

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريش

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

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Génie civil

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : structure

Par : - khamadj youghourta

Sujet

Conception et modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation en R+10 implanté
à sétif

M/ABDMEZIANE NABIL

Grade

Univ-BBA

Président

Mme MAZUZ AIDA

Grade

Univ-BBA

Examineur

D.Loumachi lazhar

Grade

Univ-BBA

Encadrant

Année Universitaire 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ
وَالَّذِي جَعَلَ الْمَوْتَ
وَالْحَيَاةَ وَالَّذِي
يُعِيدُ النَّاسَ
وَالَّذِي يَخْلُقُ مَا يَشَاءُ
وَالَّذِي يُرْسِلُ الرِّيحَ
بِقُوَّةٍ وَيُنَزِّلُ الْمَطَرَ
وَالَّذِي يَجْعَلُ لِكُلِّ شَيْءٍ
قَدْرًا



Remerciements

Je voudrais en premier remercier dieu qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Je voudrais exprimer ma profondes reconnaissances à mon encadreur 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 accordée.

Un grande merci à toute les professeurs de la 1^{ère} et 2^{ème} année master et 3^{ème} année licence génie civil.

Un grande merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre nous aide moi à soutenir.



Dédicaces

*A ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie
afin de me voir devenir ce que je suis merci ma mère.*

*mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus
pénibles de ce long chemin,*

*A toutes personnes qui ma aide à poursuivre mes études. A mes très
chers frères, sœurs*

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis (es) et toute la promotion de master 2 génie civil.

Et toute mes amis de(primaire, moyenne,lycée,université,onea)

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier un immeuble d'habitation composé d'un rez-de-chaussée +10 étages.

A réaliser à la wilaya de sétif , classée dans la zone sismique II selon la réglementation antisismique algérienne 2003-99.

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

L'étude et l'analyse du bâtiment ont été faites à l'aide d'un programme (**ROBOT Version 2019**)

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

Le ferrailage des éléments résistifs (poteaux, poutres et murs en béton armé) est calculé manuellement, l'infrastructure de ce bâtiment est un radier général

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Etude dynamique, étude, voile Robot 2011, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

ملخص

الهدف من هذا المشروع دراسة عمارة سكنية مكونة من طابق أرضي +10 طوابق ينفذ في ولاية سطيف المصنفة بالمنطقة الزلزالية ثانية القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 2003-99 بواسطة العارضات والأعمدة والجدار الخراساني المسلح ثبات المبنى لجميع الأحمال تم إجراء دراسة وتحليل المبنى باستخدام برنامج. نسخة ROBOT 2019 طبق المعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر (BAEL 91 modifié 2003 RPA99 version 99)

تم تحديد الأبعاد و تسليح العناصر الأساسية والثانوية المقاومة للبنية يتم حساب تقوية العناصر المقاومة (الأعمدة والعوارض والجدران الخراسانية المسلحة) يدويًا

البنية التحتية لهذا المبنى عبارة عن طوف عام

الكلمات المفتاحية: بناء، خرسانة مسلحة، دراسة ديناميكية، دراسة، شراع

Robot 2019, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

Abstract

The objective of this Project is to study a residential building consisting of a ground floor +10 floors

To be carried out in the wilaya of sétif, classified in seismic zone II according to Algerian anti-seismic regulations 2003-99

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

The study and analysis of the building were made using a program. (**ROBOT Version 2019**).

Applies the standards and laws in force in Algeria BAEL 91 and RPA version 2003 The dimensions have been determined and all the main and secondary elements of the building have been armed

Reinforcement of resistive elements (columns, beams and reinforced concrete walls) is calculated manually

The infrastructure of this building is a general raft

Keywords: Building, Reinforced concrete, Dynamic study, study, veil Robot 2019, RPA99 Modified 2003, BAEL91 Modified 99

- Table des matières :

Sommaire	Pages
Tables des matières	/
Listes de tableaux	/
Liste des figures	/
Introduction Générale	01
Chapitre I : Généralités.	
I.1. Introduction	02
I.2. Présentation du projet	02
I.3. Caractéristiques du bâtiment	02
I.4. Caractéristiques du matériau	04
I.5. Indications générales sur les règles BAEL 91	11
I.6. Hypothèses de calcul aux états limites	12
Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction	14
II.2. Pré dimensionnement :	14
II.2.1. Pré dimensionnement des éléments principaux	14
II. 2.1.1. Les Poutres	14
II.2.1.2. Les poteaux	16
II. 2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	19
II.2.2.1. Les planchers	19
II.2.2.3. Les voiles	19
II. 2.2.2. Les escaliers :	21
II.2.2.2. les dalles pleines	23
Chapitre III Evaluation et décent de charge	
III.1. Introduction	25
III.2. Les charges réglementaires	25
III.3. Evaluation des charges et des surcharges	25
III.3.1. Plancher terrasse (inaccessible) :	25
III.3.2. Planchers étages courant + RDC :	26
III.3.3. Balcons :	27

III.3.4.L'acrotère :	28
III.3.5.Maçonnerie :	28
III.3.6.L'escalier	29
III.4. Descente des charges	30
III.4.1.Application de la dégression :(DTR BC 2.2.6.3).	31
III.4.2.L'effort normal ultime	45
III.5.Vérification	45
III.5.1.Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité	45
III.5.2.Vérification des conditions de RPA : [RPA99](Article : 7.4.1.P61)	46
III.5.3. Vérification au flambement : <i>CBA 93 (Article B.8.2.1)</i>	46
III.6.Conclusion.	48
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires	
IV. Introduction :	49
IV.1. L'acrotère	49
IV.2. Balcon	58
IV.3. L'ESCALIER	62
IV.4. Poutre palière	66
IV .5. Etude du plancher	70
IV.6. étude de la dalle machine	86
Chapitre V : Etude sismique	
V.1. Introduction	92
V.2. Méthode de calcul	92
V.3. Méthode d'analyse modale spectrale	99
V.4. Conclusion	109
Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux	
VI.1.Introduction	110
VI.2.Combinaisons dus charges	110
VI.3.Caractéristiques du matériau	110
VI.4.Ferraillage des poteaux	111
VI.5.Ferraillage des poutres	119

VI.6.Ferraillage des voiles	128
Chapitre VII : Etude Des fondations	
VII.1: Introduction :	138
VII.2: Classification des fondations	138
VII.3: Vérification de type de la semelle	139
VII.4.Définition du radier général	139
VII.5.Dessin de ferraillage	146
VII.6.Conclusion	146

Listes de tableaux :

N	Tableaux	Pages
1	Tableau I-1 : Dosage et composition du béton	04
2	Tableau II.1 : Pré-dimensionnement de la section transversale de nervure	21
3	Tableau II.2 : pré dimensionnement des éléments	24
4	Tableau III.1 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des du plancher terrasse.	25
5	Tableau III.2: Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des du plancher courant.	26
6	Tableau III.3:Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de Balcon terrasse non accessible	27
7	Tableau III.4:Evaluation des charges « G »et surcharges « Q » de dalle de balcon.	27
8	Tableau III.5: Evaluation des charges « G »des Murs extérieurs	28
9	Tableau III.6 : Evaluation des charges « G » des Murs intérieurs	29
10	Tableau III.7 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des paliers des escaliers	29
11	Tableau III.8 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de la volée de	30
12	Tableau III.9 : Tableau récapitulatif	30
13	Tableau III.10 : Calcul du poids propres des éléments au poteau d'angle : P1	32
14	Tableau III.11 : La descente des charges du poteau d'angle.	35
15	Tableau III.12 : Calcul du poids propres des éléments au poteau de rive : P1	36
16	Tableau III.13 : La descente des charges du poteau de rive	39
17	Tableau III.14 : Calcul du poids propres des éléments au poteau central : P1	41
18	Tableau III.15 : La descente des charges du poteau central.	45
19	Tableau III.16 : pré dimensionnement et vérification des poteaux	45
20	Tableau III.17 : Vérification des poteaux à la compression simple.	46
21	Tableau III.18 : Redimensionnement et vérification des poteaux	46
22	Tableau IV.1 : Résultats des combinaisons d'actions	59
23	Tableau IV.2 : Evaluation des charges dans les escaliers (Paillasse).	62
24	Tableau IV.3 : Evaluation des charges dans les escaliers (Palier).	62
25	Tableau IV.4 : Ferrailages d'escalier (1 ^{er} type).	65
26	Tableau IV.5 : Vérification à L'ELS. (1 ^{er} type).	65
27	Tableau IV.6 : calcul des efforts tranchants	67
28	Tableau IV.7 : Ferrailage de poutre palière	68
29	Tableau IV.8 : Vérification des contraintes (poutre palière)	68

30	Tableau IV.9 : Evaluation des charges dans les nervures	74
31	Tableau IV.10: Tableau des moments isostatiques M_0 et des efforts tranchants T_0	74
32	Tableau V.1 : Coefficient d'accélération	95
33	Tableau V.2 : Valeurs de pénalités sans X-X (RPA)	96
34	Tableau V.3 : Valeurs de pénalités sans Y-Y (RPA)	96
35	Tableau V.4 : Classification du site	97
36	Tableau V.5 : valeurs du coefficient CT	97
37	Tableau V.6 : Coefficient de pondération β	99
38	Tableau V.7 : Résultat dynamique	101
39	Tableau V.8. Les efforts tranchants et les moments de renversement	106
40	Tableau V .9.valeurs des déplacements calculées et admissibles (x-x)	107
41	Tableau V .10.valeurs des déplacements calculées et admissibles (y-y)	108
42	Tableau V.11.Vérification a l'effet $p-\Delta$ sens x ; y	108
43	Tableau VI.1 : caractéristiques du matériau	110
44	Tableau. VI.2 L'armature longitudinale des poteaux.	117
45	Tableau VI.3.Description des armatures verticales	136
46	Tableau VI.4.Description des armatures horizontales	136
47	Tableau VII.1 : vérification de la stabilité au renversement	143

Liste des figures :

N	Tableaux	Pages
1	Figure I-1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	05
2	Figure I-2 : Déformations dans une section droite d'une poutre.	06
3	Figure I-3 Diagramme Des déformations Diagramme Des contraintes	07
4	Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).	07
5	Figure I-5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton(ELU).	08
6	Figure I-6 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.	09
7	Figure I-7 : Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier	10
8	Figure I-8 : Règle des trois pivots	11
9	Figure II .1: section du poteau le plus sollicité	18
10	Figure II.2 : plancher en corps creux	20
11	Figure II.3 : Coupe transversale de la nervure	21
12	Figure II.4 : Schéma de l'escalier	22
13	Figure II.5 : dalle pleine sur trois appuis	24
14	Figure III.1 : coupe plancher terrasse	26
15	Figure III.2 : coupe plancher étage courant +RDC	27
16	Figure III.3 : Coffrage de l'acrotère	28
17	Figure III.4 : Mur extérieur	29
18	Figure III.5 : La dégression des charges	31
19	Figure III.6 : Poteaux d'angle	32
20	Figure III.07 : Poteau de rive	36
21	Figure III.08 : Poteau de rive	40
22	Figure IV.1 : L'acrotère	49
23	Figure IV.2 : Schéma statique de l'acrotère	50
24	Figure IV.3 : Diagrammes des sollicitations	51
25	Figure IV.4 : Schéma de ferrailage d'acrotère	58
26	Figure IV.5 : Dimensions du balcon	59
27	Figure IV.6 : Schéma de ferrailage (balcon)	62
28	Figure IV.7 : Type d'escalier(1)	63
29	Figure IV.9 : schéma statique de la Poutre palière.	66
30	Figure IV.10 : Diagramme de sollicitation à L'E.L.U.	67

31	Figure III.11 : Ferrailage de Poutre palière	70
32	Figure IV.12 : Diagramme des moments à L'.ELU	76
33	Figure IV.13 : Diagrammes des efforts tranchants à L'.ELU	76
34	Figure IV.14 : Diagramme des moments à L'.ELS	77
35	Figure IV.15 : Diagrammes des efforts tranchants à L'.ELS	78
36	Figure. IV.16.ferrailages des planchers.	85
37	Figure. IV.17.Schéma de ferrailages de la dalle de compression	86
38	Figure IV.18 : de la dalle machine	87
39	Figure IV.19 : ferrailage de la dalle machine	91
40	Figure V .1 Disposition des voiles	100
41	Figure V.2.Vue générale du modale	101
42	Figure V.3.1 ^{ere} mode – Vue déformée	102
43	Figure V.4.2 ^{eme} mode – Vue déformée	103
44	Figure V.5.3 ^{eme} mode – Vue déformée	104
45	Figure. VI.1. de ferrailage des poteaux55 x 55	117
46	Figure.VI.2. de ferrailage des poteaux 50 x 50	118
47	Figure.VI.3. de ferrailage des poteaux 45 x 45	118
48	Figure VI.4 Schéma de ferrailage des poutres 35*45	126
49	Figure VI.5.Schéma de ferrailage des poutres 30*40	128
50	Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des voiles	137
51	Figure VII.1 : Type des semelles superficielles.	139
52	Figure VII.2.Dimension du radier.	140
53	Figure VII.3.Zone de contact poteau - radié	142
54	Figure VII.4.Schéma de ferrailage du radier.	146

Introduction générale

Introduction générale :

Les spécialistes génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées. Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pourquoi la plus part des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Mon travail consiste à la Conception et modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation en R+10 implanté la wilaya de Sétif classé comme zone II d'après règles parasismiques algériennes (**RPA99/Version2003**).

