \times 100 \% / 164,39 = \mathbf{92,20 \%}$$

DONC les voiles sont pris la totalité des efforts tranchants et plus de 25% des charges verticales

IV.3.6. Vérification de l'excentricité :

L'excentricité accidentelle : (art.4.3.7 RPA99/2003 ; P47)

Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Donc :

$$\text{Sens X} : e_{ax} = 0,05 \times 15,3 = 0,765 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y} : e_{ay} = 0,05 \times 16,7 = 0,835 \text{ m}$$



Excentricité Adopté :

$$E_x = \max (e_{x1}, e_{ax}) = \max (0,74 ; 0,765) \Rightarrow e_x = e_{ax} = 0,765$$

$$E_y = \max (e_{y1}, e_{ay}) = \max (0,91 ; 0,835) \Rightarrow e_{y1} = e_{ay} = 0,91$$

E_x : excentricité suivent x

E_y : excentricité suivent y

Etage	Lx(m)	Ly(m)	$E_{x1}(m)$	$E_{y1}(m)$	$E_{x0}(m)$	$E_{y0}(m)$	$E_{x1} \geq e_{x0}$	$E_{y1} \geq e_{y0}$
1	15,3	16,7	0,765	0,91	0,00	0,35	Vérifiée	Vérifiée
2	15,3	16,7	0,765	0,91	0,04	0,7	Vérifiée	Vérifiée
3	15,3	16,7	0,765	0,91	0,04	0,7	Vérifiée	Vérifiée
4	15,3	16,7	0,765	0,91	0,04	0,7	Vérifiée	Vérifiée
5	15,3	16,7	0,765	0,91	0,04	0,7	Vérifiée	Vérifiée
6	15,3	16,7	0,765	0,91	0,04	0,7	Vérifiée	Vérifiée
7	15,3	16,7	0,765	0,91	0,04	0,7	Vérifiée	Vérifiée
8	15,3	16,7	0,765	0,91	0,00	0,82	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV.10 : Vérification de l'excentricité.

IV.3.7. Vérification d'ensemble : (art.5.5 RPA99/2003 ; P50)

Méthode de calcul :

$$\sum W_K \cdot b_i \geq \sum F_K \cdot h_k$$

W_K : Le poids calculé à chaque niveau (k) $W_K = W_{Kg} + 0,2W_{Kq}$

W_{Kg} : Poids du aux charges permanentes.

W_{Kq} : Poids du aux charges d'exploitation.

b_i : centre de gravité de la structure $b_i = X_G + 1m$

F_K : la somme des forces sismique à chaque étage k.

h_k : la hauteur de l'étage k.

Niveaux	Sans x-x			
	F_k (KN)	h_k (m)	W_k (KN)	b_i (m)
1	69,5	3,57	1650,3	8,43
2	102,7	6,63	1513,6	8,47
3	134,7	9,69	1513,6	8,47
4	168,5	12,75	1513,6	8,47
5	205,4	15,81	1513,6	8,47
6	246,6	18,87	1513,6	8,47
7	328,2	21,93	1513,6	8,47
8	376,4	24,99	1329,9	8,47

Tableau IV.11 : Les valeurs de W , b_i et F

$\sum W_k \cdot b_i = 102097,43 \text{ KN.m} \geq \sum F_k \cdot h_k = 28880,68 \text{ KN.m}$ condition vérifier

Niveaux	Sans y-y			
	F_k (KN)	h_k (m)	W_k (KN)	b_i (m)
1	87,1	3,57	1650,3	8,78
2	102,5	6,63	1513,6	9,13
3	131,7	9,69	1513,6	9,13
4	163,1	12,75	1513,6	9,13
5	198,2	15,81	1513,6	9,13
6	239,6	18,87	1513,6	9,13
7	329,9	21,93	1513,6	9,13
8	391,8	24,99	1329,3	9,26

Tableau IV.12 : Les valeurs de W , b_i et F

$W_k \cdot b_i = 109713,96 \text{ KN.m} \geq \sum F_k \cdot h_k = 29026,80 \text{ KN.m}$ condition vérifier



IV.4. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



Chapitre V :

Calcul des éléments structuraux

V.1.Introduction

V.2. Étude des poteaux

V.3.Etude des poutres

V.3. Etude des voiles

V.4.Conclusion



V. Calcul des éléments structuraux :

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux - poutres) et les voiles, Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes genres de sollicitations.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible

V2.1. Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charges que nous avons utilisés pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

Combinaisons BAEL :

Ce sont des combinaisons qui correspondent à la situation durable de la structure, elles sont décrites par les règles **CBA93** et **BAEL91mod.99**, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\begin{array}{l} \mathbf{E.L.U} : \\ \mathbf{E.L.S} : \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{array} \right.$$

Combinaisons RPA :

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien **RPA99v2003(Art. 5.2)** comme suit :

Pour les portiques :

$$\mathbf{- Pour les Poteau:} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mu 1,2E \\ 0.8 \times G \mu E \end{array} \right.$$



$$- \text{ Pour les poutres : } \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times G \mu E \\ G + Q \mp E \end{array} \right.$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales

V.2.2. Caractéristique des matériaux :

Les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurité correspondantes données par le tableau suivant :

Matériau \ Situation	Béton25			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPA)	f_{bu} (MPA)	γ_s	f_e (MPA)	f_{su} (MPA)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	347,8
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1.1 : caractéristiques du matériau

V.2.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

-Moment maximal et un effort normal correspondant.

- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

-Effort normal maximal avec le moment correspondant.



• $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

-Effort normal minimal avec le moment correspondant.

• $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.2.4. Les recommandations du RPA 99/2003 :

1. Les armatures longitudinales (art.7.4.2.1.) :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal est de : 0.8 % (Zone II).

-Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.

6 % en zones de recouvrement.

-Le diamètre minimal est de 12mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

2. Les armatures transversales :

(L'article 7.4.2.2) des mêmes règles recommande que :

-l'espacement (t) des armatures transversales doit être au plus égale aux valeurs maximales suivantes qui correspondent à la zone sismique II :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_L, 15\text{cm}) \quad (\text{en zone II}). \\ \text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\phi_L \quad (\text{en zone II}). \end{array} \right.$$

Où ϕ_L : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%.

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%.



Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10Ø** minimum.

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Ø cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la Hauteur de poteaux

-Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

-les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales. La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

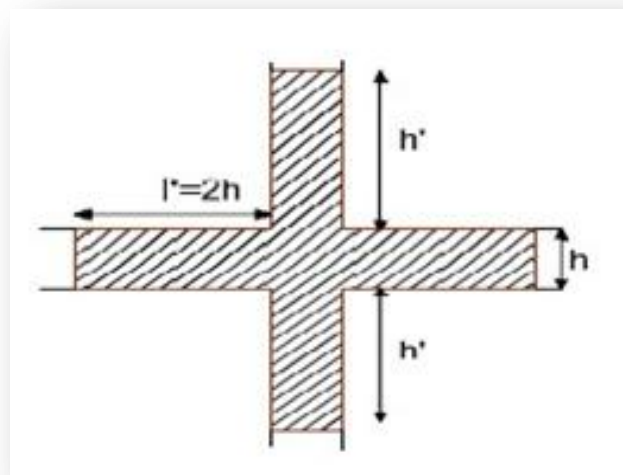


Figure V.1 : Zone nodale



Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC et etages	45×50	18	90	135

Tableau V.1.2 : Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

V.2.5. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau V.2 :

Niveau	N _{max} → M _{cor}		N _{min} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		V(KN)
	N(KN)	M(KN*m)	N(KN)	M(KN*m)	M(KN*m)	N(KN)	
RDC	1166	53,2	32,2	79,9	117,4	186	51,5

Tableau V.1.3 : Sollicitation dans les poteaux

V.2.6. Calcul du ferrailage :

Les armatures longitudinales des poteaux sont ferrillées par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA en zone II celui donné par le logiciel ROBOT

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$$b = 45 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}; d = 47,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$$



Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max}=1166\text{KN}$ \longrightarrow $M_{\text{cor}}=53,2\text{ KN.m}$
- $M_{\max}=117,4\text{ KN.m}$ \longrightarrow $N_{\text{cor}}=186\text{ KN}$
- $N_{\min}=32,2\text{KN}$ \longrightarrow $M_{\text{cor}}=79,9\text{ KN.m}$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$\begin{cases} N = 1166\text{ KN} \\ M = 53,2\text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{53,2}{1166} = 0,045\text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,50}{2} = 0,25\text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) \leq (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 53,2 + 1166 \times (0,475 - 0,50/2) = 315,55\text{ KN.m.}$$

$$[1166 \times (0,475 - 0,025) - 315,55] = 209,15\text{ KN.m} \dots\dots (a)$$

$$(0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,025) \times 0,45 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3 = 473,65\text{ KN.m} \dots (b)$$

$\Rightarrow (a) \leq (b) \dots\dots\dots$ **Vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{315,55 \times 10^6}{450 \times 475^2 \times 14,2} = 0,21$$

$$\mu_{bu} = 0,21 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,21}) = 0,29$$

$$Z = 0,475 \times (1 - 0,4 \times 0,29) = 0,419\text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{315,55 \times 10^4}{419 \times 348} = 21,64\text{ cm}^2$$



$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 2164 - \frac{1166 \times 10^3}{348} = -11,86 \text{ cm}^2 .$$

b) Calcul sous Mmax et Ncor :

$$M = 117,4 \text{ KN.m, } N = 186 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{117,4}{186} = 0,63 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0,50}{2} = 0,25$$

(Le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 117,4 + 186 \times (0,475 - 0,50/2) = 159,25 \text{ KN.m.}$$

$$[186 \times (0,475 - 0,025) - 159,25] = 75,55 \text{ KN.m} \dots \dots (a)$$

$$(0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,025) \times 0,450 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3 = 473,65 \text{ KN.M} \dots \dots (b)$$

$$\Rightarrow (a) \leq (b) \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{159,25 \times 10^6}{450 \times 375^2 \times 14,2} = 0,17$$

$$\mu_{bu} = 0,17 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,17}) = 0,23$$

$$Z = 0,475 \times (1 - 0,4 \times 0,23) = 0,431 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{159,25 \times 10^4}{431 \times 348} = 10,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 1061 - \frac{186 \times 10^3}{348} = 5,26 \text{ cm}^2 .$$

C) Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = 32,2 \text{ KN} \quad M = 79,9 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{79,9}{32,2} = 2,48 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,50}{2} = 0,25 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) \leq (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 79,9 + 32,2 \times (0,475 - 0,50/2) = 87,145 \text{ KN.m.}$$

$$[32,2 \times (0,475 - 0,025) - 87,145] = 72,65 \text{ KN.m} \dots \dots (a)$$

$$(0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,025) \times 0,45 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3 = 473,65 \dots \dots (b)$$

$$\Rightarrow (a) \leq (b) \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{87,145 \times 10^6}{450 \times 375^2 \times 14,2} = 0,09$$

$$\mu_{bu} = 0,09 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09}) = 0,11$$

$$Z = 0,475 \times (1 - 0,4 \times 0,11) = 0,454 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{87,145 \times 10^4}{450 \times 348} = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 556 - \frac{32,2 \times 10^3}{348} = 4,63 \text{ cm}^2.$$



Niveaux	Section de Poteaux (cm ²)	Nmax	Mmax	Nmin	A _s (cm ²)	A _{min} RPA99 (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)			
RDC et ETAGES	45×50	11,86	5,26	4,63	11,86	18	4HA16+4HA20=20,61

Tableau V.1.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

V.2.7. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante (ART 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} ; \text{ Avec:}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de la section brute.

F_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- **Dans la zone nodale** : $t \leq \min 0 \times \phi_1 (1 ; 15\text{cm})$ en zone IIa.
- **Dans la zone courante** : $t \leq 15 \times \phi_1$ en zone I et IIa.

ϕ₁ : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$\rho = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g: Élancement géométrique.



La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.8\% \quad \text{si } \lambda_g < 3$$

si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

L_f: longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

Le tableau V.4 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents Poteaux des différents niveaux.

Remarque :

Dans le cas (RDC) $\Rightarrow L_0 = L_{RDC} = 3,57\text{m}$

Dans le cas (étages) $\Rightarrow L_0 = L_{étage} = 3,06\text{m}$



Niveau		RDC	7 étages
Section		45x50	45x50
$\phi_1^{\min}(\text{Cm})$		1,6	1,2
$l_f(\text{cm})$		249,9	214,2
λ_g		5,55	4,76
$V_u(\text{KN})$		51,5	48,92
t (cm)	Zone nodale	10	10
	Zone courante	15	15
ρ		2,5	3,75
$A^t(\text{cm}^2)$	Zone nodale	0,9	1,49
	Zone courante	1,35	2,24
$A^{\min}(\text{cm}^2)$	Zone nodale	1,65	1,63
	Zone courante	2,02	2,44
$A^{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	Zone nodale	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01
	Zone courante	2HA10+2HA8=2,57	2HA10+2HA8=2,57

Tableau V.1.5: Ferrailages transversales des poteaux

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures Transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max} \Rightarrow 8\text{cm} \geq \frac{20}{3}\text{cm} \Rightarrow 8 \geq 6,66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$



V.2.8. Vérifications :

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un

Poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

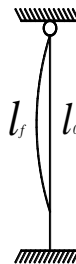
Exemple de calcul :

Remarque :

Dans le cas (RDC) $\Rightarrow L_0 = L_{RDC} = 3,57\text{m}$

Dans le cas (étages) $\Rightarrow L_0 = L_{\text{étage}} = 3,06\text{m}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \rightarrow l_f = 2,499 \text{ m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$





$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,144 \text{ m} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow \lambda = \frac{2,499}{0,144} = 17,35 \quad \alpha = 0,81$$

Br= 2064 cm²..... (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0,81 \times \left\{ \frac{20,64 \times 10^4 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 20,61 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15} \right\} = 3676,6 \text{ KN}.$$

On a N_{max}=1166KN <Nu=2116,4KN condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le

Tableau V.5.

Niveau	i (m)	L _f (m)	λ	α	A adoptée (cm ²)	Br (cm ²)	Nu max (KN)	NU (KN)	Observation
RDC,	0,144	2,499	17,35	0,81	20,61	2061	1166	3676,6	vérifiée

Tableau V.1.6 : Vérification au flambement des poteaux des différents étages

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{adm} \quad \sigma_{adm} = \frac{0,85 * f_{c28}}{1,5} \quad \sigma_{adm} = 14,16\text{MPa}$$



Niveaux	La section adoptée (cm ²)			Nu (KN)	σ_{bc} (MPa)	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	45	50	2250	1166	5,2	Vérifiée

Tableau V.1.7: vérification des contraintes

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que : **RPA (art 7.4.3.2)**

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = l_f/b$ ou l_f/a

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPa)	Observation
RDC	45×50	2,499	5,55	0,075	48	51,5	0,238	1,875	Vérifiée

Tableau V.1.8. : vérification des contraintes tangentielles

D'après le tableau V.7 ; on ne déduit que la condition exigée par le RPA99/2003

Concernant les Sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.9. Disposition constructive des poteaux :

- Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L > 40 \times \varnothing$ en zone II.

$\varnothing = 20$ mm donc $L_r > 80$ cm ; on adopte $L_r = 85$ cm.

$\varnothing = 16$ mm donc $L_r > 64$ cm ; on adopte $L_r = 65$ cm.

V.2.10. Schéma de ferrailage :

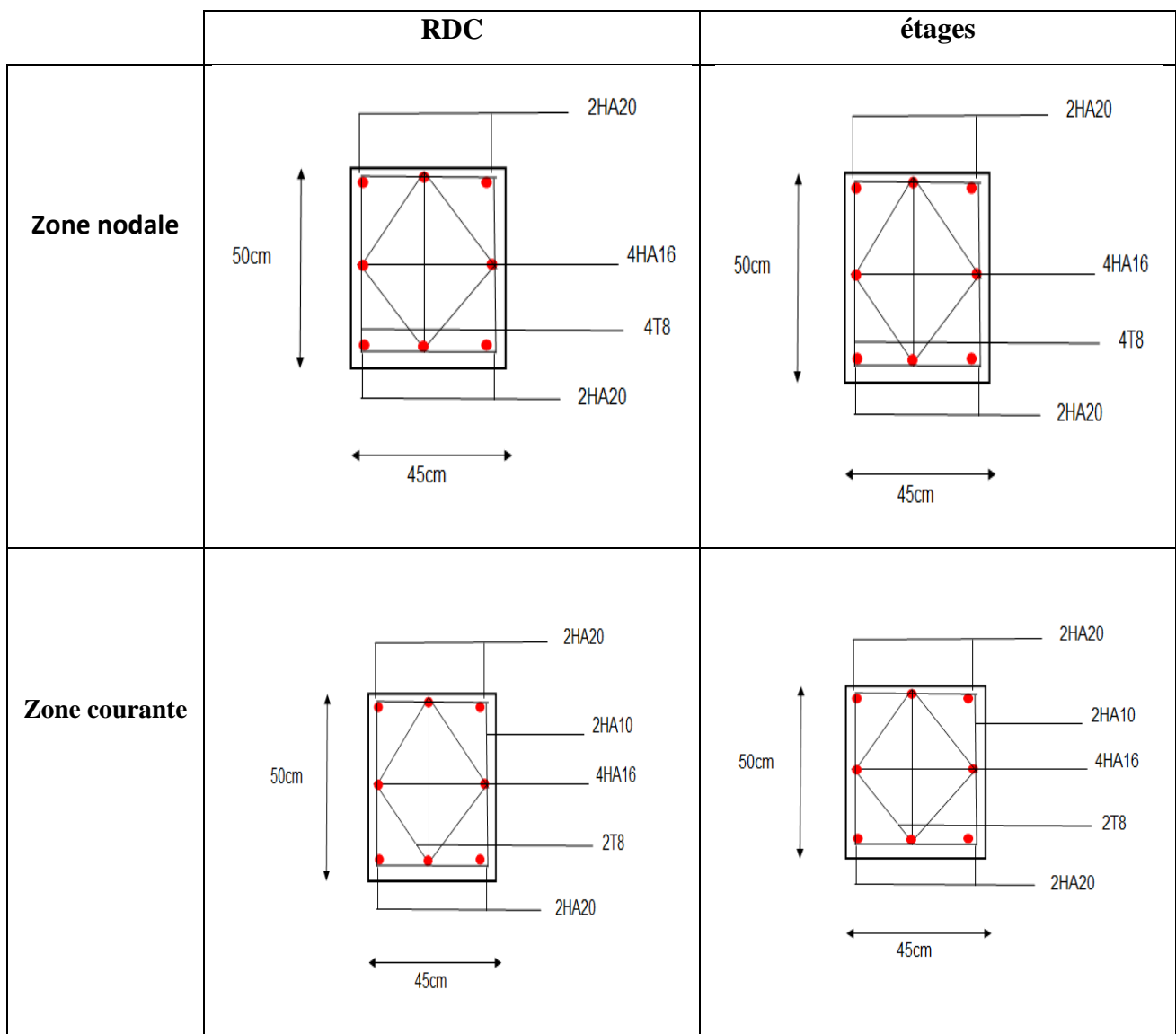


Figure V.2.Schéma de ferrailage des poteaux



V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sans un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA/2003** et celles données par le **BAEL99**

V.3.1. Les recommandations du RPA99/2003 : (art 7.5.2 RPA99/2003 ; P65)

a) Armatures longitudinales :

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_L^{\min} = 0.5\% \times b \times h$

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section de béton en zone courante.
- 6% de la section de béton en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone IIa).

b) Armatures transversales :

-La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

-L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min (h/4; 12 \times \Phi_1)$. dans la zone nodale.

$S_t \leq h / 2$: en dehors de la zone nodale.

-La valeur du diamètre Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vu la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres dans les différents étages, on a opté, au même ferrailage pour tous les niveaux sauf les deux derniers étages, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :



Type	Section	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
P.P	30×45	Appuis	93,3	6,75	6,75	3HA14+3HA12=8,01
		Travée	66,3	4,69		3HA14+3HA12=8,01
P. S	30×45	Appuis	93,3	6,75	6,75	3HA14+3HA12=8,01
		Travée	66,3	4,69		3HA14+3HA12=8,01
P. chaînage	30×40	Appuis	53,8	4,32	6,00	3HA14+2HA12=6,88
		Travée	44,1	3,52		3HA14+2HA12=6,88

Tableau V.2.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

V.3.3. Exemple de calcul :**A) Poutres principales+ secondaires :**a) **En travée :**On a : $M_t = 66,3 \text{ KN.m}$ Section = (30 × 45) ; d = 0,425 m ; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{66,3 \times 10^6}{300 \times 425^2 \times 14,17} = 0,086 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086})$$

$$\alpha = 0,112$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 42,5 \times (1 - 0,4 \times 0,112) = 40,59 \text{ cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{66,3 \times 10^6}{405,9 \times 348} = 4,69 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,69 \text{ cm}^2$$

**Vérifications nécessaires pour les poutres :****-Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,30 \times 0,45 = 1,35\text{cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\%.bh.$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,30 \times 0,45 = 6,75\text{cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) \Rightarrow \max(4,69 ; 1,35 ; 6,75)$$

Alors : $A=6,75 \text{ cm}^2$ on adopte : **3HA14+3HA12=8,01cm²**

b) En appuis :

On a : $M_u = 93,3\text{KN}$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{bd^2f_{\text{bu}}} = \frac{93,3 \times 10^6}{300 \times 425^2 \times 14,16} = 0,121 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,121})$$

$$\alpha = 0,162$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 42,5 \times (1 - 0,4 \times 0,162) = 39,73\text{cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{93,3 \times 10^6}{397,3 \times 348} = 6,75\text{cm}^2$$

$$A_u = 6,75\text{cm}^2$$

**Vérfications nécessaires pour les poutres :**

- **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,30 \times 0,45 = \mathbf{1,35\text{cm}^2}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\%.bh.$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,30 \times 0,45 = \mathbf{6,75\text{cm}^2}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

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

$$A = \max (6,75 ; 1,35 ; 6,75)$$

Alors : $A=6,75\text{cm}^2$ on adopte **3HA14+3HA12=8,01cm²**

B) Poutres chainages :**a) En travée :**

On a : $M_t = 44,1\text{KN.m}$

Section = (30 × 40) ; $d = 0,375\text{ m}$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_t}{bd^2f_{\text{bu}}} = \frac{44,1 \times 10^6}{300 \times 375^2 \times 14,17} = 0,073 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073})$$

$$\alpha = 0,095$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 37,5 \times (1 - 0,4 \times 0,095) = 36,01\text{cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{44,1 \times 10^6}{360,1 \times 348} = 3,52\text{cm}^2$$



$$A_u = 3,52 \text{ cm}^2$$

Vérifications nécessaires pour les poutres :

-Le pourcentage minimal d'armatures :

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

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot bh$.

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) \Rightarrow \max(3,52 ; 1,2 ; 6) \text{ cm}^2$$

Alors : $A = 6 \text{ cm}^2$ on adopte : $3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 6,88 \text{ cm}^2$

b) En appui :

On a : $M_a = 53,8 \text{ KN.m}$

Section = (30 × 40) ; d = 0,375 m ; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_a}{bd^2 f_{\text{bu}}} = \frac{53,8 \times 10^6}{300 \times 375^2 \times 14,17} = 0,089 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,089})$$

$$\alpha = 0,118$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 37,5 \times (1 - 0,4 \times 0,112) = 35,72 \text{ cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = \frac{53,8 \times 10^6}{357,2 \times 348} = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,32 \text{ cm}^2$$

**Vérifications nécessaires pour les poutres :****-Le pourcentage minimal d'armatures :**

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

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\%.bh$.

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) \Rightarrow \max(4,32 ; 1,2 ; 6)\text{cm}^2$$

Alors : $A = 6\text{cm}^2$ on adopte : $3\text{HA}14+3\text{HA}12=6,88\text{cm}^2$

Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \emptyset$$

$$\emptyset = 1,4\text{cm} \rightarrow l_r > 56\text{cm} ; \text{ on adopte } l_r = 60\text{cm}$$

$$\emptyset = 1,2\text{cm} \rightarrow l_r > 48\text{cm} ; \text{ on adopte } l_r = 50\text{cm}$$

● Pourcentages total maximum des aciers longitudinaux

- **En zone courante**

Poutres principales $\rightarrow 6\text{HA}14+6\text{HA}12=16,02\text{cm}^2 < 4\% (b \times h) = 54\text{cm}^2$ vérifiée

Poutres secondaires $\rightarrow 6\text{HA}14+6\text{HA}12=16,02\text{cm}^2 < 4\% (b \times h) = 54\text{cm}^2$ vérifiée

Poutres chainages $\rightarrow 6\text{HA}14+4\text{HA}12=13,76\text{cm}^2 < 4\% (b \times h) = 48\text{cm}^2$ vérifiée

V.3.4. Les armatures transversales : BAEL91 (Article H. III. 3)

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \text{ cm}$$

1) Poutres principales :

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1,2 ; 1,28 ; 3) \text{ cm}$$

Donc on prend $\Phi = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

**2) Poutres secondaires :**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1,2 ; 1,28 ; 3) \text{ cm}$$

Donc on prend $\Phi_1 = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

3) Poutres chainages :

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1,2 ; 1,14 ; 3)$$

Donc on prend $\Phi_1 = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

V.3.5. Calcul des espacements des Armatures transversales : Selon le **RPA99****1) Poutre principale :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \times \Phi_1; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 11,25 \text{ cm Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm ; soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

2) Poutre secondaire :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \times \Phi_1; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 12,5 \text{ cm Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm ; soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

3) Poutre chainages :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \times \Phi_1; 30 \text{ cm})$$



$S_t \leq 10 \text{ cm}$; Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$S_t \leq h/2$

$S_t \leq 20 \text{ cm}$; soit $S_t = 15 \text{ cm}$

V.3.6. Vérifications :

1) Vérifications des sections d'armatures transversales :

$$A_l^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_l^{\min}$ Vérifiée

2) Vérifications des [BAEL91] :

2.1. Vérifications à L'ELU :

Condition de non fragilité :

a) Poutre principale :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,53 \text{ cm}^2$ Vérifiée

b) Poutre secondaire :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,53 \text{ cm}^2$ Vérifiée

c) Poutre chaînages :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$ Vérifiée

2.2. Vérification des contraintes tangentielles :

Vérification de l'effort tranchant

BAEL91 (Article H.III.1)

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$



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

Type	Section	V (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
P.P	30×45	90,4	0,71	3,33	Vérifiée
P. S	30×45	90,4	0,71	3,33	Vérifiée
Poutres chainages	30×40	41,34	0,37	3,33	Vérifiée

Tableau V.2.2 : Vérification des contraintes tangentielles

2.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

(BAEL91/99, chap16.Art IV, P267)

- Appuis de rives :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

- Appuis d'intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(\frac{V_u + M_a}{0,9 \times d} \right)$$



Type	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
P.P	8,01	90,4	93,3	2,6	7,03	Vérifiée
P. S	8,01	90,4	93,3	2,6	7,03	Vérifiée
Poutres chainages	6,88	41,43	53,8	1,2	5,77	Vérifiée

Tableau V.2.3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Donc pas de risque de cisaillement

2.4. Vérification de l'entraînement des barres :

La vérification sera conduite selon art [A.6 .1.3] page 221.Des règles BAEL 91/ 99 sur la poutre la plus sollicitée par l'effort tranchant.

On a comme ferrailage sur appui : 3 HA14+3 HA12 $\Rightarrow A_s = 8,01\text{cm}^2$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} ; \quad \text{Avec :}$$

τ_{se} : est la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence limite ultime,

ψ_s : Coefficient qui dépend de l'état de surface des barres, et pour le cas des barres HA : 1,5

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \text{ [art A.6.1.3] BAEL99 /99. P61}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

V_u^{max} = l'effort tranchant maximal, $V_u^{max} = 90,4$ KN

$\sum U_i$: est la Somme des périmètres des barres $\sum U_i = n \pi \varphi$

$$\sum U_i = n \pi \varphi = 3 \times (3,14 \times 1,4) + 3 \times (3,14 \times 1,2) = 24,48 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90,4 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 244,8} = 0,96\text{MPa}$$



Donc $\tau_{se} = 0,96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ condition vérifier

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

2.5 Vérification à L'ELS :

État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Art E. III. 1)}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0$$

Moment d'inertie :

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

Type	Localisatio <u>n</u>	<u>M_{ser}</u> (KN.m)	<u>Y</u> (cm)	<u>I</u> (cm ⁴)	<u>σ_{bc}</u> (MPa)	<u>σ̄_{bc}</u> (MPa)	Observation
P.P	Appuis	67,7	14	111264,2	8,51	15	Vérifiée
	Travée	48	14	111264,2	8,51	15	
P. S	Appuis	67,7	14	111264,2	8,51	15	Vérifiée

Tableau V.2.4 : Vérification de la contrainte limite de béton

**2.6. Vérification de flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\text{BAEL91(ArtB. 6. 5)} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour les poutres la plus sollicitée en travée :

1) Poutres Principales :

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{525} = 0,086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{525} = 0,086 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{66,3}{10 \times \frac{66,3}{0,85}} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{525} = 0,086 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{8,01}{30 \times 42,5} = 0,0062 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

2) Poutres Secondaires :

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{443} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{443} = 0,09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{66,3}{10 \times \frac{66,3}{0,85}} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{443} = 0,09 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{8,01}{30 \times 42,5} = 0,0062 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

3) Poutres chainages :

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{443} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{443} = 0,09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{44,1}{10 \times \frac{44,1}{0,85}} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{443} = 0,09 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6,88}{30 \times 37,5} = 0,006 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.3.7. Schéma de ferrailage :

RDC, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7		
	Appuis	Travée
P. P	<p>Diagram showing a 30cm wide and 45cm high beam section at a support. The reinforcement consists of 3HA14 bars at the top, 3HA12 bars at the bottom, 4HA8 bars in the middle, and 3HA14 bars at the bottom corners. Arrows indicate the placement of the bars.</p>	<p>Diagram showing a 30cm wide and 45cm high beam section in a span. The reinforcement consists of 3HA14 bars at the top, 4HA8 bars in the middle, 3HA12 bars at the bottom, and 3HA14 bars at the bottom corners. Arrows indicate the placement of the bars.</p>
p.s	<p>Diagram showing a 30cm wide and 45cm high beam section at a support. The reinforcement consists of 3HA14 bars at the top, 3HA12 bars at the bottom, 4HA8 bars in the middle, and 3HA14 bars at the bottom corners. Arrows indicate the placement of the bars.</p>	<p>Diagram showing a 30cm wide and 45cm high beam section in a span. The reinforcement consists of 3HA14 bars at the top, 4HA8 bars in the middle, 3HA12 bars at the bottom, and 3HA14 bars at the bottom corners. Arrows indicate the placement of the bars.</p>