Chapitre I

Présentation du projet

I. Généralités

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation du projet

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (RDC+10 Rez de chaussée plus dix étages), . Ce projet est implanté à la Wilaya de sétif cette région est classée en zone sismique **IIa** de moyenne sismicité selon le **règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003** dans un groupe à usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne), contreventé par un système mixte (portique-voile).

I.3. Caractéristiques du bâtiment

I.3.1. Caractéristiques architecturales

a-Dimension en élévation :

Dimensions	(m)
Longueur en plan	$L_x=22.3$
Largeur en plan	$L_y=9.45$
Hauteur totale	$H_t=37.4$
Hauteur d'acrotère	$H_c=0.60$
Hauteur totale avec acrotère	$H=38$
Hauteur du RDC	$H_{red}=3.40$
Hauteur des étages courants	$H_{cc}=3.40$

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 = **2 bars**

I.3.2.Déscription 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 béton

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) ;(page79)**

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

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

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

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

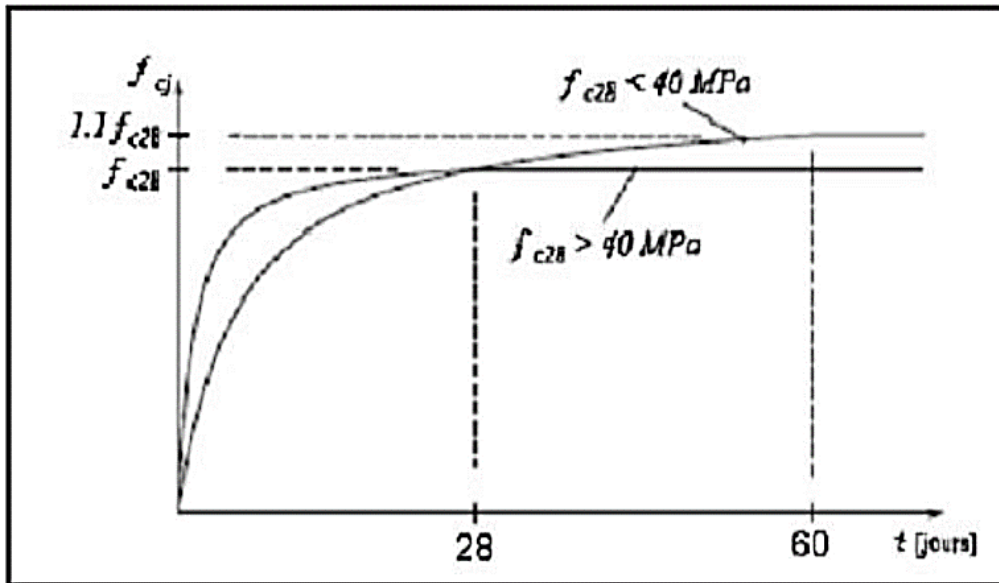


Figure I-1 : Evolution de la résistance en fonction de l'âge du béton

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 :

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

définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA}$$

CBA93 (Article A.1.2.1.2). $f_{tj} = 0.275 f_{cj} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPA}$

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 $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPA}$.

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)

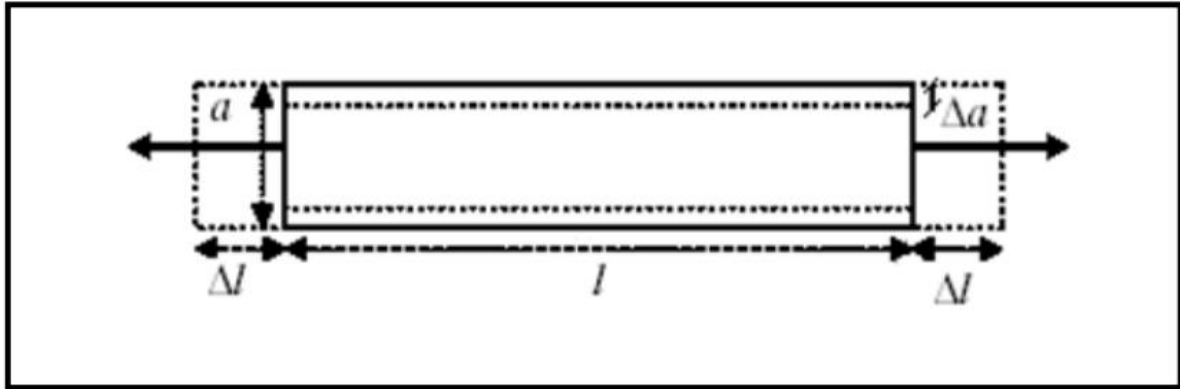


Figure I-2 : Déformations dans une section droite d'une poutre.

1.2.5. Module de déformation transversal béton :

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson

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

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

1.2.6. 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.

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

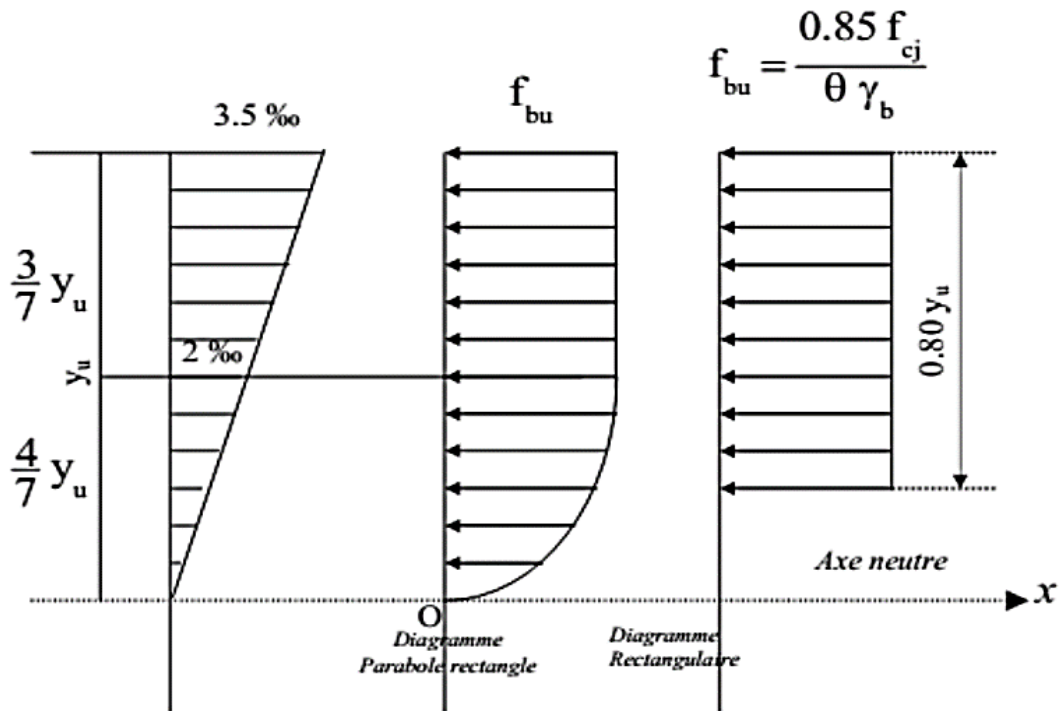


Figure I-3 : Diagrammes déformations –contraintes de béton.

B) La Contraintes de compression à L’ELS :

C) 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.

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

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

F) Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l’ELS

G) $j = 28$ jour

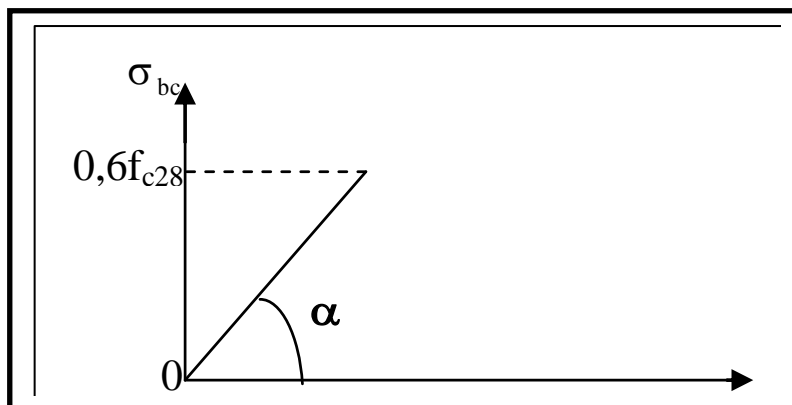


Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

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 :

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

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

D) Diagramme contrainte déformation :

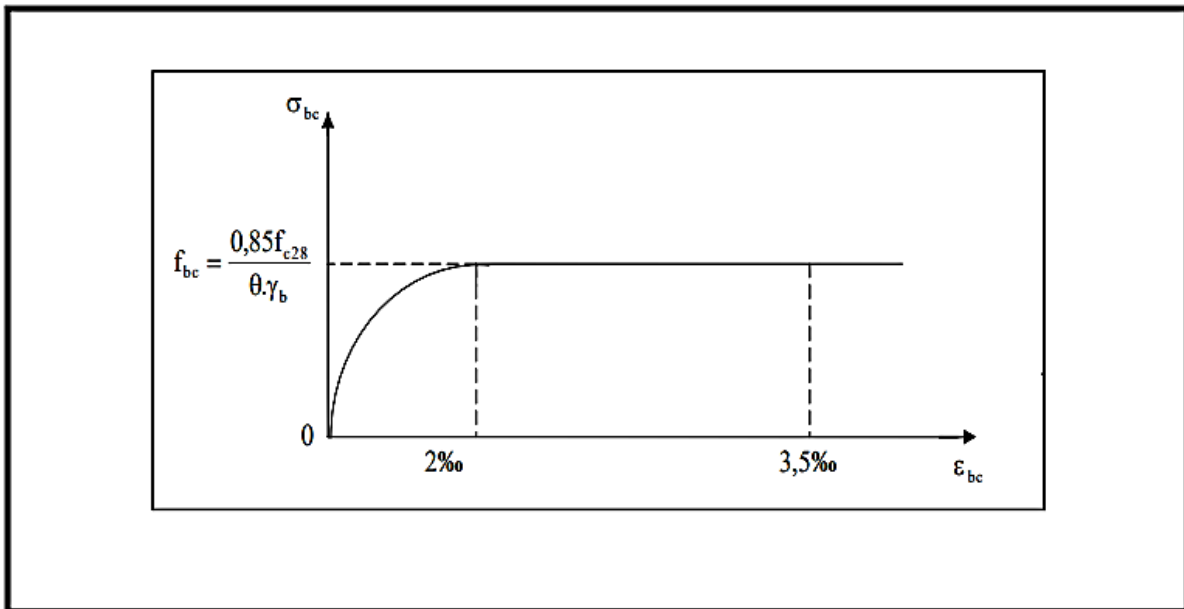


Figure I-5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton(ELU).

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 :

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

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

2) L'acier :

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E . Sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=210\ 000$ 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 :

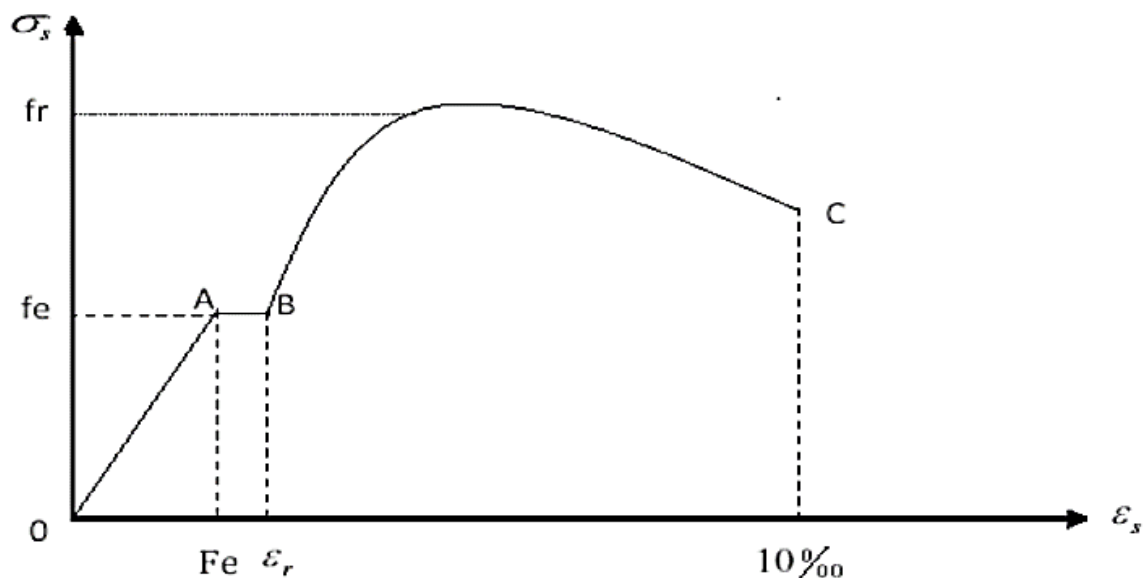


Figure I-6 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- 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 F_e .
- 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 :

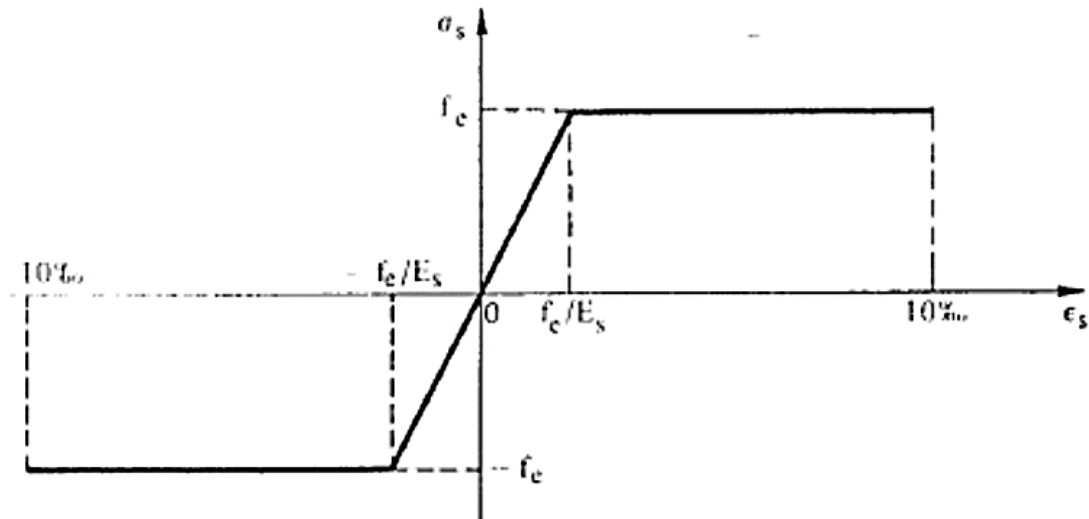


Figure I.7: Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier.

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

Avec :

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

γ_s : Allègement relatif de l'acier limité à 10 ‰

f_e : La limite élastique de l'acier. $f_e = 400 \text{ MPa}$

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

2.3. Etat limite de service :

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

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- ✓ Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- ✓ Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32).}$$

- ✓ Fissuration très nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

Avec :

n : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{ll} n = 1 & \text{pour les ronds lisses.} \\ n = 1.6 & \text{pour les HA.} \\ n = 1.3 & \text{pour les HA de } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

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.

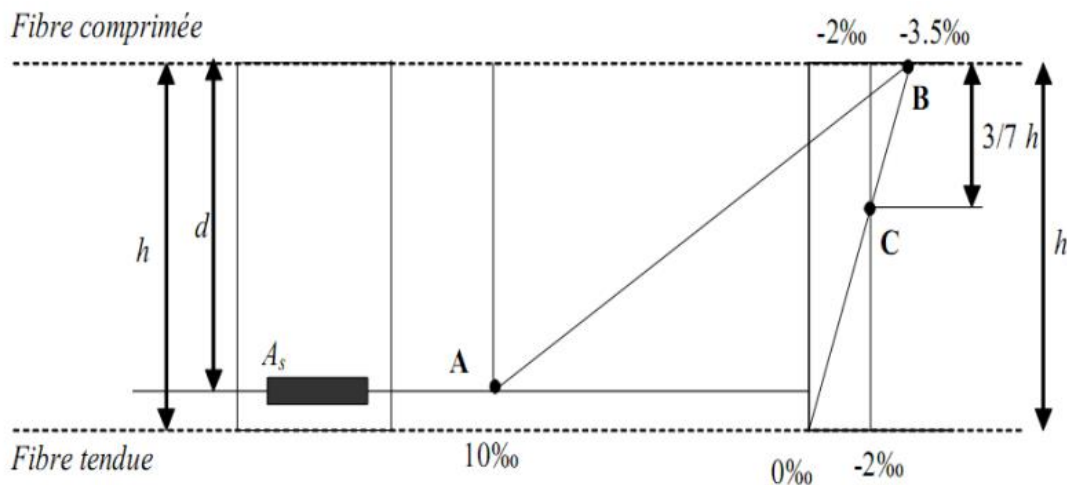


Figure I.8: Diagramme des déformations limites de la section

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'états 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 limits ultims (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 :

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 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 $1.35G+1.5Q$

-A L'ELS $G+Q$

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

- $G + Q + E$
- $0.8 * G + E$
- $G + Q + 1.2 * E$ → 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 kg / 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 : $f_{c28} = 25$ MPA.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPA.
- La contrainte limites de compression du béton : $= 14,16$ MPa σ_{bc} .
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ MPA.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ MPA.
- Le coefficient de sécurité : $= 1,15$ γ_s (situation normale).
- La contrainte limite ultime : $= 347,8$ Mpa σ_s .
- Module d'élasticité : $E_S = 2.105$ MPA.

E.L.U

Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI). 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. 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 vigueries, 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 transversal

$$L_{\max} = 535 \text{ cm}$$

$$535/15 \leq h \leq 535/10$$

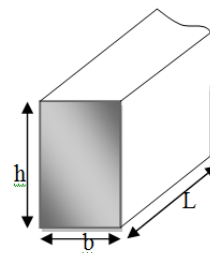
$$h = 45 \text{ cm}$$

$$35.66 \leq h \leq 53.5 \text{ Nous prenons :}$$

La largeur b : La largeur b est donnée par :

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

$$18 \leq b \leq 36 \text{ Nous prenons : } b = 35 \text{ cm}$$



✓ Vérifications :

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

Chapitre II :Le pré dimensionnement des éléments

$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\Leftrightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$h/b = 45/35 = 1,29 < 4$Condition vérifiée.

On adopte : les dimensions de l'architecte $pp(b, h) = (30, 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :

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

La hauteur h_t : la hauteur h_t 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.

$$L_{\max} = 502 \text{ cm.}$$

$$502/15 \leq h \leq 502/10$$

$33.46 \leq h \leq 50.2$ Nous prenons :

$$\boxed{H=40\text{cm}}$$

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:

$$\boxed{b = 30\text{cm}}$$

✓ Vérifications :

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

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h/b = 40/30 = 1,33 < 4$ Condition vérifiée.

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

$$L_{\max} = 150 \text{ cm}$$

$$\frac{150}{15} \leq h \leq \frac{150}{10}$$

$10 \leq h \leq 15$ Nous prenons :

$$\boxed{h = 15\text{cm}}$$

Chapitre II :Le pré dimensionnement des éléments

La largeur b : La largeur b est donnée par :

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

$6 \leq b \leq 12$ Nous prenons :

b = 12cm

✓ Vérifications :

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

b = 12 cm < 20 cm.....	Condition non vérifiée. « b=30cm »
h = 15 cm < 30 cm.....	Condition non vérifiée. « h=30 cm »
h / b = 15/ 12 = 1.25 < 4.....	Condition vérifiée.
b max $\leq 1.5 h + b$	Condition vérifiée

on adopte : les dimensions de l'architecte poutre palière (b×h)= (30*30)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 a 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) $h_e / 20$

$-1/4 < a / b < 4$

Avec :

Chapitre II :Le pré dimensionnement des éléments

(a, b) : dimension de la section.

h_e : 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 :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \ll \text{BAEL 91 (article B.8.4.1 P 113)},$$

B_r : section réduite du poteau (en cm^2).

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 (\lambda / 35)^2} \text{ Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 (50/\lambda)^2 \text{ Si } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right. \text{ [BAEL (article B.8.4.1) P113]}$$

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 :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,70$$

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

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

$$B_r \geq 7.71 N_U \quad (N_U \text{ en tonnes et } B_r \text{ en cm}).$$

Condition de flambement :

Chapitre II :Le pré dimensionnement des éléments

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

L_f : 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 :

$$L_0 = 323 - 40 = 283 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 283 = 198,1 \text{ cm}$$

$$\lambda = 198,1 / 30 = 6,60 < 14,4 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

Les étages:

$$L_0 = 323 - 40 = 283 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 283 = 198,1 \text{ cm}$$

$$\lambda = 198,1 / 30 = 6,60 < 14,4 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

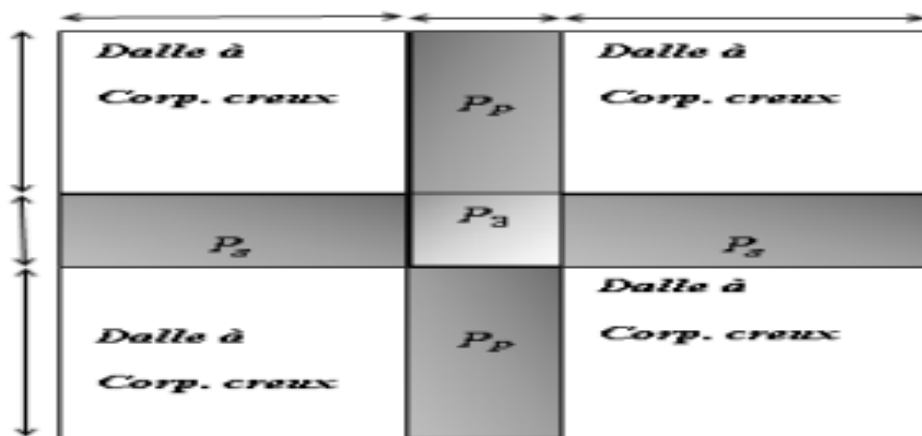


Figure II.1: section du poteau le plus sollicité

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

$$N \text{ étage} = S \times 1,5$$

$$S = (2,01 + 2,51) \times (2,275 + 2,675) = 4,52 \times 4,95 = 22,374 \text{ m}^2$$

$$N \text{ étage} = S \times 1,5 = 22,374 \times 1,5 = 33,561 \text{ t}$$

$$N \text{ total} = N \text{ étage} \times \text{nbre niveaux} = 33,561 \times 11 = 369,171 \text{ t}$$

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

$$B = N \text{ tot} / 1,1 \sigma_b = 369,171 / (1417 \times 1,1) = 0,2368 \text{ m}^2$$

$$H = B / b = 0,2368 / 0,45 = 0,52 \text{ m} = 52 \text{ cm}$$

On prend $b=55$, $h=55$

Chapitre II :Le pré dimensionnement des éléments

Vérification :

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

pour : (55*55) cm²

$\min(55 ; 55) \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

$\Leftrightarrow \min(55 ; 55) \geq \frac{340}{20} = 17\text{cm}$ Condition vérifiée.

$1/4 < 55/55 = 1 < 4$ 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 : $a \geq 15 \text{ cm}$

-Condition de rigidité aux extrémités :

$a \geq h_e/20 = (h-e)/20 = (340-16)/20 = 16.2 \text{ cm}$ 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 permet 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 :

Chapitre II :Le pré dimensionnement des éléments

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4}) \text{ p138}$$

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.

$$ax / 22.5$$

$$H_t \geq 535 / 22.5 = 23.77 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur totale du plancher $H_t = 24 \text{ cm}$,

$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm : l'épaisseur du corps creux.} \\ h_t = 24 \text{ cm} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{array} \right.$

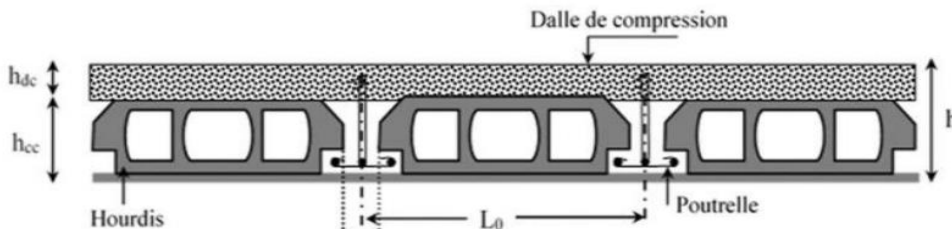


Figure II.2:plancher en corps creux

- $H_t = 20 + 4$

- $H_{dc} = 4 \text{ cm}$ Hauteur de dalle de compression

- $H_{cc} = 20 \text{ cm}$ Hauteur de 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 : $b = b_0 + 2b_1$

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

$$b_1 = \min \{ 27.5 ; 49 \} = 27.5 \text{ Soit : } b = 65 \text{ cm}$$

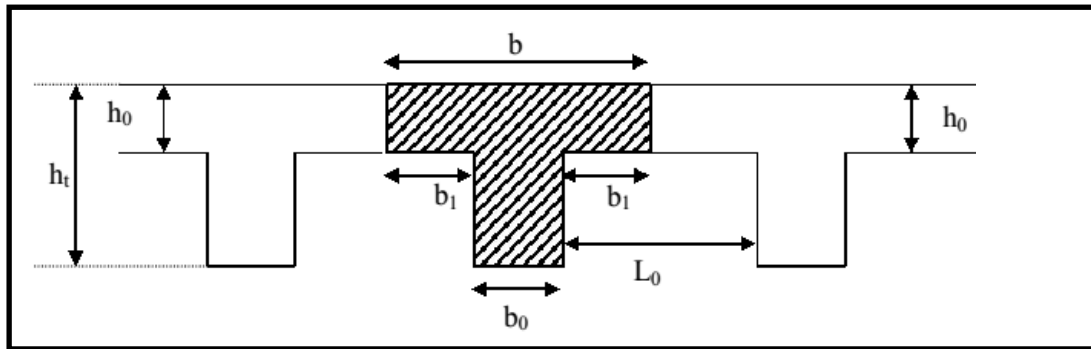


Figure II.3 : Coupe transversale de la nervure.