Tableau V.13 : Section de ferrailage des poutres principales et secondaires

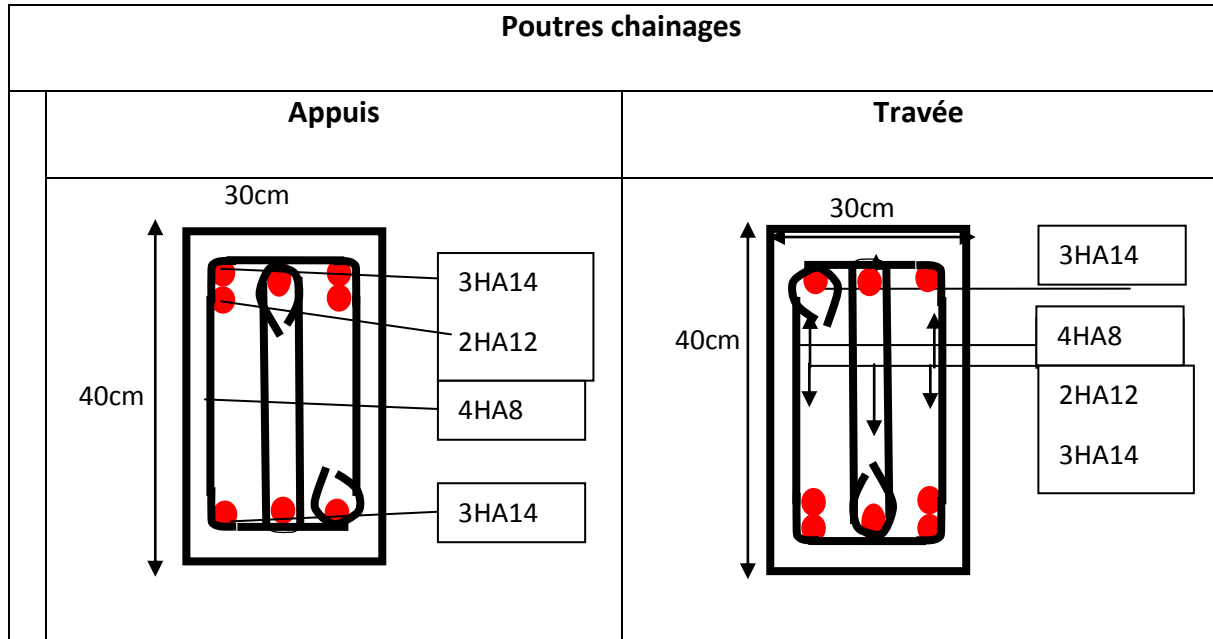


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres



V.3. Etude des voiles :

Le RPA/99/version 2003(**Art.3.4. A.1.a**) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa moyenne sismicité.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.1. Les recommandations duRPA99: (art 7.7.4 RPA99 /2003; P75)

Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $0,2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes ;

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Armatures horizontals:

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur $10 \varnothing$.

Armatures transversals:

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

Armatures de couture:

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :



$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{ Avec : } \bar{V} = 1,4V$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$A_{\min} = 0,15\%$ section globale du voile.

$A_{\min} = 0,1\%$ zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales)

$S < \min (1.5e ; 30\text{cm})$.

- Diamètre des barres (horizontales et verticales) : $\emptyset < e/10$

Longueur de recouvrement :

$L_r = 40\phi$ en zone qui peut- être tendue.

$L_r = 20\phi$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

V.3.2. Calcul des sollicitations :

$M_{\max} = 2740,8 \text{ KN.m} ; N_{\max} = 230,1 \text{ KN.m} ; V_{\max} = 365,2 \text{ KN}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h = 3,30\text{m} ; L = 3,12\text{m} \\ b = 0,20 ; d' = 0,33\text{m} ; d = 2,97 \text{ m} \end{cases}$$

V.3.3. Exemple de calcul de ferrailage et de vérifications :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile ($h=1,40 \text{ m}$) pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles.

3.3.1. Armatures verticales :

Cas de $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

$M_{\max} = 2740,8 \text{ KN.m} ; N_{\max} = 230,1 \text{ KN.m} ; V_{\max} = 365,2 \text{ KN}$

Avec : $\begin{cases} h = 3,30\text{m} ; L = 3,12\text{m} \\ b = 0,20 ; d' = 0,33\text{m} ; d = 2,97\text{ m} \end{cases}$

a. Calcul de longueur de flambement : (art 12.I.2.2 BAEL 91 /99 ; P16 5)

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8L = 0,8(3,57 - 0,45) = 2,49\text{ m}$$

b. calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2,49 \sqrt{12}}{3,30} = 2,61$$

c. calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,38\text{m} < \frac{h}{2} = 1,65\text{m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

d. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{11,91}{3,3}; 100 \right) \right\} = 100$$

$$\lambda = 6,27 < 100 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : On peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} v = v' = \frac{h}{2} = \frac{3,3}{2} = 1,65\text{m} ; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,3^3}{12} = 0,59\text{m}^4 \\ B = b \times h = 0,2 \times 3,3 = 0,66\text{m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{230,1}{0,66} + \frac{2740,8}{0,59} \times 1,65 = 8,01\text{MPa} \dots \dots \dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{230,1}{0,66} - \frac{2740,8}{0,59} \times 1,65 = -7,31\text{MPa} \dots \dots \dots \text{traction} \end{cases}$$

Donc, la section est partialement comprimé

- Diagramme des contraintes :

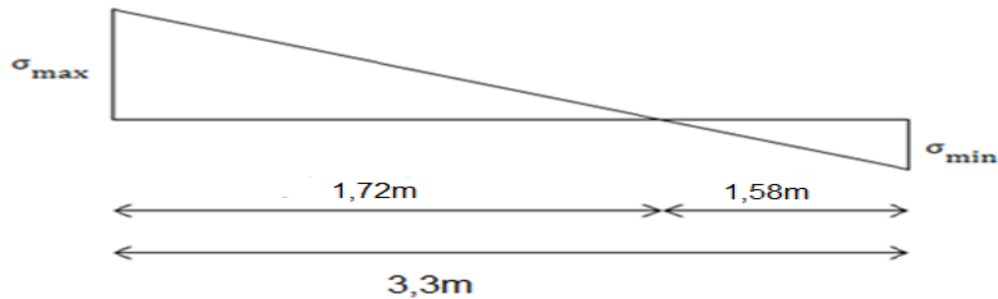


Figure V.4. Diagramme des contraintes

En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$\text{Ou : } \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{8,01}{8,01 + 7,31} \times 3,3 = 1,72\text{m.} \\ L_t = L - L_c = 1,58\text{m.} \end{cases}$$

e. Acier verticaux :

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{7,31 \times 0,20}{2} \times 1,58 = 1,15\text{MN}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s} = \frac{1,15}{400 / 1,15} = 33,06\text{cm}^2$$

Selon le RPA99V2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,20\% B = 0,20\% b L_t = 0,0020 \times 20 \times 28 = 6,32\text{cm}^2$$

$$A_s = 33,06\text{cm}^2 > A_{\min}^{\text{RPA}} = 6,32\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = 33,06$$

$$\lambda_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{33,06 \times 3,3}{1,58} = 69,04\text{ cm}^2$$

**f. Acier de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 365,2 \times 10^3}{400} = 14,06 \text{ cm}^2$$

Cette section d'acier s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suite :

$$A_v = A'_s + A_{vj} = 69,04 + 14,06 = 83,1 \text{ cm}^2$$

g. Ferrailage minimal :**1) Selon le BAEL91 :**

$$A_s = \hat{A}_s = A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 7,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_v = 34,98 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{BAEL}} = 7,17 \text{ cm}^2$$

2) Selon le RPA99V2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné

Comme suite :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,15\%B = 0,15\%bL = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

- En zone courante 0,10%

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,10\%B = 0,10\%bL = 0,0010 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max \{ A_s^{\text{calculé}}; A_{\min}^{\text{RPA}}; A_{\min}^{\text{BAEL}} \} = 34,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Pour les deux faces.}$$

On adopte pour acier vertical : (18HA14) \Rightarrow 2(8HA16 + 18HA14) \Rightarrow

$$A_s = 87,59 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suite :

$$s \leq \min \{ 1,5a; 30 \text{ cm} \} = \min \{ 1,5 \times 36,2; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$$

Donc, on n'adopte :

- **Zone d'about :** S=10 cm
- **Zone courante :** S=15 cm

3.3.2. Aciers horizontaux :**a. Ferrailage minimal :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,15\%B = 0,15bl = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 \text{ (Pour une seule nappe)}$$

On adopte : (6HA10) $\Rightarrow A_H = 4,71 \text{ cm}^2$ par ml (Pour une seule nappe)

Avec un espacement : **S=15cm.**

b. Ferrailage transversal :

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8 mm** pour garder un écartement Constant entre les nappes d'aciers et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversaux sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de **4** par mètre carré.

c. Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U) :

Selon l'RPA99V2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 95,96 \times 10^3}{0,9 \times 1400 \times 200} = 0,53\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Selon BAEL91 :

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \leq \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right\} = 2,5\text{Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0d} = \frac{365,2 \times 10^3}{200 \times 2970} = 0,61 \text{ Mpa} < 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.3.4. Résultat de calcul :

Les voiles	Cas de sollicitations	M (KN.m)	N (KN)	V _{max} (KN)	A _s ^{calcul} (cm ²)	A' _s ^{calcul} (cm ²)	A _v (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
V _y (RDC,..., 7 ^{ème}) étage	M _{max} → N _{corr}	2740,8	230,1	365,2	6,32	13,2	27,26	7,17	9,9

Tableau V.3.1 sections des armatures verticales

4.4.1. Descriptions des armatures verticales :

Les voiles	A _v ^{tot} (cm ²)	A _v ^{adopt} (cm ²)	Description des barres	S _v ^{about} (cm)	S _v ^{courant} (cm)
V _{X1} (RDC,..., 5 ^{ème}) étage	27,66	27,7	2(9HA14)	10	20

Tableau V.3.2. Description des armatures verticales.

4.4.2 Description des armatures horizontales :

Les voiles	$A_{\text{mint}}^{\text{RPA}}$ (cm ²)	$A_{\text{h}}^{\text{adopt}}$ (cm ²)	Description des barres	S_t (cm)
V _{X1} (RDC,..., 5 ^{ème}) étage	6	9,42	2(6HA10)	15
V _{Y1} (RDC,..., 5 ^{ème}) étage	6	9,42	2(6HA10)	15

Tableau V.3.3. Description des armatures horizontales

V.3.5. Schéma de ferrailage :

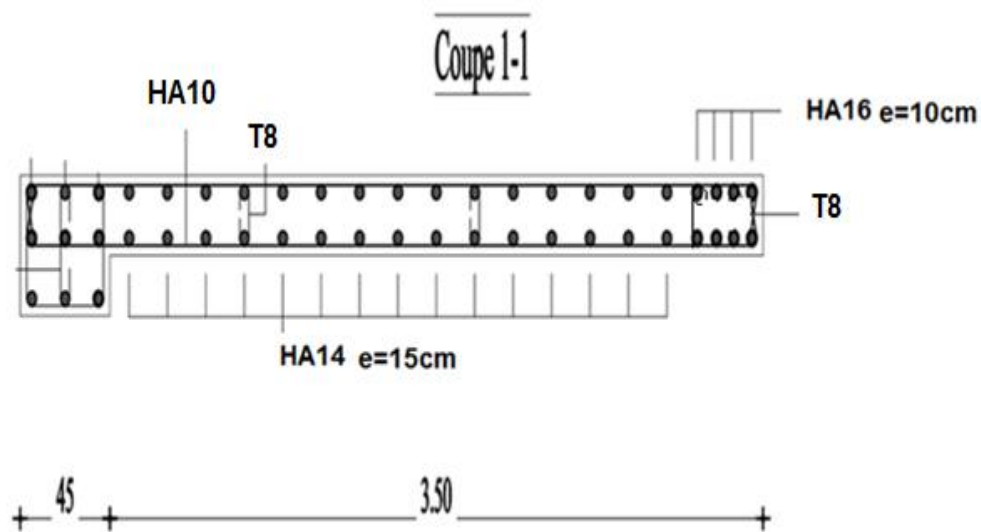


Figure V.5. Schéma de ferrailage de voiles



V.4.Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.



Chapitre VI :

Etudes Des Fondations

- VI.1.** Introduction
- VI.2.** Classification des fondations
- VI.3.** Combinaison de calcul
- VI.4.** Choix de type de fondations
- VI.4.3.** Calcul des semelles isolées
- VI.4.4.** Semelle filantes
- VI.5.** Etude du poutre libage
- VI.6.** Étude des longrines
- VI.7.** Conclusion



VI : Etudes Des Fondations

VI.1. Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

1.Fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

2.Fondations profondes :

- fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

3.Fondations spéciales :

- fondation avec sous pression d'eau
- fondation en terrain instable
- fondation anti-vibratile.

VI.3. Combinaison de calcul :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G + Q + E$

2) $0.8 \times G \pm E$

D'après le **BAEL** (Article B.9.2) :

1) $1,35G + 1,5Q$

2) $G + Q$

VI.4. Choix de type de fondations : (art 15. I.3BAEL91/99 ; P225)

Lorsque les couches de terrain susceptible de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation tient compte en général plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2,6 bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante sous voile.

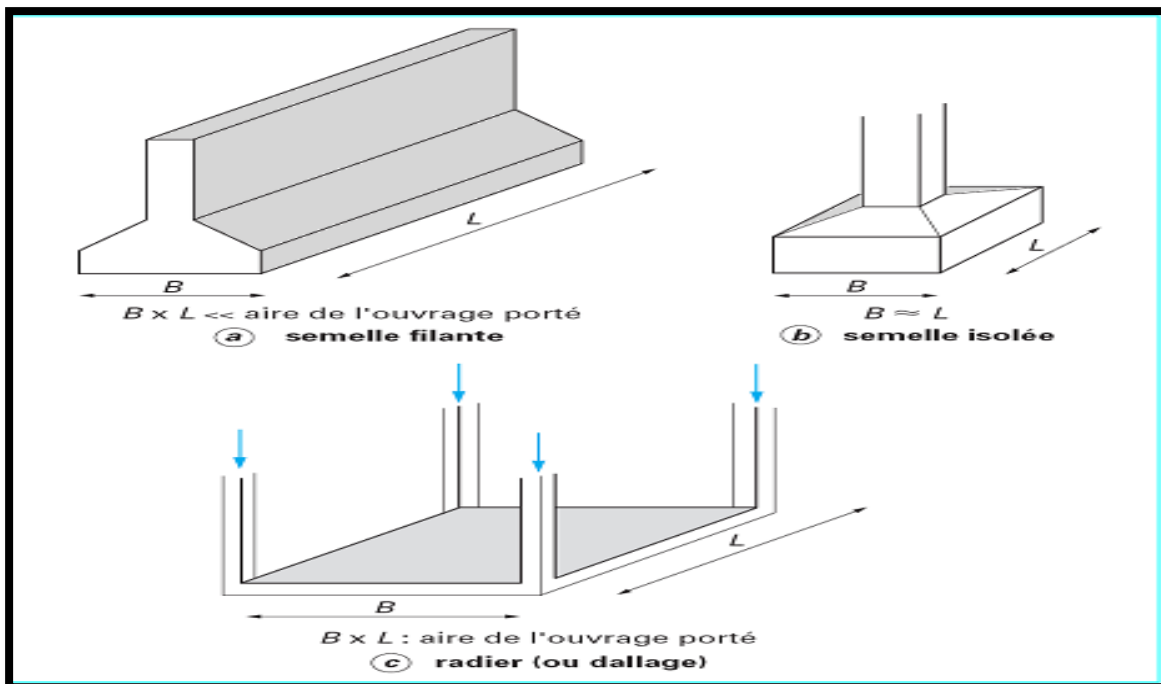


Figure VI.1: Type des semelles superficielles.