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement de la section transversale de 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

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

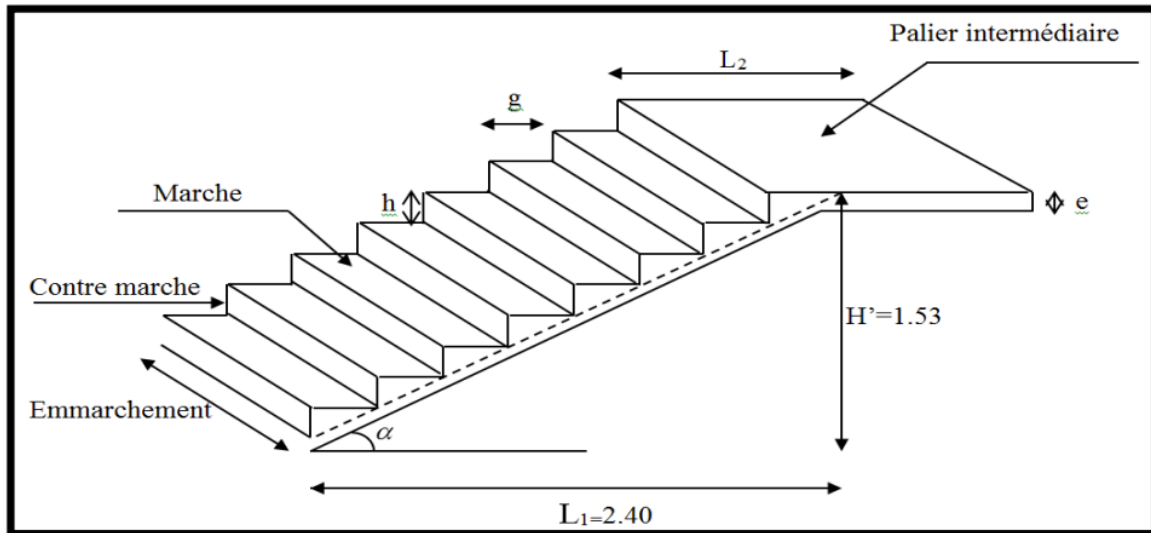


Figure II.4: Schéma de l'escalier.

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Projection de la volée)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

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

Escalier à deux volets RDC pour une hauteur de 3.40m

Escalier à deux volets du 1^{er} étage au dernier étage avec une hauteur de 3.40m

Dimensionnement :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

• La hauteur de la volée : h volée

On a une hauteur d'étage constante pour tout le bâtiment :

$$h_e = 3.40 \text{ m} \quad h_{\text{volée}} = 3.40 / 2 = 1.7 \text{ m}$$

On considère une hauteur de contre marche : $h = 0.17 \text{ m}$

• Nombre de contre marche (n contre marche)

$$- n \text{ contre marche} = h_{\text{volée}} / h_{\text{contre marche}}$$

Chapitre II :Le pré dimensionnement des éléments

Donc : n contre marche = $170/17 = 10$ contres marches.

Nombre de contres marche par volée

10 Marche pour volée 1 et 11 Marche pour volée 2

• Nombre de marches (n marche)

Le nombre de marches = n contre marche – 1 donc : $10-1 = 9$ marche

• **Le giron :** $g = L / n-1 = 240/ 9 = 26.66\text{cm}$

Epaisseur de la pailleasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{283.66}{30} \leq e \leq \frac{283.66}{20}$$

$$9.45 \leq e \leq 14.183 \rightarrow$$

$e = 14\text{cm}$

II.2.2.3.les dalles pleines :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (L'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées L_X et L_Y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

A) Résistance au feu (CBA93)

$e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

B) L'isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 14\text{ cm}$.

C) Critère de résistance a la flexion (CBA93) :

$$\frac{L_X}{35} \leq e \leq \frac{L_X}{30} \longrightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis. Avec } \rho < 0.4.$$

$$\frac{L_X}{45} \leq e \leq \frac{L_X}{40} \longrightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec. Avec } \rho \geq 0.4.$$

$$e \geq \frac{L_X}{20} \longrightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

L_X : la plus petite portée de panneau sollicité.

Pour ce qui est de notre projet, nous avons un seul type de dalles pleines.

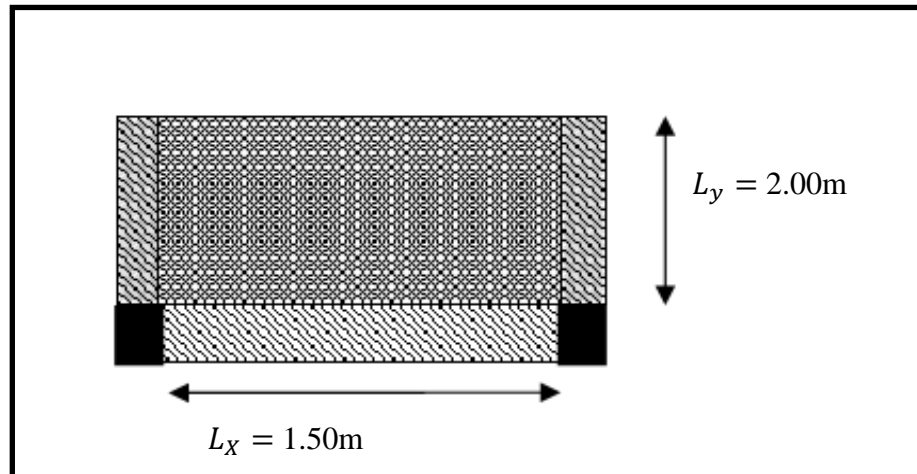
➤ Dalles pleines sur trois appuis :

Chapitre II :Le pré dimensionnement des éléments

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \longrightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$3.33 \leq e \leq 3.75$$

En prend $e=15\text{cm}$ pour tout les dalles pleines sur trois appuis.



Eléments	Pré dimensionnements
Poutre principale	$(35 \times 45) \text{ cm}^2$
Poutre secondaire	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Poutre palière :	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$
voile	$E=20$
Poteaux	(55×55)
Plancher corps creux	$(20 + 4)$
Escalier	$E_p = 14 \text{ cm}$

Tableau II.2 : pré dimensionnement des éléments

Chapitre III

Evaluation Et Décent De Charge

Evaluation Et Décent De Charge

III.1.Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

III.2.Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général composés de :

- + Charges permanentes.
- + Charges d'exploitation ou surcharges.

01- Les charges permanentes : (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calculs.

Le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés, ces listes sont disponibles dans le DTR.

02- Les charges d'exploitation : (Q)

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondantes à une utilisation normal pour faciliter la prisée compte de chargements sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur à choisi de définir des charges réglementaires celle-ci sont présentées dans la D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitation.

III.3.Evaluation des charges et des surcharges :

III.3.1.Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Protection en gravillon roulé	0.05	17	0.85
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	1.2
03	Forme de pente 1 %	0.09	22	1.98
04	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
05	Plancher à corps creux 20+4	/	/	3.2
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G=6.51kN/m ²
				Q=1kN/m ²

Tableau III.1 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des du plancher terrasse

$G=6.51\text{kN/m}^2$

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

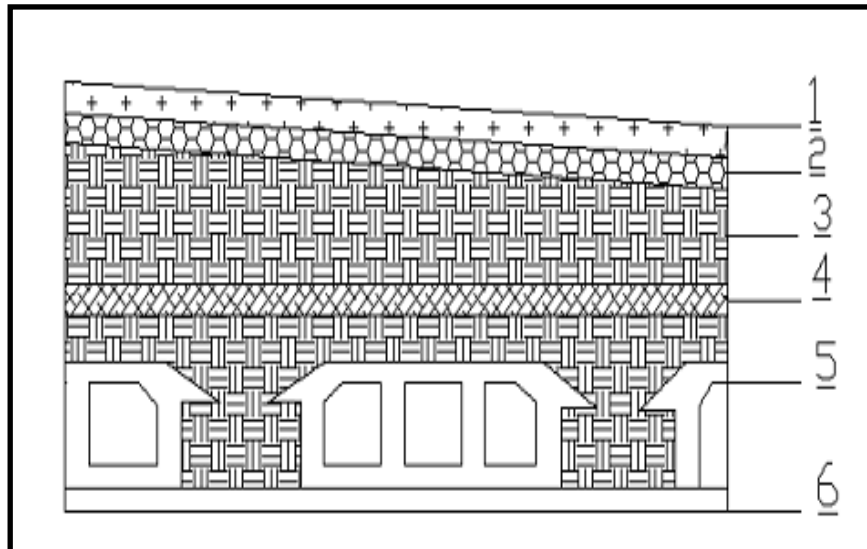


Figure III.1 : coupe plancher terrasse

III.3.2.Planchers étages courant + RDC:

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg /m ³)	G(kg/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.54
04	Plancher à Corps-creux 20+4	/	/	3.20
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
/	Cloisons de séparation	0.1	10	1
				G=5.78kN/m²
				Q=1.50kN/m²

Tableau III.2 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des du plancher courant.

$G=5.78\text{kN/m}^2$

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

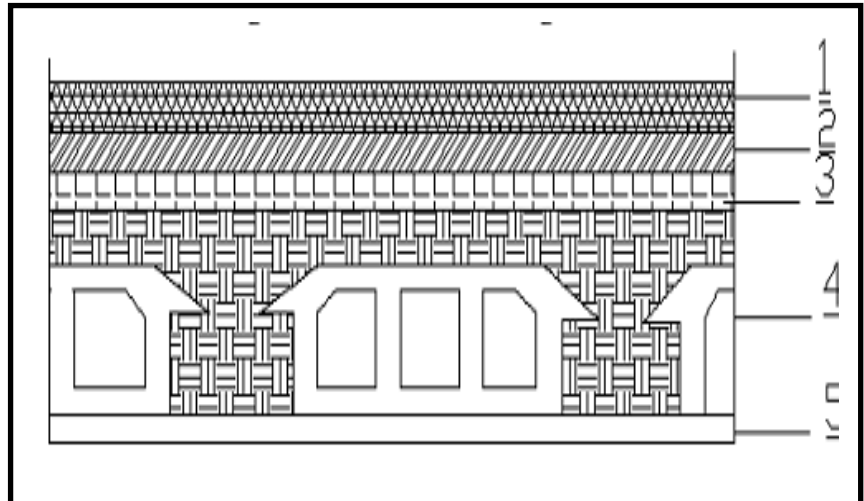


Figure III.2 : coupe plancher étage courant +RDC.

III.3.3.Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine

1. Balcon terrasse (non accessible) :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Protection en gravillon roulé	0.05	17	0.85
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente 1 %	0.09	22	1.98
04	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
05	Dalle (15 cm)	0.15	25	3.75
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G=7.06kN/m²
				Q=1 kN/m²

Tableau III.3 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de Balcon terrasse non accessible

2. Balcon d'étage courant (accessible) :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	10	0.2
			G=5.11kN/m²
			Q=3.5 kN/m²

Tableau III.4: Evaluation des charges « G »et surcharges « Q » de dalle de balcon.

III.3.4.L'acrotère :

➤ **Section transversale :**

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

⇒ **S = 0.069m²**

Poids propre = 0.069x2500 =**172,5kg/ml.**

Revêtement en enduit de ciment =0.02x2000 [0.6+0.1+0.1+0.5+0.08] =**55.2kg/ml**

Charge permanente : **G_{total}= 172.5 + 55.2=2.277kN/m²**

Q=1kN/m²

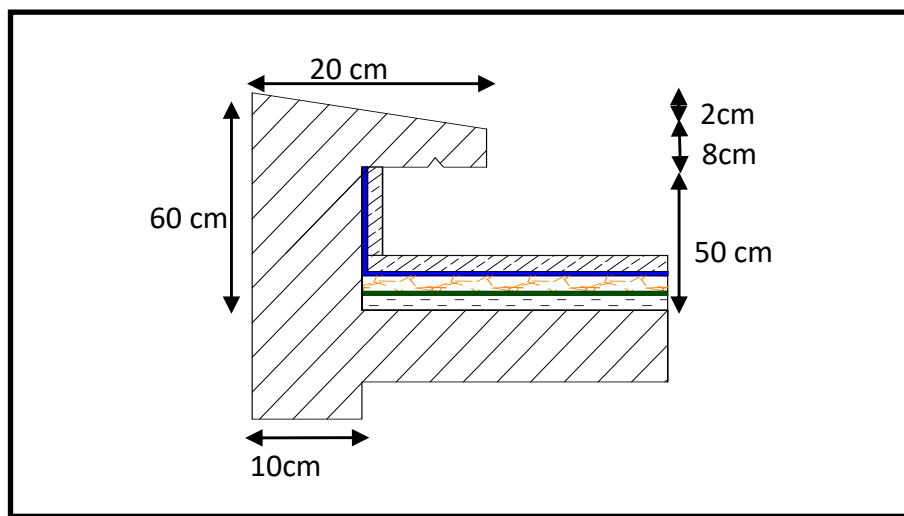


Figure III.3 : Coffrage de l'acrotère.

III.3.5.Maçonnerie :

1. Murs extérieurs :

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

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	G(kN/m ²)
Enduit extérieur	0.02	20	0.40
Brique creuses	0.15	9	1.35
Brique creuses	0.10	9	0.9
Enduit intérieur	0.015	10	0.15

GT=2,80KN/m²

Tableau III.5 : Evaluation des charges « G »des Murs extérieurs

Avec 30 % d'ouverture : $2.8 \times 0,7 = 1.96 \text{ KN/m}^2$

G=1.96kN/m²

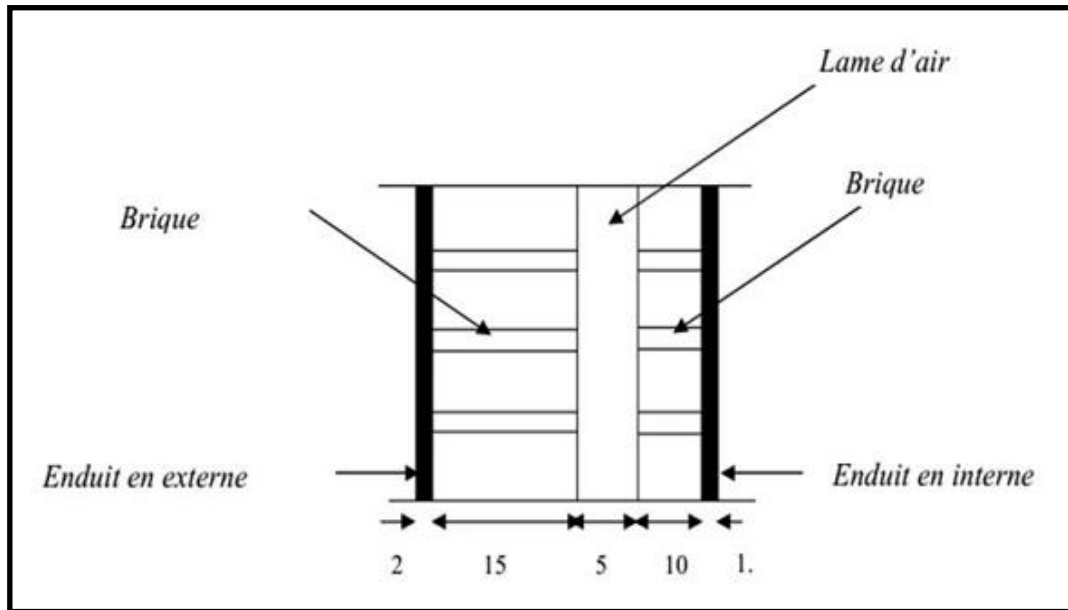


Figure III.4 : Mur extérieur.

2. Murs intérieurs :

	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
Brique creuse (10cm)	0.1	9	0.90
Enduit en plâtre (1.5cm)*2	0.03	10	0.3

Gt=1.2 KN/m²

Tableau III.6 : Evaluation des charges « G » des Murs intérieurs

III.3.6. L'escalier :

➤ **paliers des escaliers :**

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
Poids propre	0.15	25	3.75
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Revêtement	0.015	20	0.3
			G = 4.89kN/m²
			Q=2.50kN/m²

Tableau III.7: Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des paliers des escaliers

➤ volée (paillasse) :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
Poids propre	0.15/(cos32.21)	25	4.44
Poids de la marche	0.17/2	25	2.12
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Revêtement	0.015/(cos32.21)	20	0.35
Carde Corps métallique	/	/	0.10
			G=7.85kN/m²
			Q=2.5kN/m²

Tableau III.8: Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de la volée de
 ☞ **Tableau récapitulatif :**

Élément		Charge permanente G "KN/m ² "	Surcharge d'exploitation Q "KN/m ² "
Plancher terrasse		6.51	1
Plancher étage courant		5.78	1.5
Balcon non accessible		7.06	1
Balcon accessible		5.11	3.5
Acrotère		2.277	1
Maçonnerie	Mur extérieur	1.96	/
	Mur intérieur	1.2	/
Escalier	Palier	4.89	2.5
	Paillasse	7.85	2.5

Tableau III.9: Tableau récapitulatif

III.4. Descente des charges :

La descente des charge est une opération qui consiste à calculer pour tout élément porteur de la construction (mur, poteaux, ...etc.) les charges qu'ils supportent au niveau de

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

chaque étage jusqu'aux fondations, les actions verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées par:

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 : $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$.

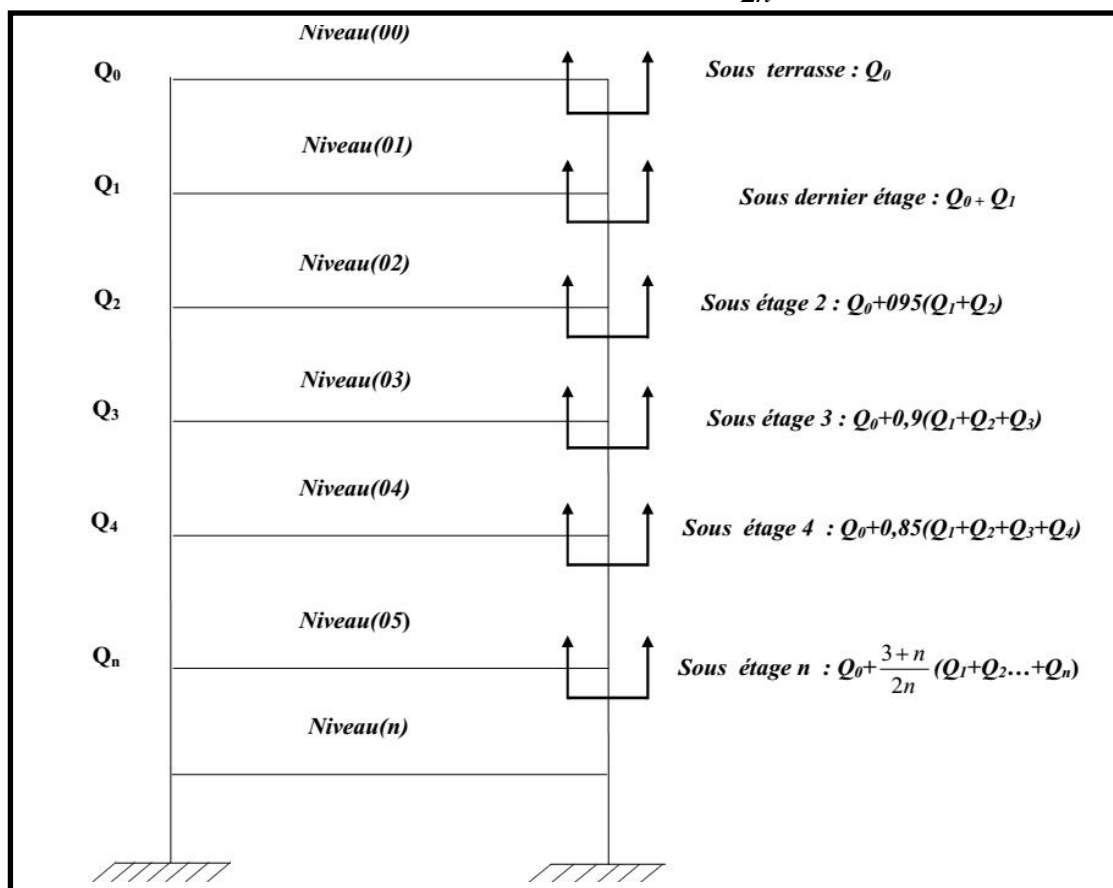


Figure III.5 : La dégression des charges.

III.4.1. Application de la dégression : (DTR BC 2.2.6.3).

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est inférieur à 5, donc le coefficient $(Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3))$ étant valable.

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

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

Nous avons trois types de poteaux :

Surface associée au poteau d'angle : $S = 1.4 \times 1.735 = 2.429 \text{m}^2$

Poteau d'angle : P1

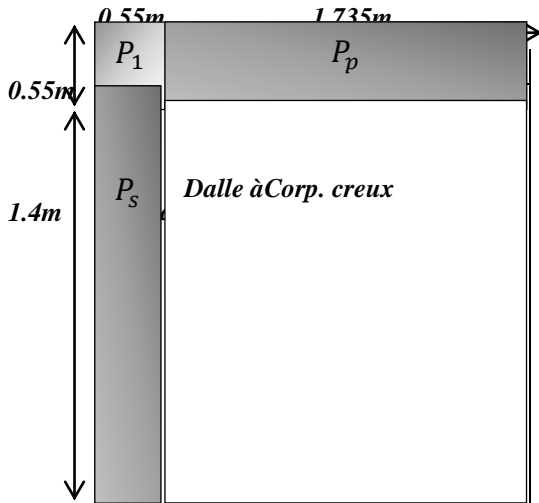


Figure III.6 : Poteaux d'angle.

1- Pour la charge d'exploitation :

- **Terrasse inaccessible :**

$$S_q = (1.4 + 0.55)(1.735 + 0.55) = 4.455 \text{m}^2$$

- **étage courant :**

$$S_q = 4.455 - (0.55 \times 0.55) = 4.1525 \text{m}^2$$

- **2- Pour la charge permanente :**

$$S_g = 1.4 \times 1.735 = 2.429 \text{m}^2.$$

Elément	permanente Charge G (KN)	Charge d'exploitation Q(KN)
Acrotère	$2.277 \times 4.235 \times 0.60 = 5.78$	/
Plancher terrasse inaccessible	$2.429 \times 6.51 = 15.81$	$4.455 \times 1.00 = 4.455$
Plancher d'étages courant	$2.429 \times 5.78 = 14.03$	$4.15 \times 1.50 = 6.22$
Poutres principal	$1.735 \times 0.45 \times 0.35 \times 25 = 6.83$	/
Poutres secondaires	$1.4 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 4.2$	/
Poteaux RDC	$0.55 \times 0.55 \times 3.40 \times 25 = 25.71$	/
Poteaux Etage	$0.55 \times 0.55 \times 3.40 \times 25 = 25.71$	/
Mur extérieur de RDC	$1.96 \times 3.05 \times 3.13 = 18.71$	/
Mur extérieur de l'Etage	$1.96 \times 3.05 \times 3.13 = 18.71$	/

Tableau III.10 : Calcul du poids propres des éléments au poteau d'angle : P1

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
11- 11	Acrotère	5.780	
	Plancher terrasse	15.810	
	Poutre principal	6.830	
	Poutre secondaires	4.200	
	Surcharge d'exploitation		4.455
	Total 11-11	32.620	4.455
10-10	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	
	Revenant de N 11-11	32.620	4.455
	Surcharge d'exploitation		6.22
	Total 10-10	102.1	10.675
9-9	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	
	Revenant de N 10-10	102.1	10.675
	Surcharge d'exploitation		6.22
	Total 9-9	171.58	16.895
8-8	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	
	Revenant de N 9-9	171.58	16.895
	Surcharge d'exploitation		6.22
	Total 8-8	241.06	23.115

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

7-7	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	
	Revenant de N 8-8	241.06	23.115
	Surcharge d'exploitation		6.22
	Total 7-7	310.54	29.335
6-6	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	
	Revenant de N 7-7	310.54	29.335
	Surcharge d'exploitation		6.22
	Total 6-6	380.02	35.555
5-5	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	
	Revenant de N 6-6	380.02	35.55
	Surcharge d'exploitation		6.22
	Total 5-5	449.5	41.77
4-4	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

	Revenant de N 5-5 Surcharge d'exploitation	449.5	41.77 6.22
	Total 4-4	518.98	47.99
3-3	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	
	Revenant de N 4-4 Surcharge d'exploitation	518.98	47.99 6.22
	Total 3-3	588.46	54.21
2-2	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	
	Revenant de N 3-3 Surcharge d'exploitation	588.46	54.21 6.22
	Total 2-2	657.94	60.43
1-1	Plancher courant	14.03	
	Poutre principal	6.83	
	Poutre secondaires	4.2	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	18.71	
	Revenant de N 2-2 Surcharge d'exploitation	657.94	60.43 6.22
	Total 1-1	727.42	66.65

Tableau III.11 : La descente des charges du poteau d'angle.

✚ Poteau de rive :P2

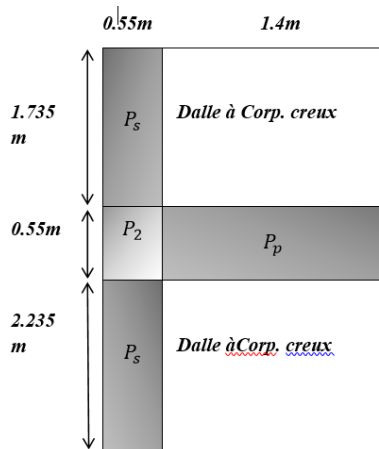


Figure III.07 : Poteau de rive.