VI.4.1. Vérification de type de la semelle :

$$\text{Si } \frac{S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} \leq 50\% \rightarrow \text{semelles isolées}$$

$$\text{Si } \frac{S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} > 50\% \rightarrow \text{radier général}$$

Le poids total du bâtiment a l'ELS= 1400,8 T

$$\sigma_{sol}=2 \text{ bar /m}^2$$

$$S_{tot \text{ des fondation}} = \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{1400,80}{20} = 70,04 \text{ m}^2$$

$$S_{tot \text{ du projet}} = 229,79 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} \times 100 = \frac{70,04}{229,79} \times 100 = 30,48 \% < 50\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'une semelle isolé sous le poteau et semelle filante sous voile.

VI.4.2. Calcul de la surface des semelles isolées:

La surface de la semelle isolée se calculera en utilisant l'effort normal de service maximal N_{ser}^{max} à la base du poteau le plus sollicité, le tableau suivant récapitule la somme des efforts revenant normaux maximaux dans les éléments les plus sollicités :

Types de poteaux	Rive
nombres	4
N_{ser}^{max} (KN)	844,5

Tableau VI.1: Efforts normaux maximaux dans les éléments le plus sollicités

On sait que Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :



$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \quad \text{et} \quad A = K \times B \quad k=1$$

Les semelles seront rectangulaires, donc la dimension de la semelle : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K\sigma_{sol}}}$

A l'aide de ces sollicitations maximales on déduit les dimensions en plan des

Semelles. Après calcul, on n'aura les résultats présentés dans le tableau suivant :

Rive	
A [m]	B [m]
2,1	2,1

Tableau VI.2: dimensions des semelles.

VI.4.3. Calcul des semelles isolées :

Pour les calculs des semelles isolées, on prend les plus sollicitées des semelles de rive, et les plus sollicitées des semelles intermédiaires.

Semelles	Rive	
	P(KN)	M (KN.M)
1.35G+1.5Q	1125,2575	17,2733
G+Q	743,64	13,6172
G+Q+E	592,7368	63,1952
0.8G+E	512,1346	64,1276

Tableau VI.3: les sollicitations pour les poteaux

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance de sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur sous face de la semelle, et linéaire :



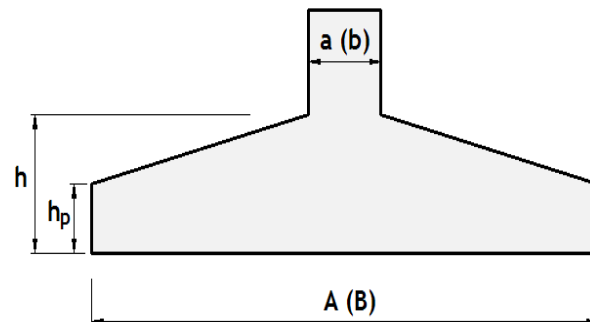
$$h \geq \text{Max} \{h_1, h_2\}$$

Semelle de rive

$$\begin{cases} h_1 = \frac{A-a}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_1 = \frac{210 - 45}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{210 - 50}{4} + 5\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_1 = 46,25\text{cm} \\ h_2 = 45\text{cm} \end{cases}$$

on adopte **h = 50cm**



$$h_p \geq \frac{h}{2} = 23,12\text{cm} \text{ donc } h_p = 25\text{cm}$$

VI.4.3.1. Méthode de calcul :

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d\sigma_s}$$



La charge N_u est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entres-elles par les armatures inférieures

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$$

σ_M : Contrainte maximale sous la semelle.

σ_m : Contrainte minimale sous la semelle.

VI.4.3.2. Domaine d'application de la méthode des bielles :

- Semelle rigide : $(A - a)/4 \leq d \leq (A - a)$
- Sol entièrement comprimé : $e \leq B/24$
- Poteau entièrement $e \leq a/6$

VI.4.3.3. Ferrailage :

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes des semelles :

Semelle de rive :

$$A = 2,1m \quad a = 0,45m \quad d = h - d' = 0,50 - 0,05 = 0,45m$$

$$\frac{(A-a)}{4} = \frac{2,1-0,45}{4} = 0,412m < d < (A-a) = 0,74m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19,3}{1161,7} = 0,017m < \frac{a}{6} = \frac{0,45}{6} = 0,075m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$e = 0,017 \leq \frac{1,95}{24} = 0,087m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vu que toutes les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal :

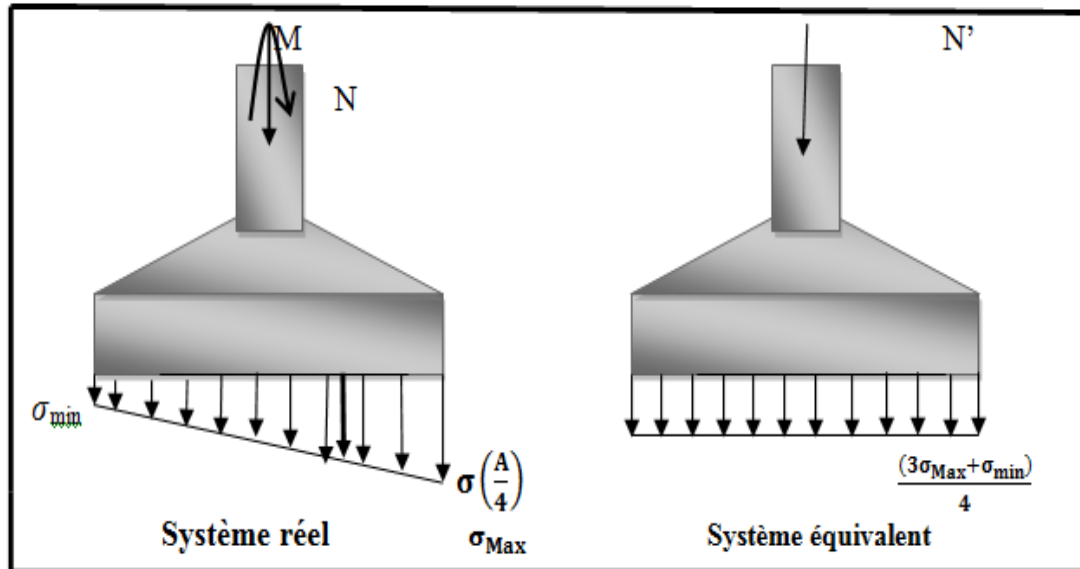


Figure VI.3: Méthode des bielles.

Donc, on calcule σ_M et σ_m comme suit :

Semelle de rive :

$$N_u = 1,1617 \text{ MN} , e = 0,017 \text{ m} , A = 2,1 \text{ m} , B = 2,1 \text{ m}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) = \frac{1,1617}{4,41} \left(1 + \frac{6 \times 0,017}{2,1} \right) = 0,276 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{A} \right) = \frac{1,1617}{4,41} \left(1 - \frac{6 \times 0,017}{2,1} \right) = 0,250 \text{ MPa} > 0$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit:

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} \times (A \times B) = \frac{(3 \times 0,276 + 0,250)}{4} \times (2,1 \times 2,1) = 1,19 \text{ MN}$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d\sigma_s} = \frac{1,19(2,1-0,45)}{8 \times 0,45 \times 347,8} = 15,68 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferrailage suivant :

15T12 Avec : $A_s = 16,96 \text{ cm}^2 > 15,87 \text{ cm}^2$ ok

L'espacement des barres sera de **St=14 cm**.



VI.4.3.4. Vérification divers (semelles intermédiaire et semelles de rive) :

1) Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques :

L'article (10.1.4) de l'RPA99v2003 recommande la justification de la capacité portante du système de fondations sous la combinaison en appliquant un coefficient de sécurité de **2** à la résistance ultime du sol. On doit vérifier pour chaque direction l'une des deux conditions suivantes : à savoir l'intensité de l'excentricité E_p .

$$e \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{A}\right) \leq 2\bar{\sigma}_{sol}$$
$$\frac{A}{6} \leq e \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{2N}{3B\left(\frac{A}{2}-e\right)} \leq 2\bar{\sigma}_{sol}$$

Sous la combinaison G+Q+E on a les sollicitations suivantes :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{50}{1010,5} = 0,049 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{2,1}{6} = 0,35 \text{ m}$$

Donc on vérifie la condition suivante :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{A}\right) = \frac{1,0105}{4,41} \left(1 + \frac{3 \times 0,049}{2,1}\right) = 0,245 \text{ MPA} \leq 2\bar{\sigma}_{sol} \dots \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la stabilité au renversement :

L'article (10.1.5) des règles RPA99V2003 préconise de vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c'est-à-dire que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

A : est la petite dimension de la semelle,

N, M : sont les sollicitations maximales, obtenues sous la combinaison $0,8G + E$.

Donc :

$$e = \frac{44,9}{723,4} = 0,062 < \frac{A}{4} = \frac{2,1}{4} = 0,525 \text{ m} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$



3) Vérification au poinçonnement :

(Calcul pratique des ossatures de bâtiment en BA)

Pour limiter le risque de poinçonnement de la semelle plate par le poteau fortement chargé, on doit vérifier la condition suivante : $1.2\sigma_b \geq \frac{P-P_1}{P_c}$

P_c : Est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi- épaisseur de la semelle et à une distance $h_t/2$, de ce dernier. Il se calcul comme suit :

$$P_c = 4(h_t + a) = 4(0,50 + 0,45) = 3,8\text{m}$$

P_1 : La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par P_c , et qui doit être soustraie de la charge P , dont :

$$P_1 = \left(\frac{P}{A \times B}\right) (h_t + a)^2 = \left(\frac{0,7234}{4,41}\right) \times 0,9 = 0,147\text{MN}$$

σ_b : est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont :

$$\sigma_b = 0.045 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \frac{25}{1,5} = 0.75$$

$$\sigma_b = 7.5\text{bars} = 0.75\text{MPa}$$

$$1.2\sigma_b = 1,2 \times 0,75 = 0,9 \geq \frac{0,7234 - 0,147}{4} = 0,144 \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.3.5. Schéma de ferrailage (BAEL91 et DTU) :

D'abord on doit définir la nature d'arrêt et l'ancrage des armatures qui dépend du rapport entre la longueur du scellement droit et la petite dimension en plan de la semelle. On distingue trois cas :

$\frac{l_s}{A} \geq \frac{1}{4}$: Il faut prévoir des crochets d'ancrage,

$\frac{1}{8} \leq \frac{l_s}{A} \leq \frac{1}{4}$: Un ancrage droit des barres est suffisant,



$\frac{l_s}{A} \leq \frac{1}{8}$: Les barres peuvent être arrêtées en tiroir comme il est indiqué sur la **figure** suivante :



Figure VI.4 : Arrêt forfaitaire des barres.

$$l_s = 35,3\phi = 42,36\text{cm} \rightarrow \frac{l_s}{A} = \frac{42,36}{210} = 0,201$$

$$l_s = 35,3\phi = 42,36\text{cm} \rightarrow \frac{l_s}{A} = \frac{42,36}{195} = 0,201$$

Donc : $\begin{cases} \frac{l_s}{A} = 0,201 \leq \frac{1}{4} = 0,25 \\ \frac{l_s}{A} = 0,201 \leq \frac{1}{4} = 0,25 \end{cases}$ Un ancrage droit des barres est suffisant.

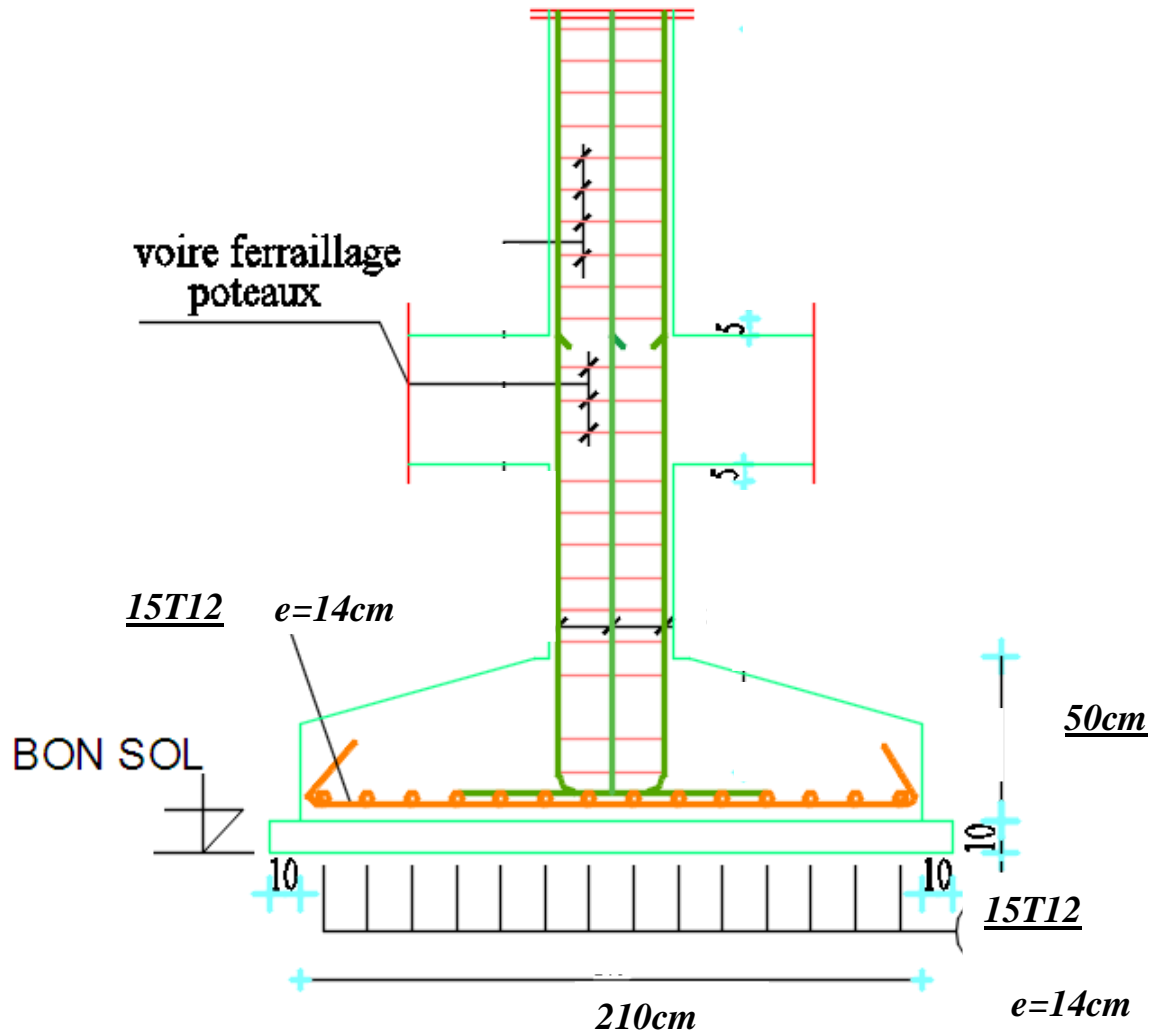


Figure VI.4.1 : schéma de ferrailage semelle isolée sous poteau de rive

SEM ELLE	A(m)	B(m)	a(m)	b(m)	$N_U(KN)$	d(m)	$A_s (cm^2)$	description	S(cm)
Rive	2,1	2,1	0,45	0,45	1116,7	0,45	16,96	15T12	14

Tableau VI.4: récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées.