1-Pour la charge d’exploitation :

- **Terrasse inaccessible :**

$$S_q=(2.235+0.55+1.735)(1.4+0.55) =\mathbf{8.81m^2}$$

- **étage courant :**

$$S_q=8.81-(0.55\times 0.55) =\mathbf{8.51m^2}$$

- **2- Pour la charge permanente :**

$$S_g= (1.4\times 1.735)+(1.4\times 2.235) =\mathbf{7.6m^2}.$$

Elément	permanente Charge G (KN)	Charge d'exploitation Q(KN)
Acrotère	$2.227 \times 5.37 \times 0.60 = 7.17$	/
Plancher terrasse inaccessible	$7.6 \times 6.51 = 49.476$	$8.81 \times 1.00 = 8.81$
Plancher d’étages courant	$7.6 \times 5.78 = 43.928$	$8.51 \times 1.50 = 12.76$
Poutres principal	$1.4 \times 0.45 \times 0.35 \times 25 = 5.51$	/
Poutres secondaires	$3.97 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 11.91$	/
Poteaux RDC	$0.55 \times 0.55 \times 3.40 \times 25 = 25.71$	/
Poteaux Etage	$0.55 \times 0.55 \times 3.40 \times 25 = 25.71$	/
Mur extérieur de RDC	$1.96 \times 3.05 \times 3.97 = 23.73$	/
Mur extérieur de l’Etage	$1.96 \times 3.05 \times 3.97 = 23.73$	/
Mur intérieur de RDC	$1.2 \times 3.05 \times 1.4 = 5.124$	/
Mur intérieur de l’Etage	$1.2 \times 3.05 \times 1.4 = 5.124$	/

Tableau III.12 : Calcul du poids propres des éléments au poteau de rive : P1

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
11-11	Acrotère	7.17	
	Plancher terrasse	49.476	
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Surcharge d'exploitation		8.81
	Total 11-11	74.066	8.81
10-10	Plancher courant	43.928	
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 11-11	74.066	
	Surcharge d'exploitation		
	Total 10-10	189.978	
9-9	Plancher courant	43.928	
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 10-10	189.978	8.81
	Surcharge d'exploitation		12.76
	Total 9-9	305.89	21.57
8-8	Plancher courant	43.928	
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 8-8	305.89	21.57

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

	Surcharge d'exploitation		12.76
	Total 8-8	421.80	34.33
7-7	Plancher courant	43.928	
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 8-8	421.80	34.33
	Surcharge d'exploitation		12.76
	Total 7-7	537.712	47.09
	Plancher courant	43.928	
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 7-7	537.712	47.09
	Surcharge d'exploitation		12.76
	Total 6-6	653.624	59.85
	Plancher courant	43.928	
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 6-6	653.624	59.85
	Surcharge d'exploitation		12.76
	Total 5-5	769.533	72.61
	Plancher courant	43.928	
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

4-4	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 5-5	769.533	72.61
	Surcharge d'exploitation		12.76
	Total 4-4	885.445	85.37
3-3	Plancher courant		43.928
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 4-4	885.445	
	Surcharge d'exploitation		85.37
	Total 3-3	1001.357	98.13
2-2	Plancher courant		43.928
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 3-3	1001.357	
	Surcharge d'exploitation		98.13
	Total 2-2	1117.269	110.89
1-1	Plancher courant		43.928
	Poutre principal	5.51	
	Poutre secondaires	11.91	
	Poteaux	25.71	
	Mur extérieur	23.73	
	Mur intérieur	5.124	
	Revenant de N 2-2	1117.269	
	Surcharge d'exploitation		110.89
	Total 1-1	1233.181	123.65

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

✚ Poteau central :

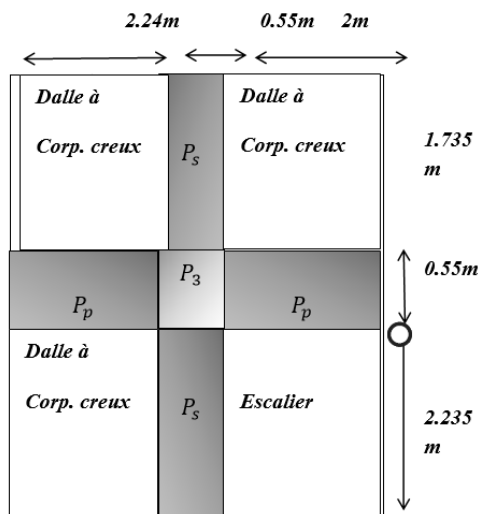


Figure III.08 : Poteau de rive.

1- Pour la charge d'exploitation :

- Terrasse inaccessible :

$$S_q = (2 + 0.55 + 2.24) (2.235 + 0.55 + 1.735) = 21.64 \text{m}^2$$

- étage courant :

$$S_q = 18.58 - (0.55 \times 0.55) = 21.34 \text{m}^2$$

2- Pour la charge permanente :

$$S_g = (2 \times 2.235) + (2 \times 1.735) + (2.24 \times 2.235) + (2.24 \times 1.735) = 17.06 \text{m}^2.$$

- Escalier de RDC :

Palier : $S = (1.2 \times 1.5) \times 2 = 3.6 \text{m}^2$

Paillasse : $S = (2.4 + 0.9) \times 1.5 + (1.5 \times 1.2) = 6.75 \text{m}^2$

- Escalier de L'étage :

Palier : $S = (1.2 \times 1.5) \times 2 = 3.6 \text{m}^2$

Paillasse : $S = (2.4 + 0.9) \times 1.5 + (1.5 \times 1.2) = 6.75 \text{m}^2$

Elément		permanente Charge G (KN)	Charge d'exploitation Q(KN)
Plancher inaccessible	terrasse	$17.06 \times 6.51 = 111.06$	$21.64 \times 1.00 = 21.64$
Plancher courant	d'étages	$17.06 \times 5.48 = 93.48$	$21.64 \times 1.50 = 32.46$
Poutres principal		$4.24 \times 0.45 \times 0.35 \times 25 = 16.695$	/
Poutres secondaires		$3.97 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 10.48$	/

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

Poteaux RDC		$0.55 \times 0.55 \times 3.05 \times 25 = 23.06$	/
Poteaux Etage		$0.55 \times 0.55 \times 3.05 \times 25 = 23.06$	/
Escalier de RDC	Palier	$3.6 \times 4.89 = 17.604$	$3.6 \times 2.50 = 9$
	Paillasse	$6.75 \times 7.85 = 52.988$	$6.75 \times 2.50 = 16.87$
Escalier de L'étage	Palier	$3.6 \times 4.89 = 17.604$	$3.6 \times 2.5 = 9$
	Paillasse	$6.75 \times 7.85 = 52.988$	$6.75 \times 2.5 = 16.87$
Mur intérieur		$(1.2 \times 3.05 \times 2.24) \times 2 = 16.39$	/
Mur extérieur		$(1.96 \times 3.05 \times 1.735) + (1.96 \times 3.05 \times 2) = 22.32$	/

Tableau III.14 : Calcul du poids propres des éléments au poteau central : P1

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
11-11	Plancher terrasse	111.06	
	Poutre principal	16.695	
	Poutre secondaires	10.48	
	Poteaux	23.06	
	Mur extérieur	22.32	
	Mur intérieur	16.39	
	Escalier	70.5	
	Surcharge d'exploitation		21.64
	Total11-11	270.5	21.64
10-10	Plancher courant	93.43	
	Poutre principal	16.695	
	Poutre secondaires	10.48	
	Poteaux	23.06	
	Mur extérieur	22.32	
	Mur intérieur	16.39	
	Escalier	70.5	
	Revenant de N 11-11	270.5	21.64
Surcharge d'exploitation		58.33	
	Total10-10	523.37	79.97

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

9-9	Mur intérieur	Plancher courant	93.43	
		Poutre principal	16.695	
		Poutre secondaires	10.48	
		Poteaux	23.06	
		Mur extérieur	22.32	
		Escalier	70.5	
		Revenant de N10-10	523.37	79.97
		Surcharge d'exploitation		58.33
		Total 9-9	776.24	138.3
8-8	Mur intérieur	Plancher courant	93.43	
		Poutre principal	16.695	
		Poutre secondaires	10.48	
		Poteaux	23.06	
		Mur extérieur	22.32	
		Escalier	70.5	
		Revenant de N 9-9	776.24	138.3
		Surcharge d'exploitation		58.33
		Total 8-8	1029.11	496.63
7-7	Mur intérieur	Plancher courant	93.43	
		Poutre principal	16.695	
		Poutre secondaires	10.48	
		Poteaux	23.06	
		Mur extérieur	22.32	
		Escalier	70.5	
		Revenant de N 8-8	1029.11	496.63
		Surcharge d'exploitation		58.33
		Total 7-7	1281.89	554.96

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

6-6	Mur intérieur	Plancher courant	93.43	554.63
		Poutre principal	16.695	
		Poutre secondaires	10.48	
		Poteaux	23.06	
		Mur extérieur	22.32	
		Escalier	70.5	
		Revenant de N 7-7	1281.89	
		Surcharge d'exploitation	58.33	
Total 6-6		1534.76	613.29	
5-5	Mur intérieur	Plancher courant	93.43	613.29
		Poutre principal	16.695	
		Poutre secondaires	10.48	
		Poteaux	23.06	
		Mur extérieur	22.32	
		Escalier	70.5	
		Revenant de N 6-6	1534.76	
		Surcharge d'exploitation	58.33	
Total 5-5		1787.63	671.62	
4-4	Mur intérieur	Plancher courant	93.43	671.62
		Poutre principal	16.695	
		Poutre secondaires	10.48	
		Poteaux	23.06	
		Mur extérieur	22.32	
		Escalier	70.5	
		Revenant de N 5-5	1787.63	
		Surcharge d'exploitation		

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

			58.33
	Total 4-4	2040.5	729.95
3-3	Plancher courant	93.43	729.95
	Poutre principal	16.695	
	Poutre secondaires	10.48	
	Poteaux	23.06	
	Mur extérieur	22.32	
	Mur intérieur	16.39	
	Escalier	70.5	
Revenant de N 4-4	2040.5	58.33	
	Total 3-3	2293.37	788.28
2-2	Plancher courant	93.43	788.28
	Poutre principal	16.695	
	Poutre secondaires	10.48	
	Poteaux	23.06	
	Mur extérieur	22.32	
	Mur intérieur	16.39	
	Escalier	70.5	
Revenant de N 3-3	2293.37	58.33	
	Total 2-2	2546.24	846.61
	Plancher courant	93.43	
	Poutre principal	16.695	
	Poutre secondaires	10.48	
	Poteaux	23.06	
	Mur extérieur	22.32	

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

1-1	Mur intérieur	16.39	
	Escalier	70.5	846.61
	Revenant de N 3-3	2546.24	58.33
	Surcharge d'exploitation		
	Total 1-1	2799.11	904.94

Tableau III.15 : La descente des charges du poteau central.

III.4.2.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 d'angle	727.42	66.65	1190.19
Poteau de rive	1233.18	123.65	2035.29
Poteau central	2799.11	904.94	5649.82

Tableau III.16 : pré dimensionnement et vérification des poteaux

III.5.Vérification :

III.5.1.Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B = \frac{N_u}{0.60 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 5649.82 / 0.6 \times 25 \times 10^{-3} = 0.376 \text{m}^2$$

On a $B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{m}^2$.

$B = 0.3025 \leq 0.376 \text{m}^2$.Condition non vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression du poteau P3 à tous les niveaux :

Niveaux	Nu (KN)	Sections	Condition B > B calculé		Observation
			B	B calculé	
11	437.39	0.55 x0.55	0.3025	0.029	vérifiée
10	909.15	0.55 x0.55	0.3025	0.060	vérifiée
9	1380.91	0.55 x0.55	0.3025	0.092	vérifiée
8	2347.66	0.55 x0.55	0.3025	0.156	vérifiée
7	2819.29	0.55 x0.55	0.3025	0.187	vérifiée
6	3291.04	0.55 x0.55	0.3025	0.219	vérifiée
5	3762.80	0.55 x0.55	0.3025	0.250	vérifiée
4	4234.56	0.55 x0.55	0.3025	0.282	vérifiée
3	4706.26	0.55 x0.55	0.3025	0.313	Non vérifiée
2	5178.07	0.55 x0.55	0.3025	0.345	Non vérifiée
1	5649.82	0.55 x0.55	0.3025	0,376	Non vérifiée

Tableau III.17 : Vérification des poteaux à la compression simple.

➤ **Redimensionnement et vérification des poteaux :**

Niveaux	Nu (KN)	Sections	Condition B > B calculé		Observation
			B	B calculé	
11	437.39	0.55 x0.55	0.3025	0.029	vérifiée
10	909.15	0.55 x0.55	0.3025	0.060	vérifiée
9	1380.91	0.55 x0.55	0.3025	0.092	vérifiée
8	2347.66	0.55 x0.55	0.3025	0.156	vérifiée
7	2819.29	0.55 x0.55	0.3025	0.187	vérifiée
6	3291.04	0.55 x0.55	0.3025	0.219	vérifiée
5	3762.80	0.55 x0.55	0.3025	0.250	vérifiée
4	4234.56	0.55 x0.55	0.3025	0.282	vérifiée
3	4706.26	0.60 x0.60	0.3600	0.313	vérifiée
2	5178.07	0.60 x0.60	0.3600	0.345	vérifiée
1	5649.82	0.65 x0.65	0.4220	0,376	vérifiée

Tableau III.18 : Redimensionnement et vérification des poteaux.

III.5.2. Vérification des conditions de RPA : [RPA99](Article : 7.4.1.P61).

- ✓ Min (a, b) >25cm pour la zone II
- ✓ Min (a, b) >he/ 20
- ✓ 1/4 < a / b < 4

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

III.4.3. Vérification au flambement : CBA 93 (Article B.8.2.1)

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

$$N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{Fe}{\gamma_s} \right]$$

Br : Section réduite du béton.

As : Section des armatures.

□b : Coefficient de sécurité de béton.

□s : Coefficient de sécurité des aciers

□: Coefficient en fonction de l'élancement□.

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

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

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{I_f}{i}$

I_f : Longueur de flambement. ; ($I_f = 0,7. L_0$)

L_0 : Longueur du poteau.

i: Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

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

Vérification du poteau :

$$I_f = 0,7. L_0 = 0,7 \times 3,05 = 2,135\text{m}$$

$$B = 0,65 \times 0,65 = 0,4225$$

$$I = 0,65 \times 0,65^3 / 12 = 6,28 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{6,28 \times 10^{-3}}{0,4225}} = 0,121\text{m}$$

$$\lambda = \frac{I_f}{i} = 2,135 / 0,121 = 17,64 < 50$$

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

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

Or nous avons :

$$B_r = (0,65 - 0,02) (0,65 - 0,02) = 0,3969 \text{m}^2$$

$$5649,82 \leq 7171,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$B_r(60 \times 60) = (0,6 - 0,02) (0,6 - 0,02) = 0,3364 \text{ m}^2$$

$$5178,07 \text{ KN} \leq 6507,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Chapitre III :Evaluation Et Décent De Charge

$$B_r(55*55) = (0.55-0.02)(0.55-0.02)=0.2809 \text{ m}^2$$

$$4234.56 \text{ KN} \leq 5909.4\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

Chapitre IV
Etude des éléments
secondaires

IV. INTRODUCTION :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le règlement parasismique Algérien[RPA99].

IV.1. L'acrotère :

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.

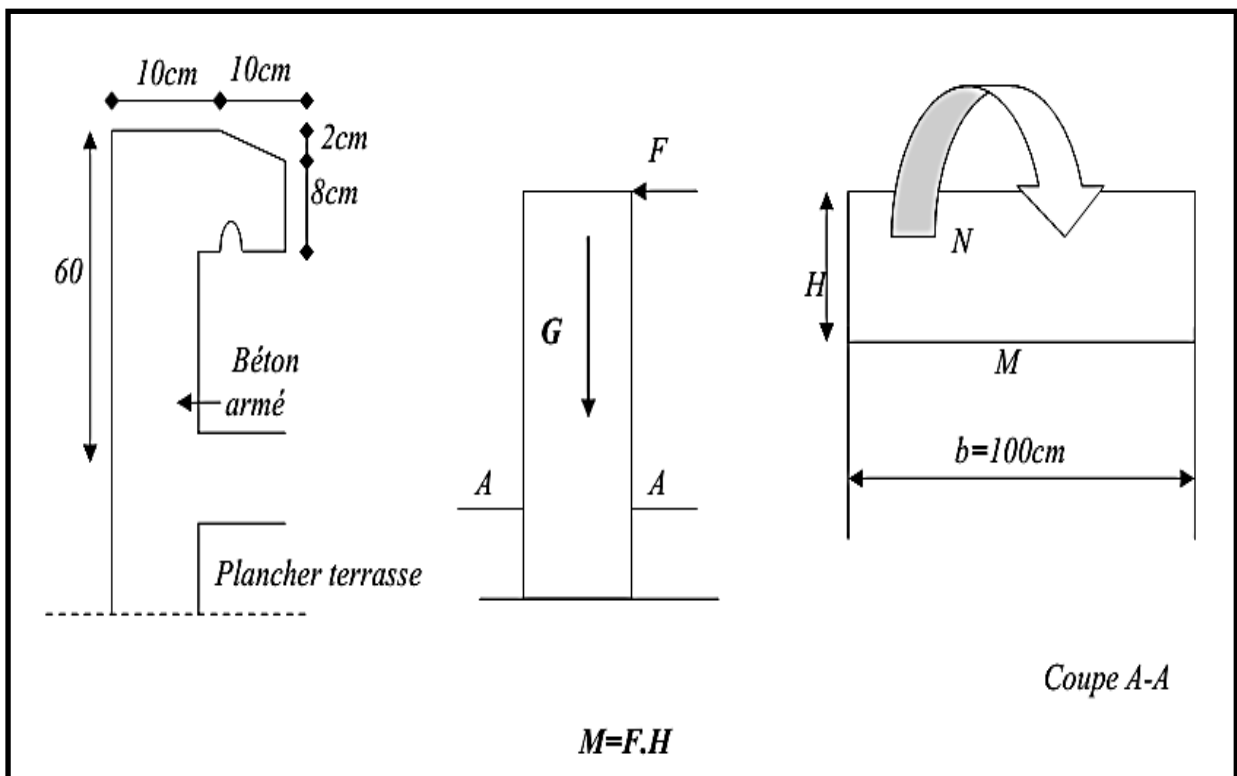


Figure IV.1 : L'acrotère.

IV.1.Evaluation des charges :

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale :

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

1 . Poids propre :

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

$$G=2.277 \text{ KN/ ml}$$

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 :**

Selon le **RPA 99v2003 (art 6-2-3 page 55)** l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale due au séisme calculée comme suit :

$$F = \max (F_p ; F_q) \text{ avec : } F_p = 4AC_pW_p \text{ (RPA 99 version 2003art 6-2-3 page 55).}$$

Groupe usage 2, zone II

A : Coefficient d'accélération de zone« **Tab 4-1 RPA2003 page 34** » = 0.15

C_p: Facteur de force horizontale« **Tab 6-1 RPA2003 page 55** » = 0.8.

F_q : La poussée horizontale $F_q = 1\text{kN/ml}$.

W_p : Poids proper = 2.277Kg/ml

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.277 \Rightarrow F_p = 1.092\text{kN/ml.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 , 1.092 \} \Rightarrow Q = 1.092\text{kN/ml.}$$

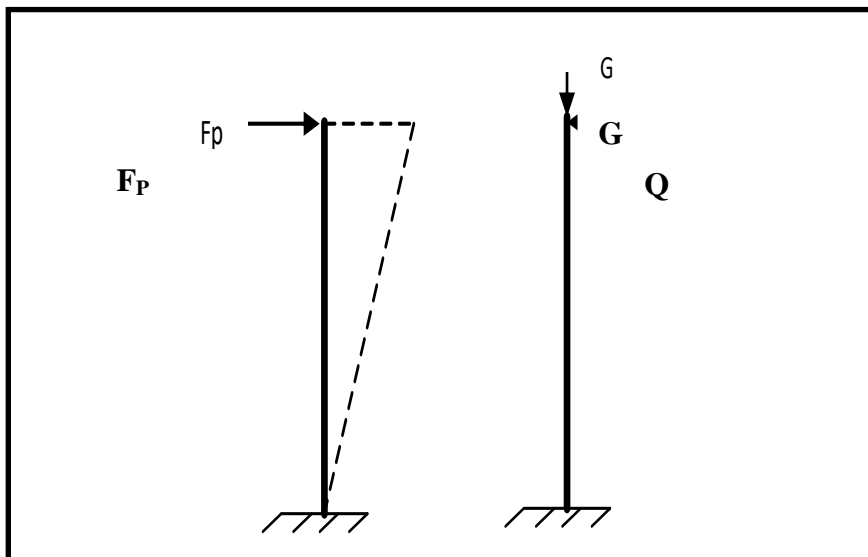


Figure IV.2 : Schéma statique de l'acrotère.

IV.1.2.Calcul des sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_Q = 0. \\ V_Q = 1\text{KN / ml} \\ M_Q = Q \times L = 1.092 \times 0.6 = 0.6552\text{KN.m/ml.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = G = 2,277 \text{ KN/ml.} \\ V_G = 0. \\ M_G = 0. \end{array} \right.$$

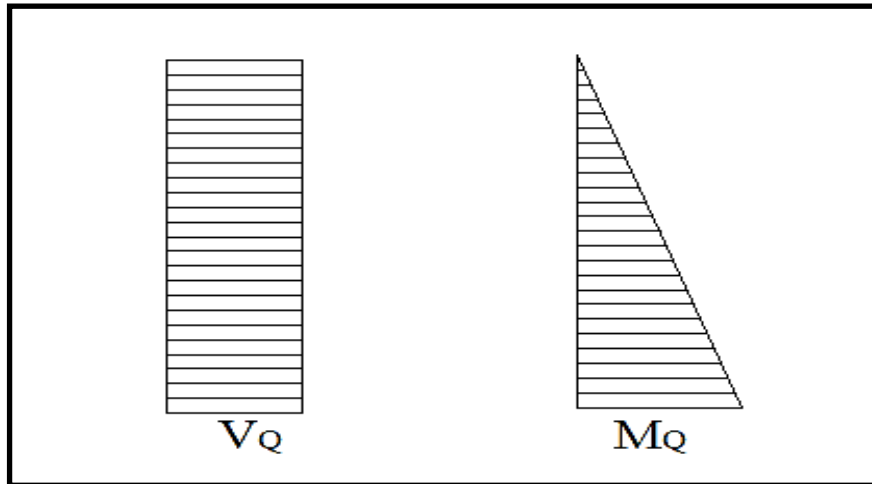


Figure IV.3 : Diagrammes des sollicitations

IV.1.2.Évaluation et combinaison des charges :

À ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \dots\dots\dots N_U = 1.35 \times 2.277 = 3.07 \text{ KN/ml.} \\ M_U = 1.35 M_{G/O} + 1.5 M_{Q/O} \dots\dots\dots M_U = 1.5 \times 0.6552 = 0.982 \text{ KN.m/ml.} \end{array} \right.$$

À ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G + N_Q \dots\dots\dots N_s = 2.277 \text{ KN/ml} \\ M_s = M_{G/O} + M_{Q/O} \dots\dots\dots M_s = 0.6552 \text{ KN.m/ml.} \end{array} \right.$$

IV.1.3.Ferraillage de l'acrotère :

On considère une section (bxh) cm² soumis à la flexion composé

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c=c' : enrobage : 02cm

d=h-c : hauteur utile : 10-2=8cm

M_f: Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.



➤ 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 :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.982}{3.07} = 0.31\text{m.} \quad \Rightarrow e_1 = 31\text{cm}$$

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 : $\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0$; ($M_G=0$)

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

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

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

Donc : $e_T = 31 + 0,864 + 2 = 33,864\text{cm.}$

✚ 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 :

$$e_T = 33,864\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,6666\text{cm.}$$

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

IV.1.4. Calcul de Ferrailage :

➤ Le moment fictif :

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

$$M_{uf} = 0.982 + 3.07 \times (0.08 - 0.1 / 2) \quad M_{uf} = 1.07 \text{ kn.m}$$

➤ Le moment réduit :

$$\Gamma = M_u / M_S = 0.982 / 0.6552 = 1.5$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3339.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.73}{1 \times (0.08)^2 \times 14.20 \times 10^3}$$

$$= 0.019$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < \mu_{lu} = 0.3339 \Rightarrow (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}\right) \Rightarrow \alpha = 0.023.$$

$$\alpha = 0.023 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

➤ La section fictive d'aciers tendus :

$$A_{sf} = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.023 \times 100 \times 8 \times 14.20}{348} \Rightarrow A_{sf} = 0.60 \text{ cm}^2$$

➤ La section réelle d'acier tendu est:.....

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,6 - \frac{3.07}{348} \Rightarrow A_s = 0,59 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s,min} \geq \max \{1; 0.966\} \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1 \text{ cm}^2$ et on adopte **4T8** avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

✚ L'espaceur :

D'après l'article **A.8.2.4.1** de **BAEL.91** l'espaceur 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 **3T8** avec $A_r = 1.51 \text{ cm}^2$.

✚ L'espaceur

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

Vérification du diamètre des armatures :

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

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

$\varphi = 1 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

IV.1.5.Vérification (E.L.S) :

$$N_{ser} = 2,277 \text{ KN/m}$$

- Les sollicitations à l'ELS :

$$M_{ser}=Q*L=1.092*0.6=0.6552 \text{ KN.M}$$

- L'excentricité : $e=M_{ser}/ N_{ser} = 0.6552/2.277=29\text{cm}$ 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 : (B.A.E.L.91A.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^{ème} degré suivante :

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

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

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

$$P = -3*(-24)^2 + 90*2.01*(8+24)/100 = -1671.01$$

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

$$q = -2(-24)^3 - 90*2.01*(8+24)^2/100 = 25853.02$$

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

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27} \Rightarrow \Delta = (25853.02)^2 + \frac{4(-1671.01)^3}{27} = -22868538.91 < 0$$

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

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

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 2\sqrt{\frac{1671.01}{3}} = 47.19\text{cm.}$$

$$Z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 47.19 \times \cos\left(\frac{168}{3}\right) = 26,38\text{cm.}$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 47,19 \times \cos\left(\frac{168}{3} + 120\right) = -47.07\text{cm.}$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 47.19 \times \cos\left(\frac{168}{3} + 240\right) = 20,68\text{cm.}$$

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

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

Donc :

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

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] = \frac{100 \times 2,38^3}{3} + 15 \times [2,01 \times (8 - 2,38)^2] = 1401.64 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} = \frac{26,38 \times 2,277}{1401.64 \times 10^{-4}} \times 2,38 = 1020,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1.020\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.}$$

.....condition vérifiée.....

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable

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

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

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

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

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

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

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{26,38 \times 2,277}{1401,64 \times 10^{-4}} (8 - 2,38) = 36143,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 36,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée.