VI.4.4. Semelle filante :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé un poteau et un voile.

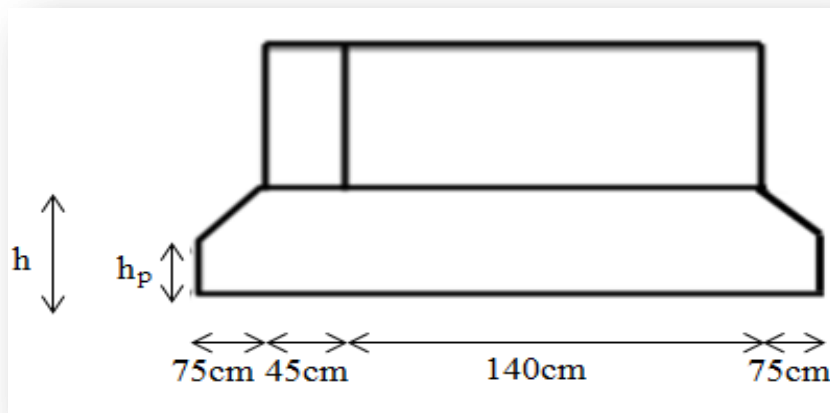


Figure VI.4.1.Schéma d'une semelle filante.

Longueur L :

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; \quad L_{\text{débordement}} = 0,75\text{m}$$

$$\Rightarrow L = 7,5\text{m}$$

Largeur B :

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

N_p : l'effort normal provenant du poteau.

N_v : l'effort normal provenant du voile.

$$N_p = 552,9 \text{ KN.}$$

$$N_v = 925,5 \text{ KN.}$$

$$\sum N_i = 1478,4 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } B \geq \frac{1478,4}{200 \times 7,5}$$

$$B \geq 0,98 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,50\text{m}$



VI.4.4.1. Étude des semelles filantes sous (voile + poteau) :

1) Hypothèses de calcul :

- Lorsque les poteaux et éventuellement les voiles dans une direction donnée, sont proches les uns des autres, on confectionne une semelle continue sous cette file de poteaux et voiles.
- La semelle qui peut être plus ou moins rigide, est souvent associée à une poutre centrale de rigidité (poutre libage), susceptible de répartir les pressions ponctuelles introduite par les poteaux, et les pressions linéairement réparties produites par les voiles.
- Transversalement, la semelle agit comme une semelle trapézoïdale sous poteau, pour une largeur a on aura une section d'armature calculée suivant la méthode des bielles si elle est applicable.
- Longitudinalement la semelle agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux et voiles comme appuis, d'où les armatures supérieures pour reprendre le moment positif en travée, et les armatures inférieurs pour reprendre les moments négatifs en appuis.

2) Dimensionnement (ELS) :

- Longueur : $L = 7,5\text{m}$
- Largeur : $B = 1,5\text{m}$
- La hauteur (h) :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\} \quad ; \quad \text{Avec:}$$

- d' : enrobage des armatures ; $d' = 5 \text{ cm}$.
- h_t : hauteur utile.
- $h_t \geq \max \left\{ \frac{1,50-0,45}{4} + 0,05 \right\} \quad h_t \geq 0,312$; On adopte $h = 50\text{cm}$

- La hauteur (h_p) :

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16,66 \quad ; \quad \text{On adopte } h_p = 20\text{cm}$$

3) Ferrailage (ELU) :

Au niveau de la troisième condition on a pris comme effort normal et moment par rapport à l'axe longitudinal de la semelle, les valeurs maximales entre les efforts du voile et les efforts dans le poteau. Ces mêmes efforts seront utilisés pour le calcul du ferrailage transversal.

$$\Rightarrow N_u = \max (N_v ; N_p) = (1274,8 ; 761,3)$$

$$\Rightarrow N_u = 1274,8 \text{ KN}$$

4) Ferrailage principale :

Pour une bande de 1 m linéaire :

$$A_s = \frac{N_u(B - b)}{8d\sigma_s} = \frac{1274,8 \times (1,5 - 0,45)}{8 \times 0,45 \times 348 \times 10^3} = 10,68 \text{ cm}^2$$

On adopte **7HA14** $\Rightarrow A_s = 10,78 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$S_t = 100 / 7 = 14,28 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

5) Ferrailage de répartition :

 (art.VII.4.1 BAEL 91/99 ; P251)

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} = 10,78 \times \frac{1,5}{4} = 4,04 \text{ cm}^2$$

On adopte **8HA10** $\Rightarrow A_r = 6,28 \text{ cm}^2$

L'espacement :

 (art.10.1.1 RPA99/2003 ; P94)

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\Phi) = \min(20 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

Donc on prend: **St=15cm**

VI.4.4.1.Schéma de Ferrailage :

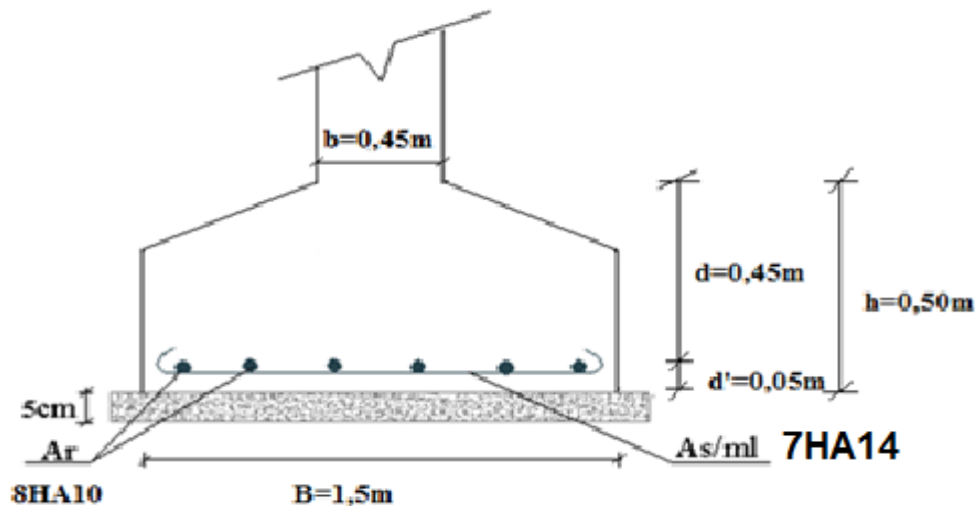


Figure VI.4.2; Ferrailage des semelles filantes.

**VI.5. Etude du poutre libage :**

Le ferrailage longitudinal, consiste à étudier le ferrailage de la poutre de libage soumise aux charges dues au voile et au poteau, ainsi qu'aux réactions du sol.

VI.5.1. Calcul le moment fléchissant (ELU):

$$q = \frac{R}{l} = \frac{N_v + N_p}{l} = \frac{2036,1}{5} = 407,2 \text{ KN/ml}$$

a) **Moment sur appuis :**

$$M = q \frac{L_1^2}{2} = 407,2 \times \frac{0,75^2}{2} = 114,52 \text{ KN.m}$$

b) **Moment sur travée :**

$$M_x = q \frac{x^2}{2} - N(x - L_1)$$

$$X = \frac{N}{q} = \frac{761,3}{407,2} = 1,86 \text{ m.}$$

$$M = q \frac{x^2}{2} - N(x - L_1) = 407,2 \times \frac{1,86^2}{2} - 761,3 \times (1,86 - 0,75) = 140,61 \text{ KN.m}$$

VI.5.2. Ferrailage :**VI.5.2.1. Acier inférieur :**

En travée :

La poutre de libage travail en flexion simple, donc la détermination du ferrailage se fera comme sui $M_u = 140,61 \text{ KN.m}$

$$B = (45 \times 90) ; d = 0,875\text{m} ; f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{140,61 \times 10^6}{450 \times (875)^2 \times 14,17} = 0,028 < 0,186$$

⇒ pivot A

$\mu_{bu} < \mu_l$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires. $A_s=0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,036$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,875 \times (1 - 0,4 \times 0,036) = 86,22\text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{140,61 \times 10^6}{348 \times 862,2} = 4,68\text{cm}^2$$

Donc on adopte: 2HA16+1HA14 ⇒ $A_s = 5,56 \text{ cm}^2$

**VI.5.2.2. Acier supérieur :**

$$M_u = 114,52 \text{ KN.m}$$

$$B = (45 \times 90) \text{cm}^2 \quad ; \quad d = 0,875 \text{m} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{114,52 \times 10^6}{450 \times (875)^2 \times 14,17} = 0,023 < 0,186$$

⇒ pivot A

$\mu_{bu} < \mu_1$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0,03$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,875 \times (1 - 0,4 \times 0,03) = 86,46 \text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{114,52 \times 10^6}{348 \times 864,6} = 3,8 \text{cm}^2$$

Donc on adopte: 2HA16+1HA14 ⇒ $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

VI.5.2.3. Acier transversal :

Le diamètre des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi \leq \min \left(12 ; \frac{50}{35} ; \frac{45}{10} \right) = 1,2 \text{ cm}$$

Donc on prend $\Phi_t = 8 \text{mm} \rightarrow A_t = 4 \text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

VI.5.2.4. L'espacement :

Selon le RPA99 :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \Phi_t ; 30 \text{cm})$$

$$S_t \leq 9,6 \text{ cm} \quad ; \quad \text{soit } S_t = 10 \text{cm}$$

- Zone courante :

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 22,5 \text{cm} \quad ; \quad \text{soit } S_t = 15 \text{cm}$$

Vérifications des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{cm}^2 > A_t^{\min} = 0,9 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

VI.5.2.5. Schéma de Ferrailage :

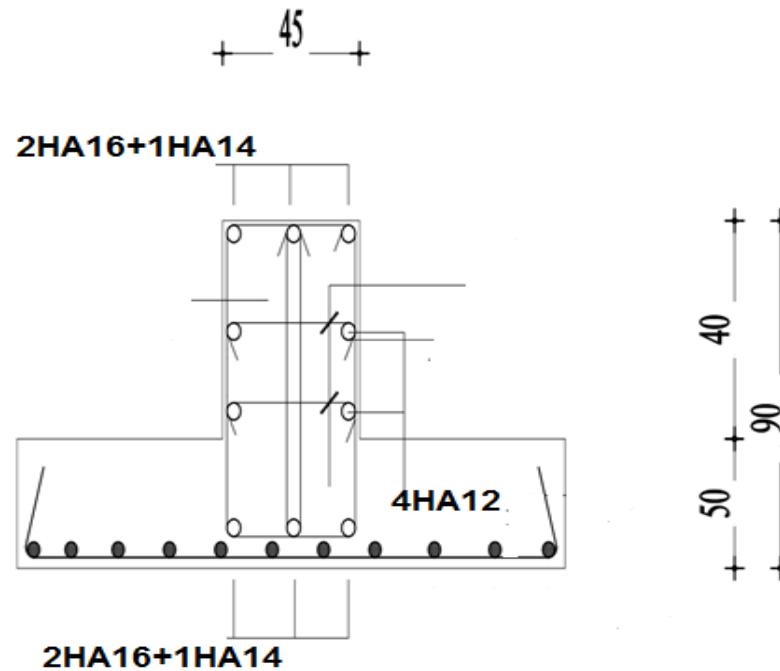


Figure VI.5: Section de ferrailage de poutre libage

VI.6.Étude des longrines :

VI.6.1.Introduction:

Les longrines sont des éléments en béton armé tributaires au système de fondations, ils ont comme rôle principal l'assurance d'une liaison solide entre les différents points d'appui d'un même bloc, formant ainsi un réseau bidirectionnel cohérent qui empêche toutes déformations relatives, horizontales ou verticales, entre les points d'appui du bloc.

VI.6.2. Dimension du coffrage :

On va adopter comme dimensions de la section transversale des longrines les valeurs minimales prescrites par l'RPA99v2003 dans l'article [10.1.1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} (25 \times 30) \text{ cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3 \\ (30 \times 30) \text{ cm} \rightarrow \text{sites de catégorie } S_4 \end{array} \right.$$

Pour notre cas, on a un sol ferme, donc longrine aura comme section transversale $(25 \times 30) \text{ cm}$



VI.6.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$: F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés,

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, sa valeur est obtenue à partir du tableau 10.1 des règles RPA. Pour la zone IIa et le site de catégorie S2 il prend la valeur de 15.

$$F = \frac{1116,7}{15} = 74,47\text{KN} \geq 20\text{KN}$$

$$F = \frac{844,5}{15} = 56,3 \geq 20\text{KN}$$

combinaisons	N_{\max} [KN]	α	F[KN]
1.35G+1.5Q	1116,7	15	74,47
G+Q	844,5	15	56,3

Tableau VI.5 : Les sollicitations.

VI.6.4.Ferraillage longitudinal :

Puisque longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centrée, la totalité de l'effort de traction est repris par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie,

Condition de résistance à l'ELU :

$$A_s \geq \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{0,11167}{347,8} = 3,21 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 3,21\text{cm}^2$$

Condition de résistance à l'ELS :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible de l'acier vaux
à partir **BAEL91 (Article A.4.5.32)**.



$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2f_e}{3}, \max\langle 0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\rangle\right\} = \min\{266.67, \max\langle 200, 201.63\rangle\} = 201.63\text{MPa}$$

Donc :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,08445}{201,63} = 4,18 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

La quantité minimale d'acier recommandée par le règlement BAEL91V99, pour une section de béton donnée B, doit être telle que :

$$A_s \geq \frac{Bf_{tj}}{f_e} = \frac{30 \times 25 \times 2.1}{400} = 3.94 \text{ cm}^2$$

VI.6.5.Ferrailage minimal de l'RPA99v2003 :

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section du béton, soit :

$$A_s \geq 0.6\%B = 0.006 \times 30 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Finalement, l'acier adopté doit vérifier les quatre conditions simultanément, c'est-à-dire :

$$A_s \geq \{A_s^u, A_s^{ser}, A_{smin}^{RPA}, A_{smin}^{BAEL}\} = \max\{3,21; 4,18; 3,94; 4,5\} = 4,5\text{cm}^2$$

On adopte **6T12** avec : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

VI.6.6.Ferrailage transversal :

Pour l'acier transversal, on va adopter des cadres de 8 mm, avec un espacement de :

$$S_t \leq \min\{20\text{cm}, 15\phi_1\} = \min\{20,12\} = 12\text{cm}$$

Donc, on prend : $S_t = 12\text{cm}$

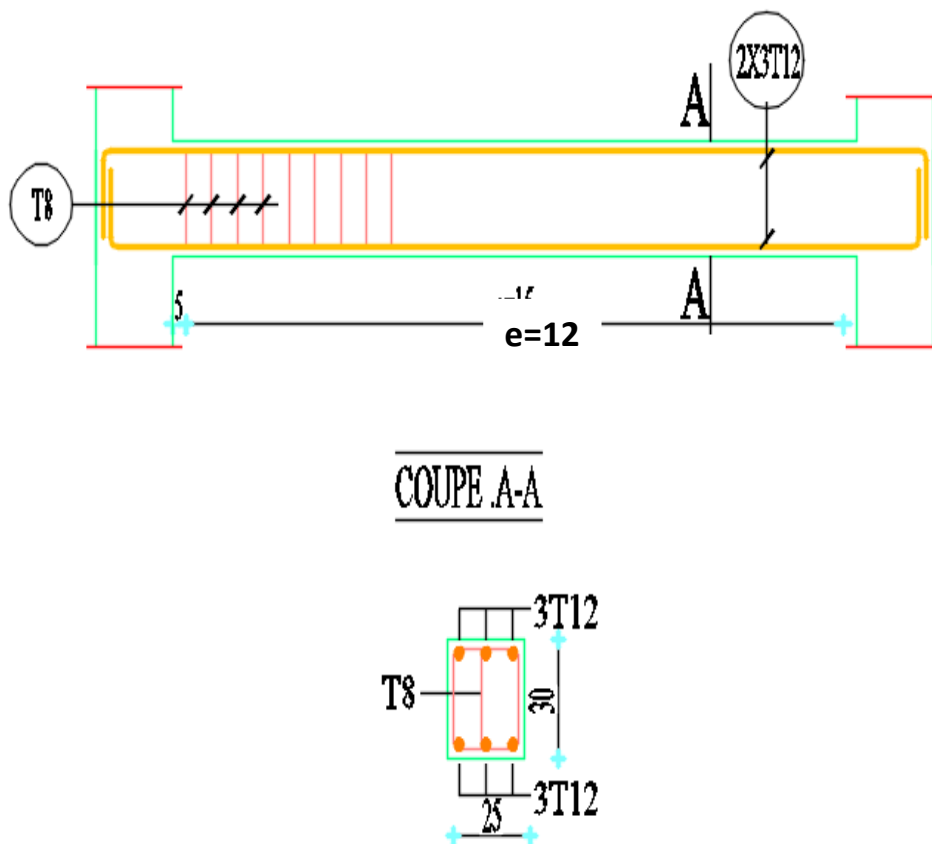


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de longrine

VI.7.Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

On remarque que le taux de surface des semelles est inférieurs à la moitié de la surface totale

Donc on adopte des **semelles isolé**, Par conséquent la solution de semelles isolées sous poteaux révèle la plus adéquate et la plus économique, ainsi la cohérence entre les points d'appuis désirés par l'RPA sera assurée par un réseau de longrines dimensionnées à cet effet.



Conclusion général

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme par exemple, nous citerons l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que:

- Pour le ferrailage: on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003*.
- L'excès de ferrailage nous avons obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au prédimensionnement.
- Pour la disposition et comportement des voiles; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

L'utilisation de l'interface graphique (du l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014)




- Pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir





BIBLIOGRAPHIE



REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.





LIVRES

-  Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
-  Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros oeuvre - Edition 2003 Auteur(s): Henri Renaud.

THESE

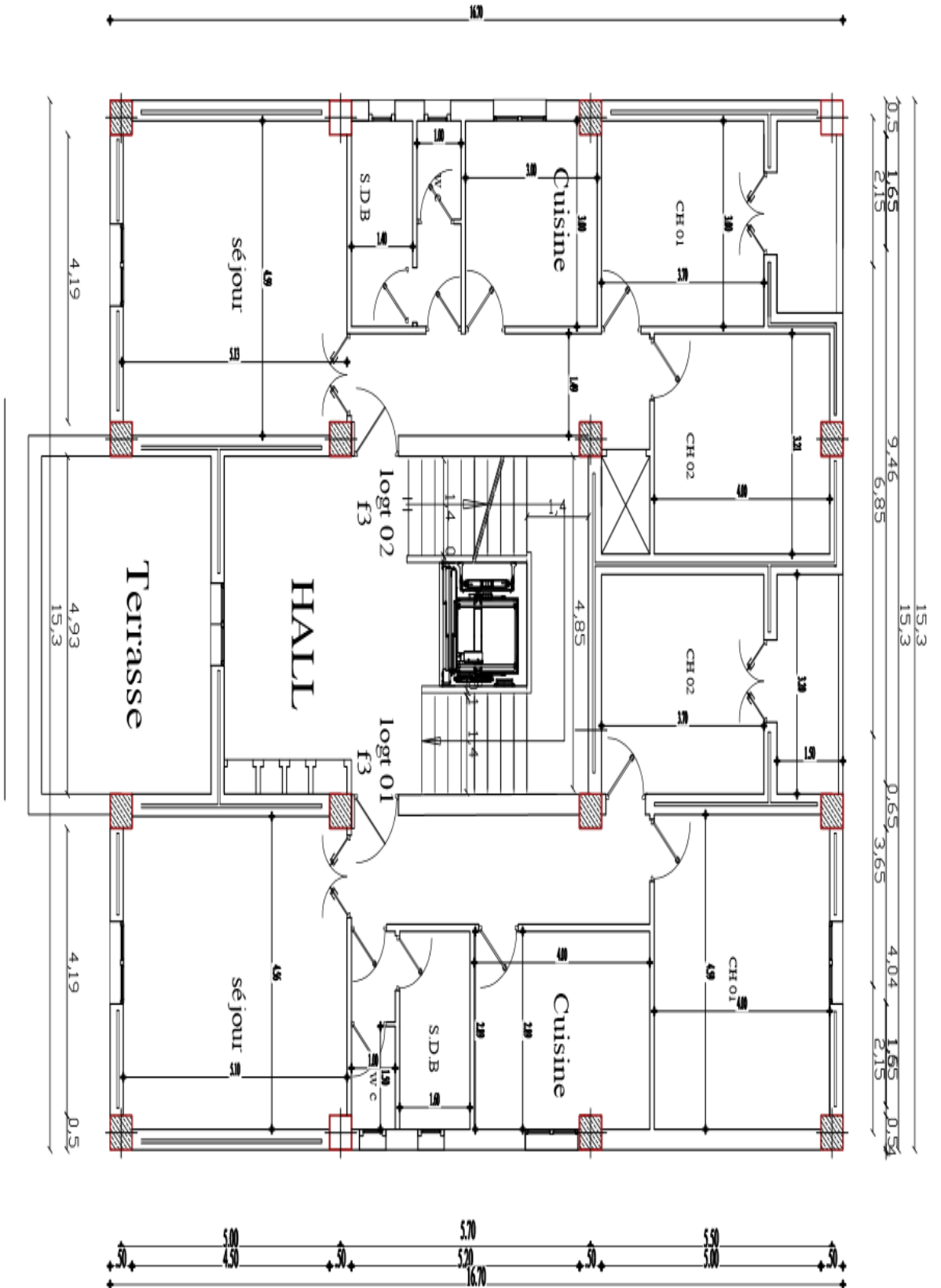
-  Etude d'un bâtiment en r+7+sous-sol contreventement par voile...UBMA.
-  Eude d'un bâtiment en béton arme (RDC+ 7 étages).....USDB.

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT v 2014**
-  EXCEL 2017
-  WORD 2017
-  AUTO CAD 2017

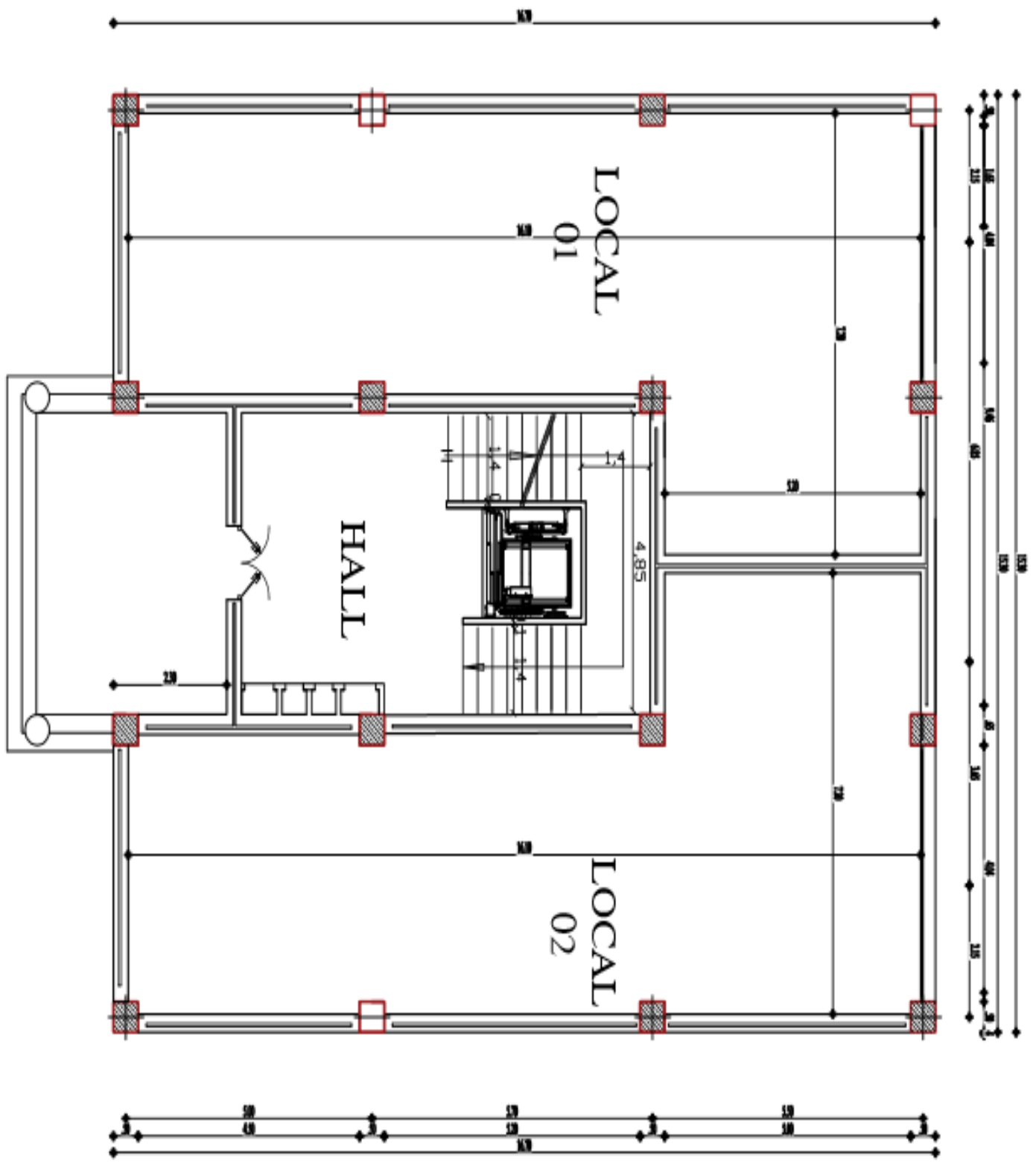
Les plan architectural ,ferrailages et de coffrages:

Plan architecture du 1,2,3,4,5,6,7eme etage:

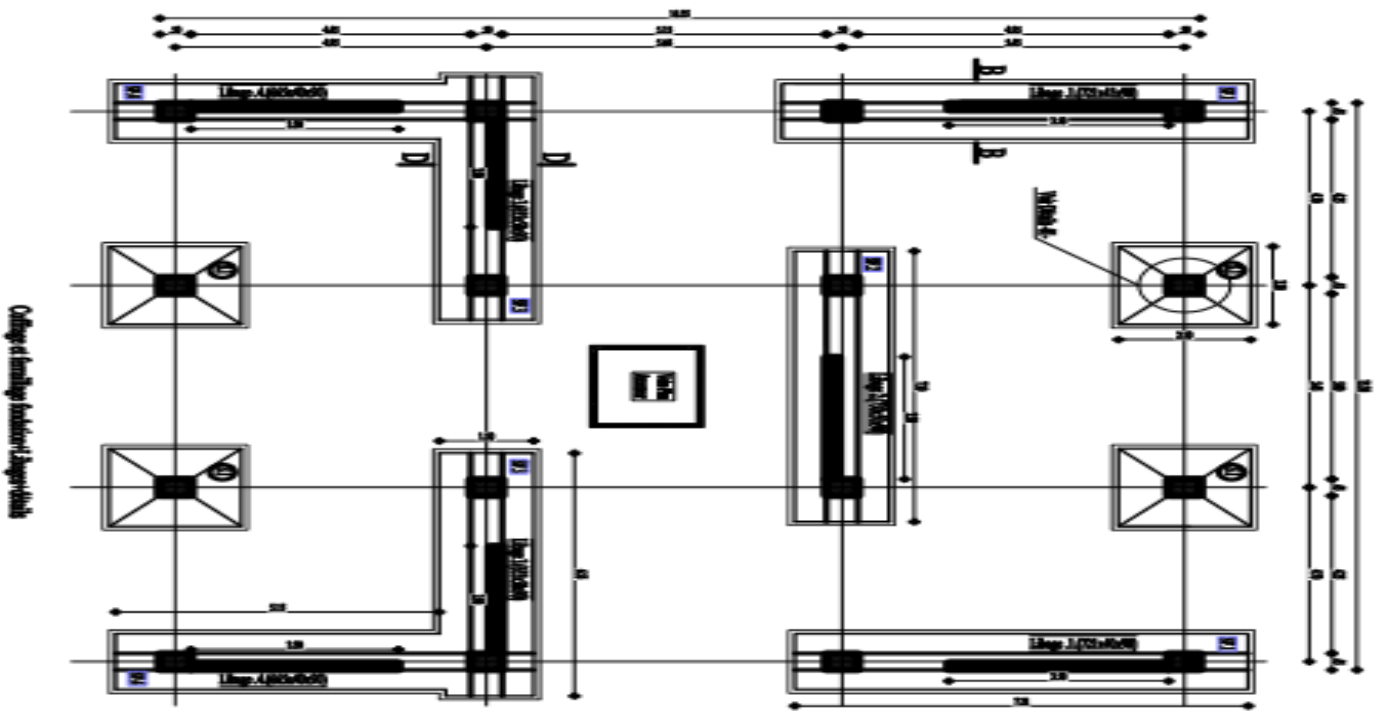


Plan 1 er etage

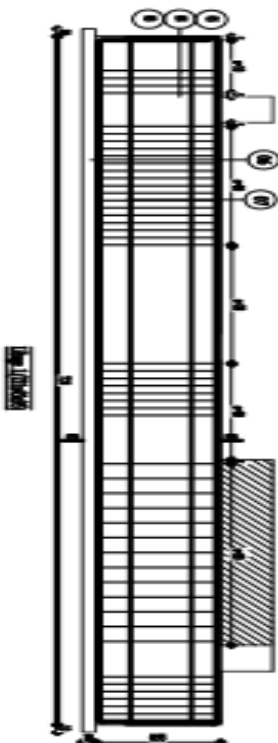
Plan architecture du RDC:



Plan de ferrailage du fondation:



Collage et ferrillage fondation d'après vobis



Section Soudée N°1000

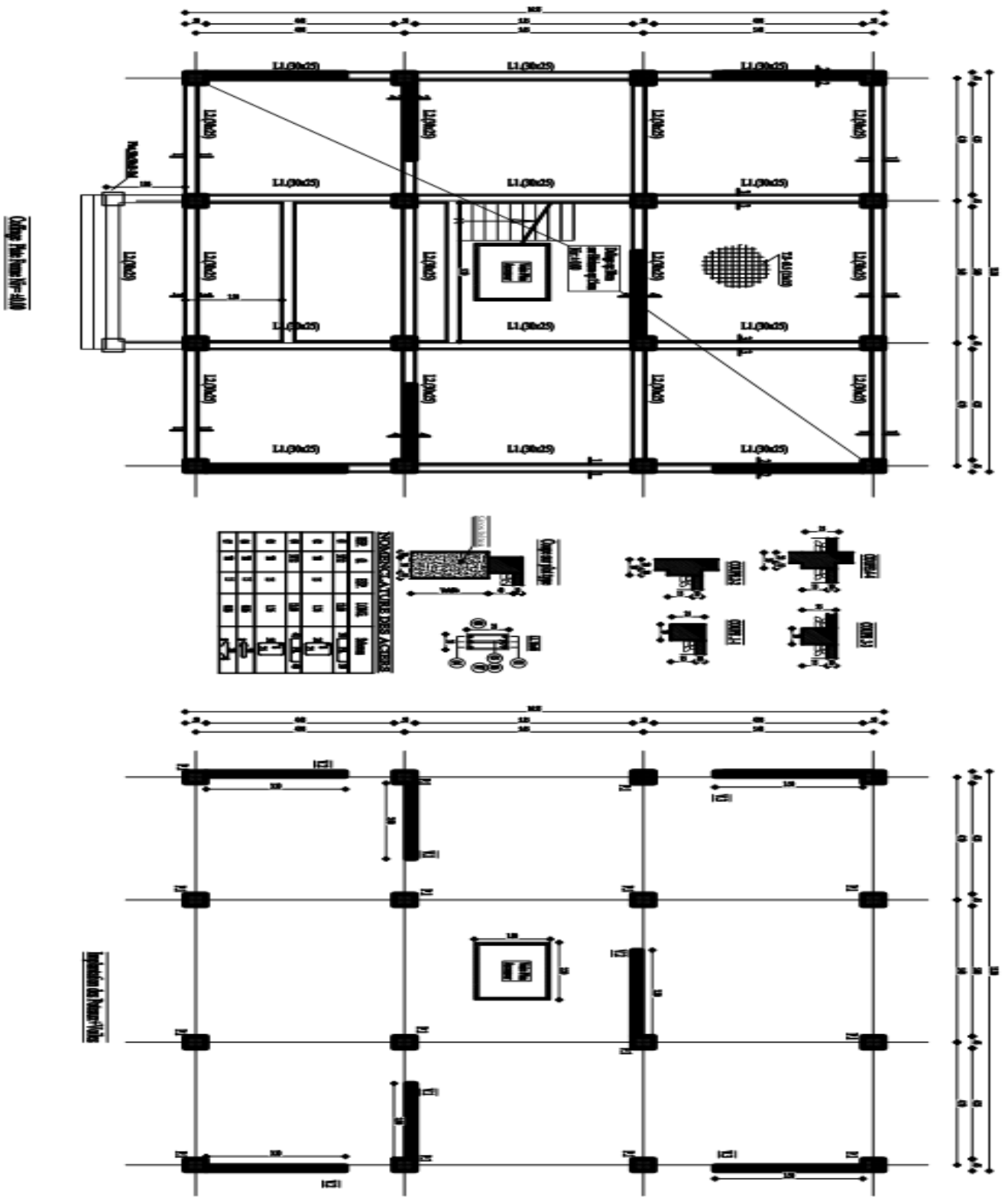
TABLEAU DES SERRILES

Rep. A	B	Rep. B	Rep. C	Rep. D
S1 2/0	2/0	2/0	2/0	2/0
S2 1/0	1/0	1/0	1/0	1/0
S3 1/0	1/0	1/0	1/0	1/0
S4 1/0	1/0	1/0	1/0	1/0

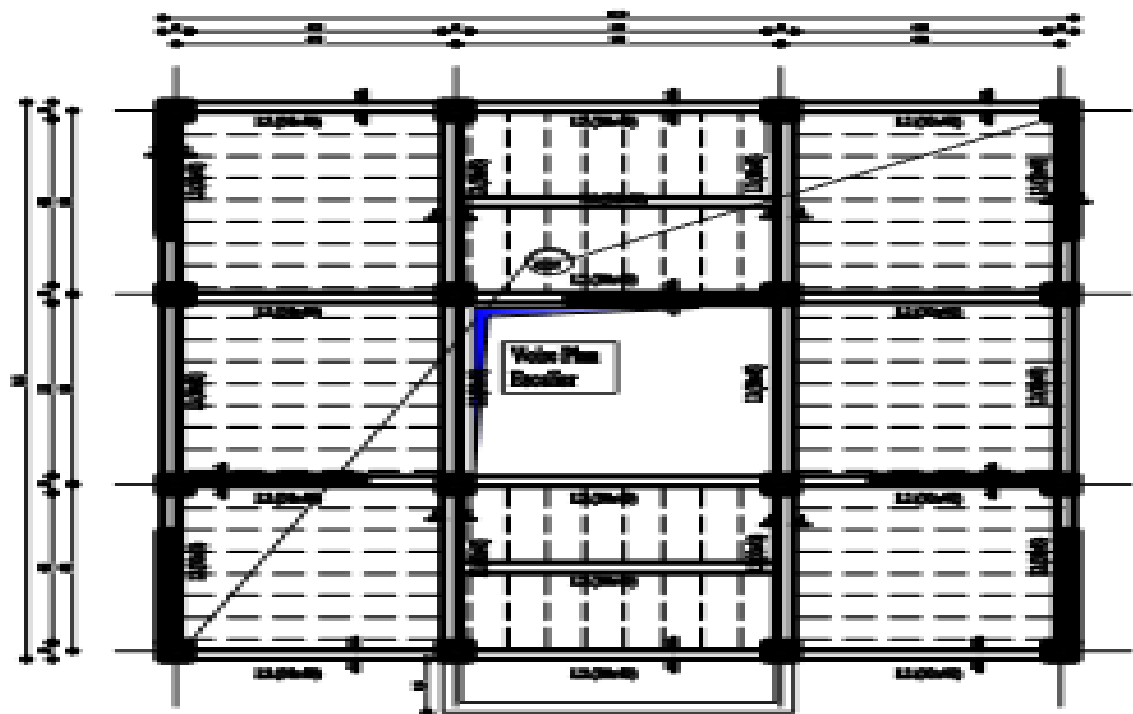
NOMENCLATURE DES ACIERES

Rep. A	Rep. B	Rep. C	Rep. D
1	1	1	1
2	2	2	2
3	3	3	3
4	4	4	4
5	5	5	5
6	6	6	6
7	7	7	7
8	8	8	8
9	9	9	9
10	10	10	10

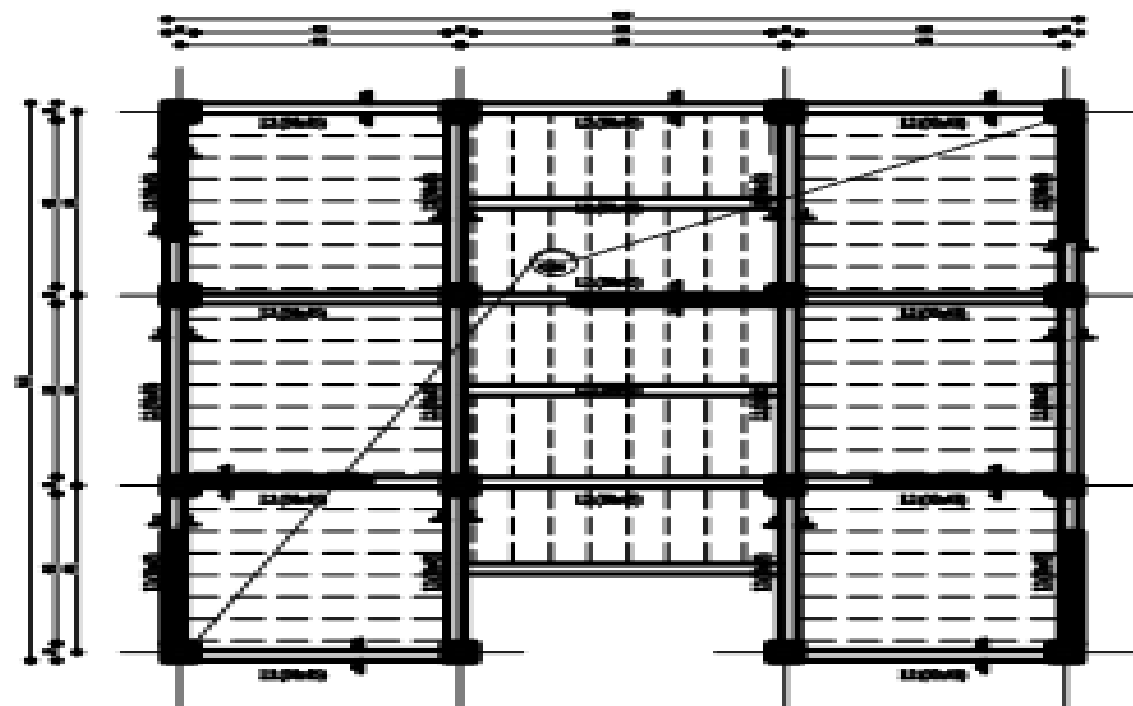
Plan de coffrage:



Plan de ferrailage du plancher :



Collage Plancher-0.17



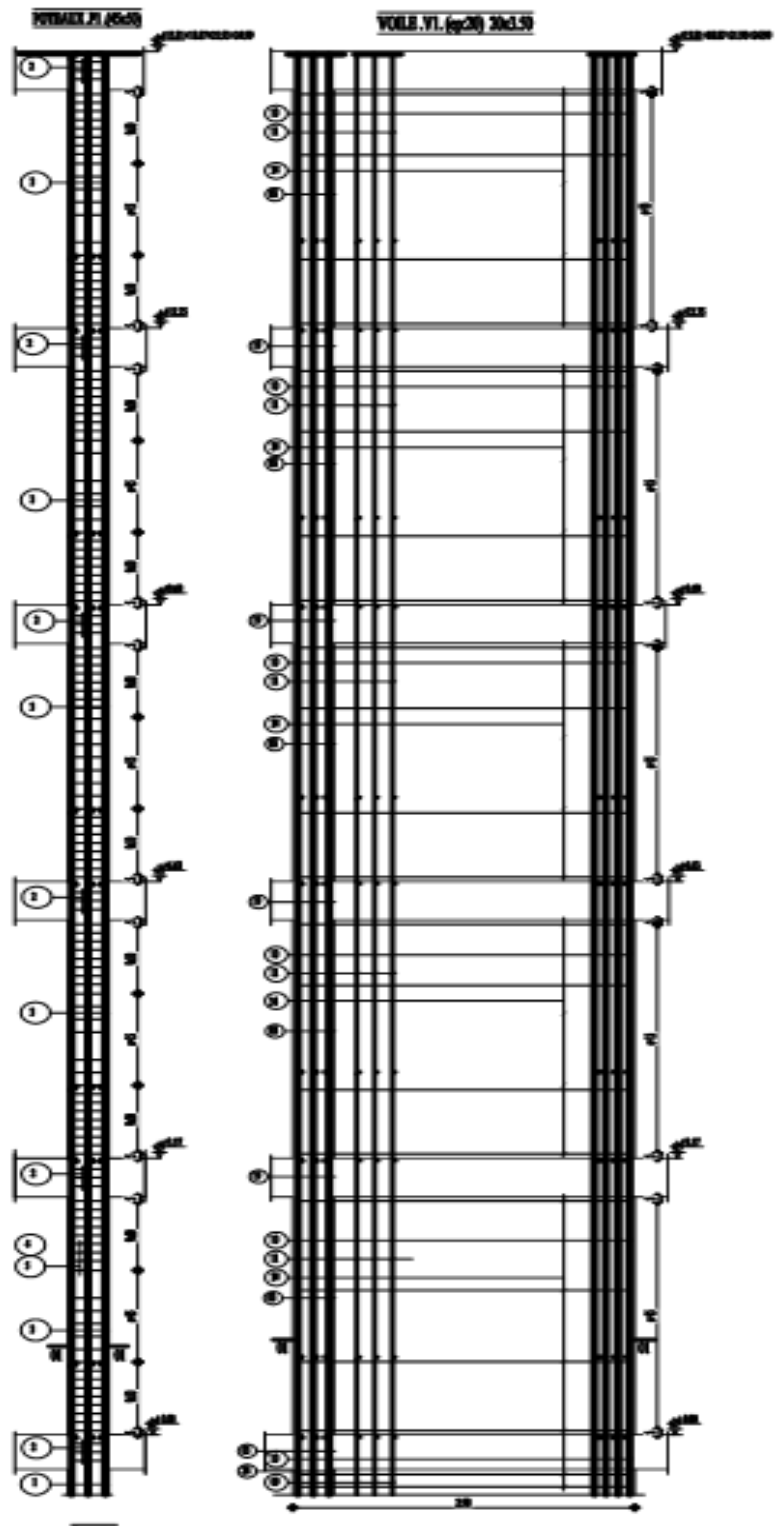
Collage Plancher-0.18

Plan de ferrailage du voile + poteau + acrotère :

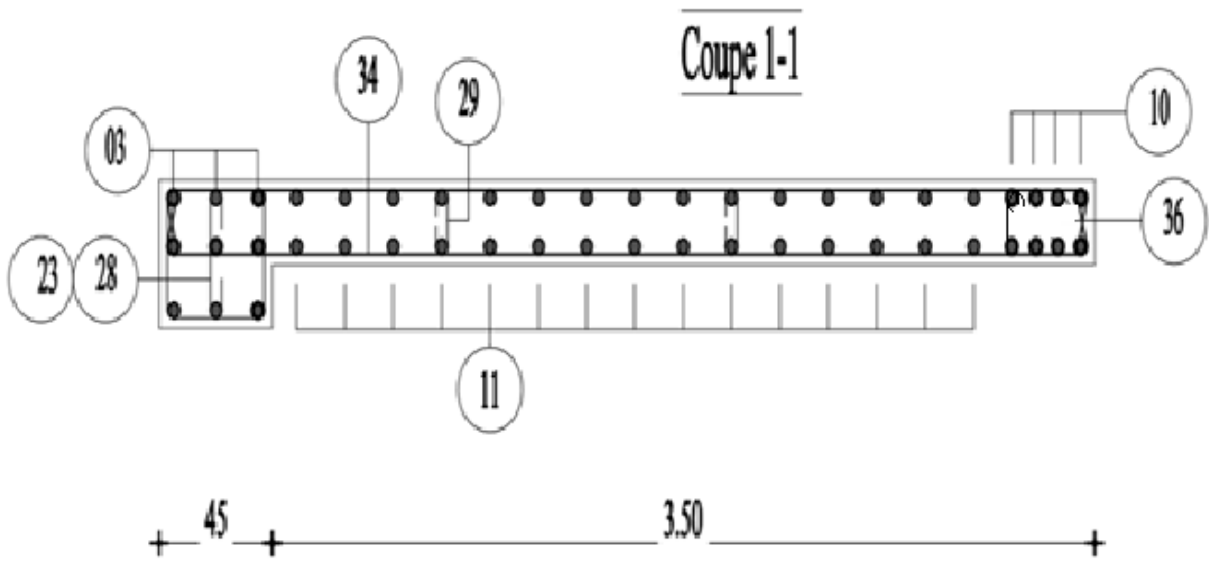


NOMENCLATURE DES ACIERS

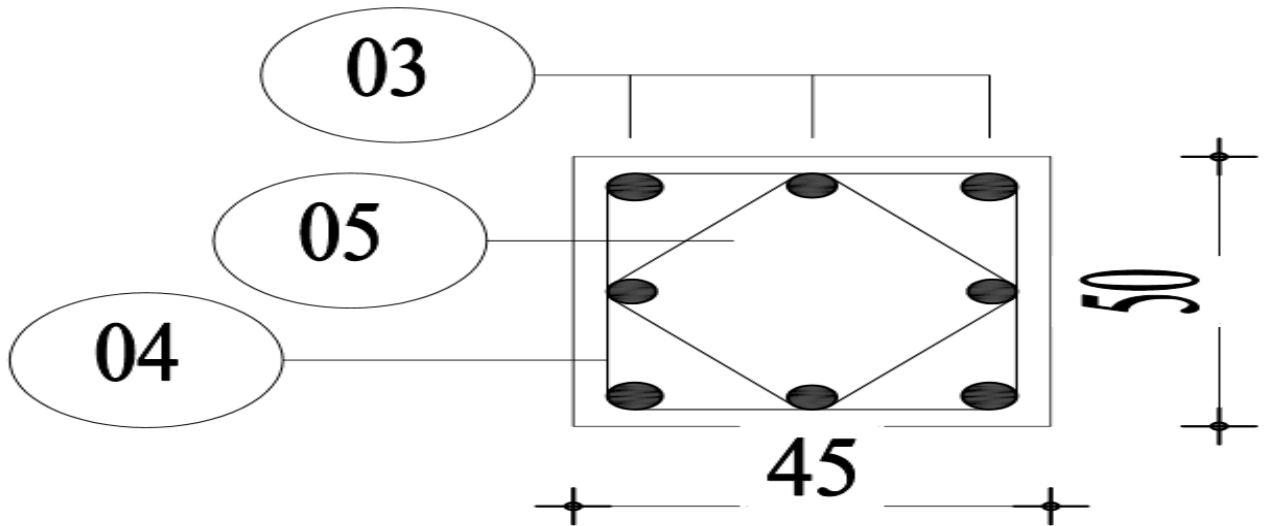
REP.	Ø	Esp.	Long.	Schéma.
01	12	10	4.00	1
02	12	10	4.00	2
03	12	10	4.00	3
04	12	10	4.00	4
05	12	10	4.00	5
06	12	10	4.00	6
07	12	10	4.00	7
08	12	10	4.00	8
09	12	10	4.00	9
10	12	10	4.00	10
11	12	10	4.00	11
12	12	10	4.00	12
13	12	10	4.00	13
14	12	10	4.00	14
15	12	10	4.00	15



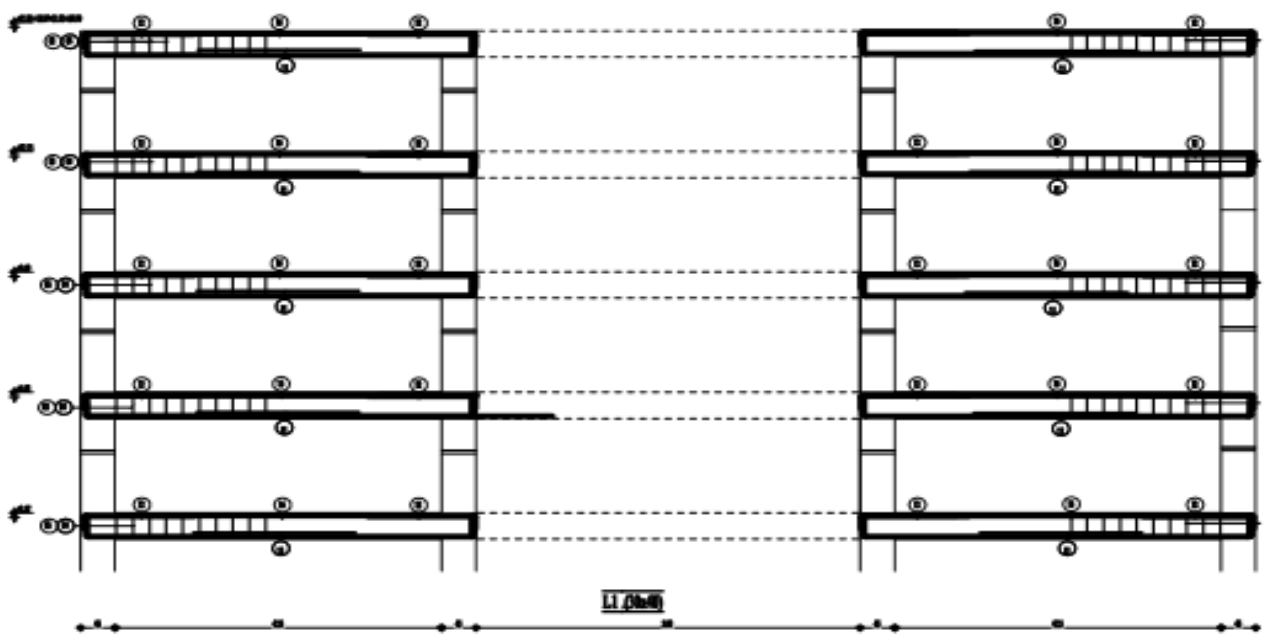
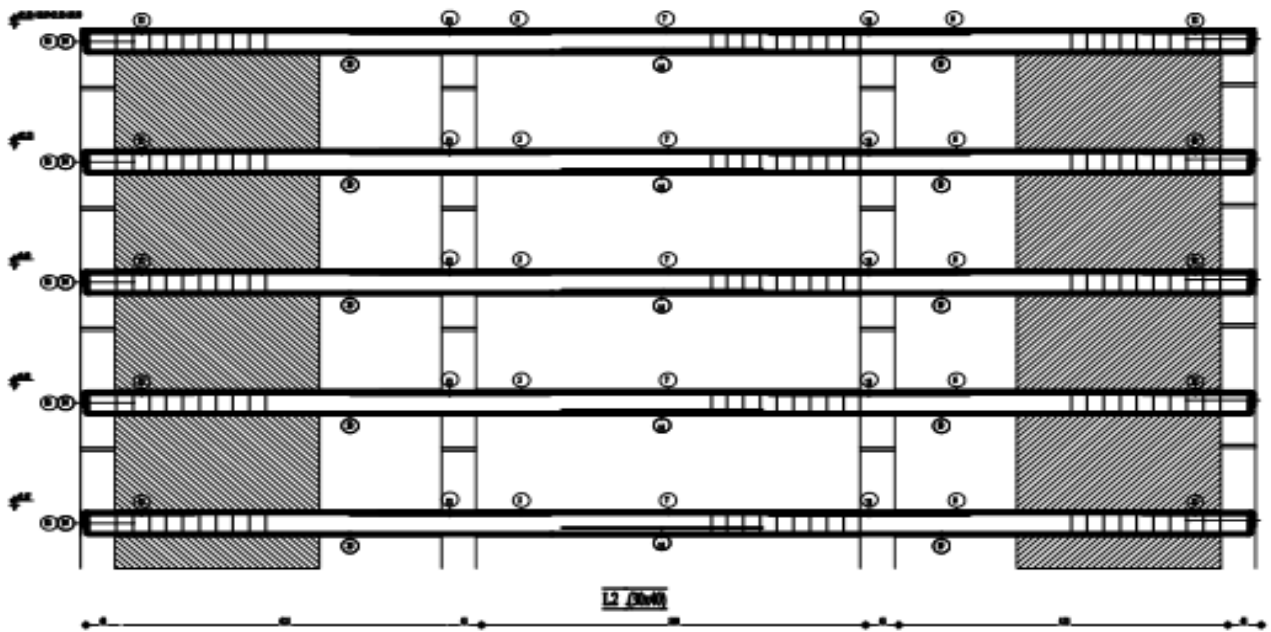
Coupe de ferrailage de poteau + voile :

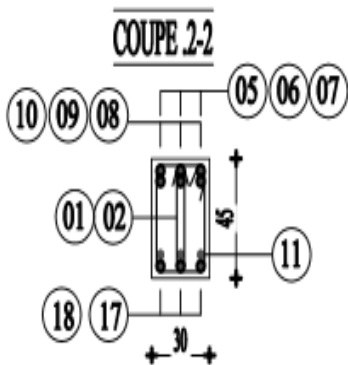
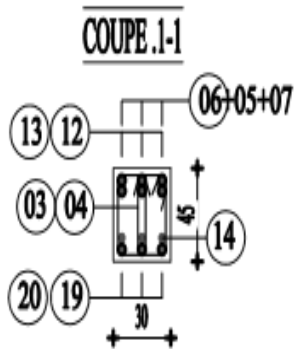


Coupe .1-1



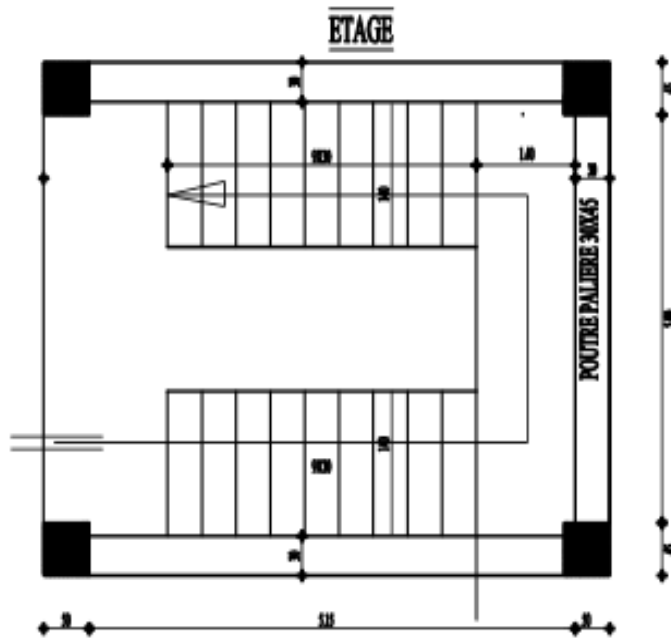
Plan de ferrailage des poutres :





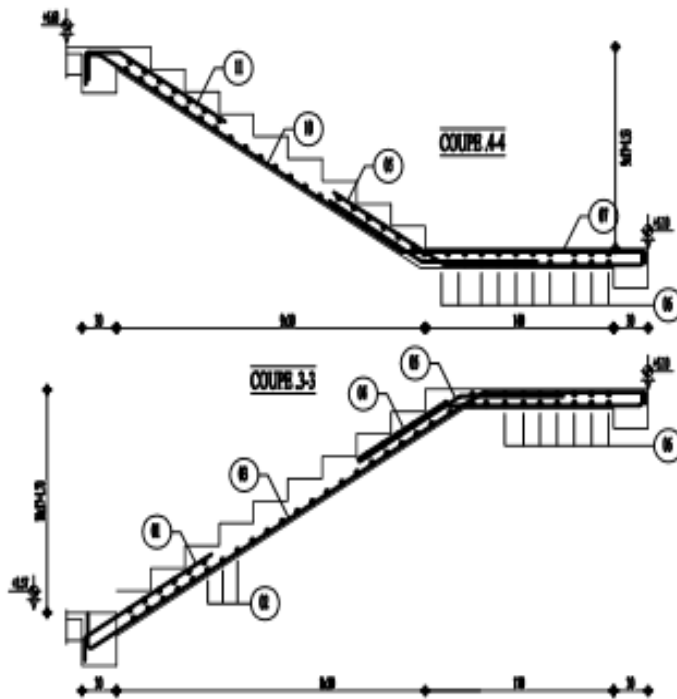
REP.	Ø	LONG.	SCHEMAS.
01	T8	1.26	40 $\begin{matrix} \nearrow 8 \\ 25 \end{matrix}$
02	T8	0.76	8 \leftarrow 40
03	T8	1.46	40 $\begin{matrix} \nearrow 8 \\ 25 \end{matrix}$
04	T8	0.96	8 \leftarrow 40
05	3T14	12.00	35 $\sqrt{\quad}$ 11.65
06	3T14	12.00	11.65 $\sqrt{\quad}$ 35
07	3T14	12.00	12.00 $\sqrt{\quad}$
08	3T12	2.85	2.50 $\sqrt{\quad}$ 35
09	3T12	2.85	2.50 $\sqrt{\quad}$ 35
10	3T12	2.40	2.40 $\sqrt{\quad}$
11	3T12	2.40	2.40 $\sqrt{\quad}$
12	3T12	2.75	25 $\sqrt{\quad}$ 2.50
13	3T12	2.40	2.40 $\sqrt{\quad}$
14	3T12	2.40	2.40 $\sqrt{\quad}$
15	3T12	1.45	1.45 $\sqrt{\quad}$
16	3T14	5.65	25 $\sqrt{\quad}$ 5.15 $\sqrt{\quad}$ 25
17	3T14	11.45	11.10 $\sqrt{\quad}$ 35
18	3T14	6.30	5.95 $\sqrt{\quad}$ 35
19	3T14	11.30	11.05 $\sqrt{\quad}$ 25
20	3T14	6.60	6.35 $\sqrt{\quad}$ 25

Plan de ferrailage des escaliers + nervures + poutre palier :

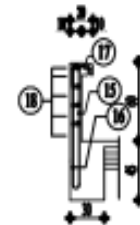


NOMENCLATURE DES ACIERS

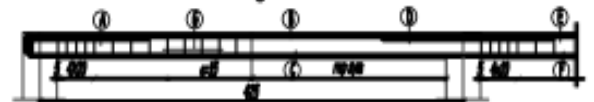
Rep.	Ø	Esp.	Long.	Schemas
1	T12	15	1,40	
2	T10	15	1,32	
3	T12	15	5,15	
4	T12	15	2,35	
5	T12	15	2,00	
6	T10	15	2,65	
7	T12	15	3,05	
8	T12	15	3,00	
9	T12	15	1,80	
10	T12	15	5,10	
11	T12	15	1,40	
12	T8		1,36	
13	T8		0,36	
14	Ø2 T14		4,85	
15	T8	15	1,60	
16	T8	15	1,75	
17	T8	15	0,35	
18	T8	15	Plats	



ACROTÈRES

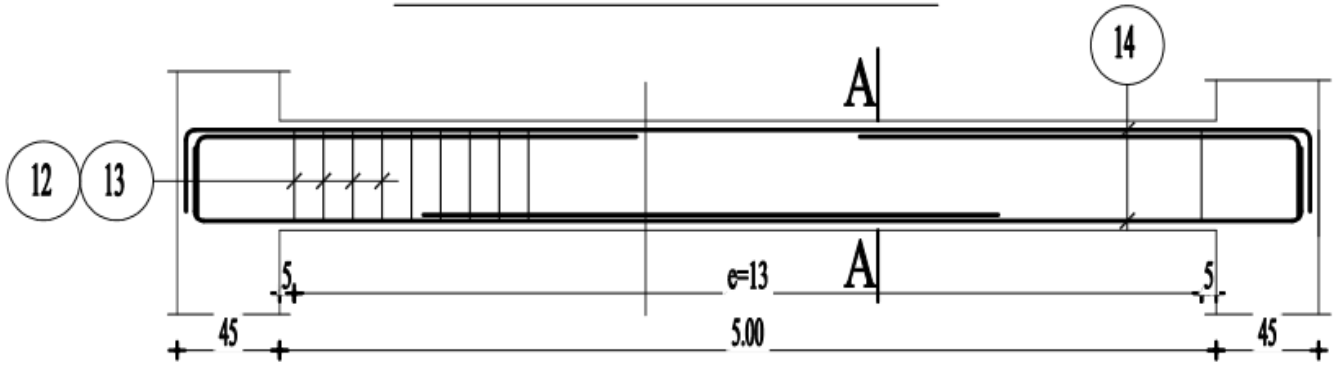


ferrailage nervure



Nervure Type A				
Rep.	Nom	Long.	Esp.	Schemas
A	T12	1,95	—	
B	T12	1,60	—	
C	Ø2 T10	1,60	—	
D	T12	2,00	—	
E				
F				
G	Ø6	0,62	—	

Poutre Palière. (30x45)



COUPE .A-A