🚦 Vérification au flambement :

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

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

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

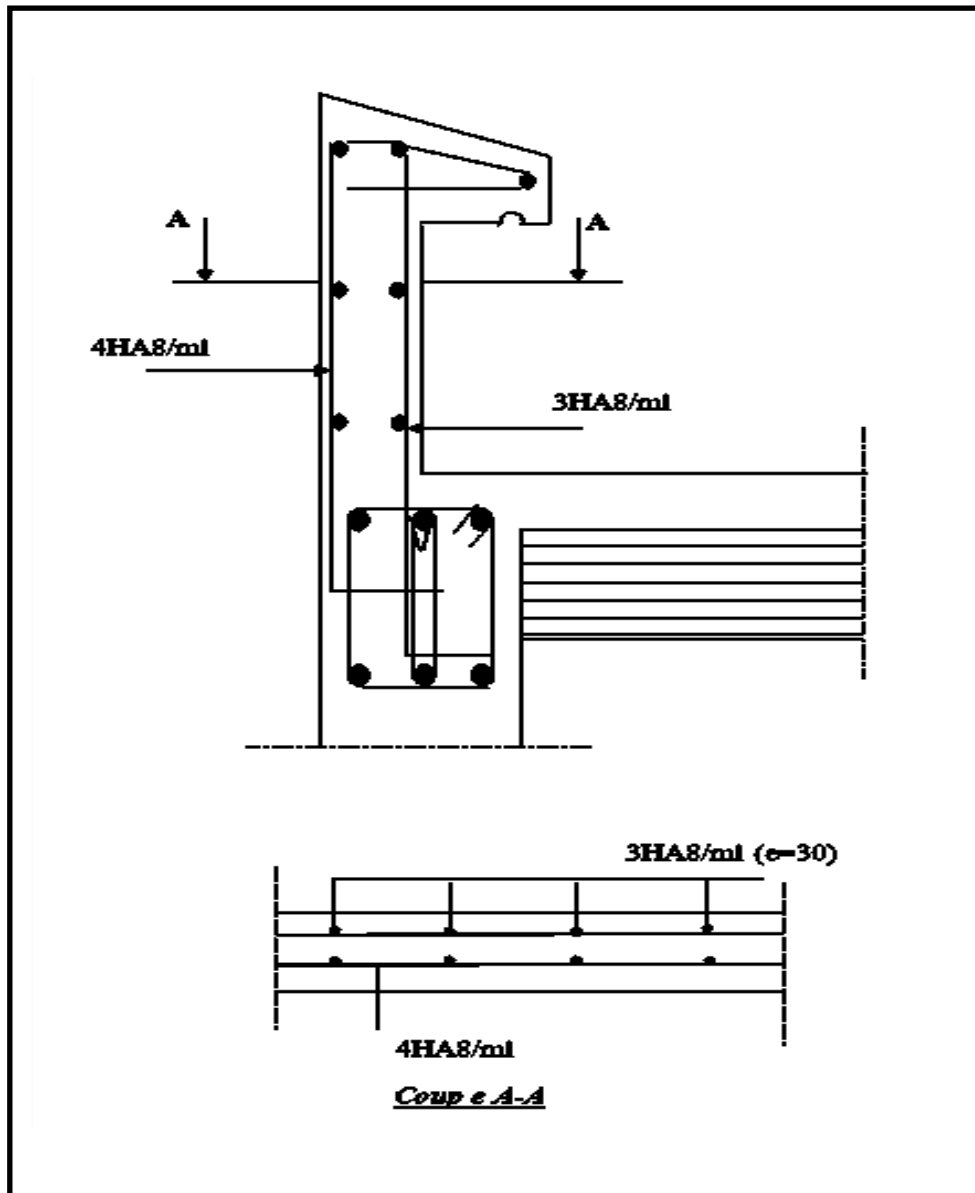
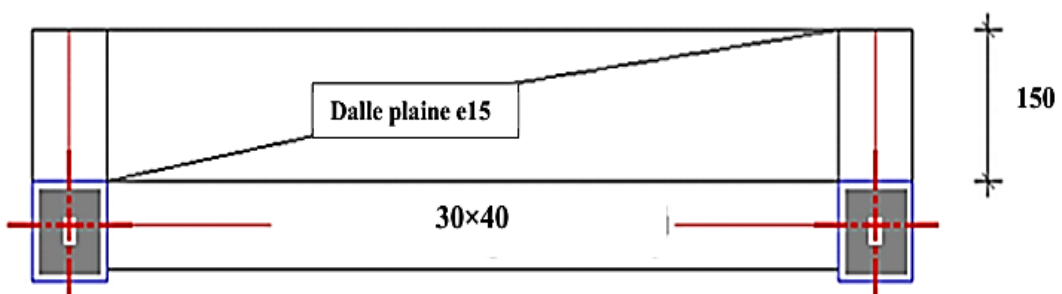


Figure IV.4 : Schéma de ferrailage d'acrotère

IV.2. Balcon :

Les balcons se comportent comme une console. On prend 1m de longueur encastrée dans les poutres et libre dans l'autre côté. Elle est calculée en flexion simple.



IV.2 .1 Évaluation des charges:

- Poids propre : $G = 5.11 \text{KN/m}^2 \times 1\text{m} = 5.11 \text{kN/ml}$
 - Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{KN/m}^2 \times 1\text{m} = 3.5 \text{KN/ml}$
 - Mur sur le balcon : $G = 1.2 \text{kN/m}$
 - $P = 1.2 \text{ kN/m}^2 \times 1.50 = 1.80 \text{kN/ml}$
- L'épaisseur de console : $ht = 15\text{cm}$ et $d = 13.5 \text{ cm}$

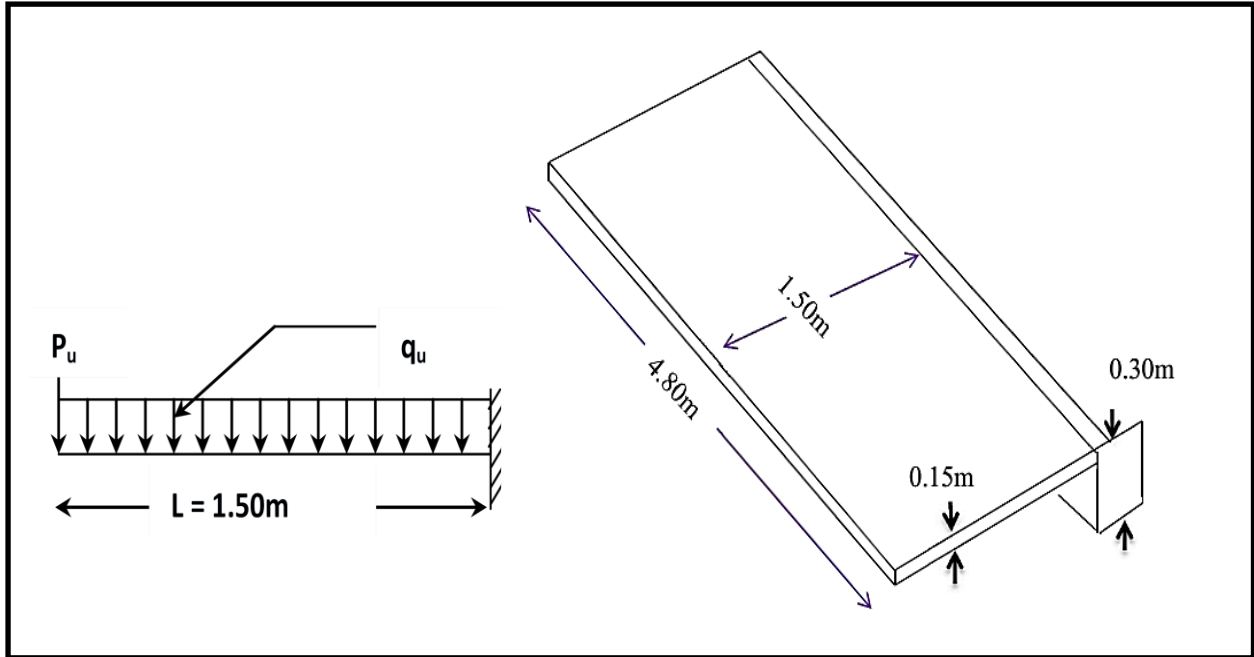


Figure IV.5 : Dimensions du balcon.

IV.2 .2 Calcul les moments :

- Combinaison des charges :

E.L.U :

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

$$P_u = 1,35 \times P$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = P$$

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de **1 m** est de :

$$M_u = P_u L + \frac{q_u l^2}{2}$$

Le moment service à l'encastrement M_s

est de :

$$M_s = P_s L + \frac{q_s l^2}{2}$$

Types	q_u (KN/m)	p_u (KN/m)	q_s (KN/m)	P_s (KN/m)	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)
Balcon	12.1485	2.43	8.61	1.80	9.72	7.005

Tableau IV.1 : Résultats des combinaisons d'actions.

IV.2 .3 Ferrailage :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

Armatures longitudinales :

$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5cm$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.72 \times 10^3}{100(13.5)^2 \times 14.17} = 0,038.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.72}{7.005} = 1,39 \Rightarrow$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440.\gamma + 49f_{c28} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.296$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.05$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha_u)d = 13.23cm.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

$$A_u = \frac{M_{au}}{Z\sigma_s} = \frac{9.72 \times 10^3}{13.23 \times 348} = 2.11cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2,10}{400} = 1,63 cm^2.$$

Alors on prend : $A = \max \{ A_{min} , A_u \}$

Soit : $A_{réelle} = 2.11cm^2 \dots\dots\dots A = 4.52 cm^2$

Donc on adapte **4HA12**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2 \dots\dots\dots \Rightarrow A_r = 3HA12 = 3.39cm^2$$

IV.2 .4 Vérification à l'E.L.S (C.B.A93) :

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

-Position de l'axe neutre : (A' = 0)

$$\frac{by_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0$$

$$\frac{100 y_1^2}{2} - 15 \times 4.52(13.5 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 67.8y_1 - 915.3 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 3.65cm$$

$$\Rightarrow y_2 = -5cm \Rightarrow N' existe pas$$

- Moment d'inertie

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2 = 8199.03 \text{ cm}^4$$

-Vérification on des contrainte :

Contraintes maximale de compression de béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 3.11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots CV$$

-Contraintes maximale de traction des aciers

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 126.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots CV$$

-Vérification au cisaillement (C.B.A.93 Art A-5-1-2-1-1 page 39) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots CV \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : $V_u = qL + p = 20.65 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.152 \text{ MPa}$

D'où : $\tau_u = 0.152 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifié.

➤ **Remarque :** Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.5 Vérification de la flèche :

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivants sont vérifiées:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{1,50}{4,90} = 0,306 > 0,0625 \dots\dots\dots$$
 vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,306 > 0,1 \dots\dots\dots$$
 Vérifiée.

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0023 < 0,0105 \dots\dots\dots$$
 vérifiée.

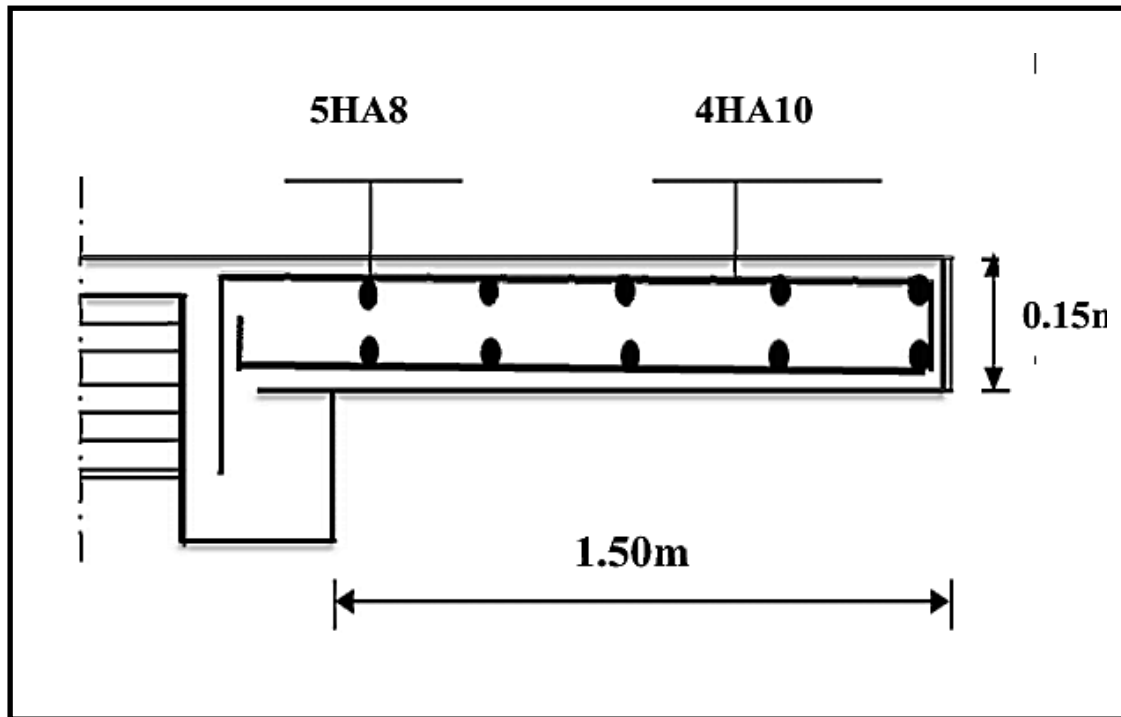


Figure IV.6 : Schéma de ferrailage (balcon)

IV.3. L'ESCALIER :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers .

L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées.

IV.3.1^{er} type :

IV.3.1. Evaluations des charges:

Comme il est déjà calculer dans le **chapitre III** poids propre de l'escalire

	G (KN/m)	Q (KN/m)	ELU	ELS
Paillasse	7.85	2.5	14.35	10.35

Tableau IV.2 : Evaluation des charges dans les escaliers (Paillasse).

	G (KN/m)	Q (KN/m)	ELU	ELS
Pallier	4.89	2.5	10.35	7.39

Tableau IV.3 : Evaluation des charges dans les escaliers (Palier).

On prend une bande de 1ml

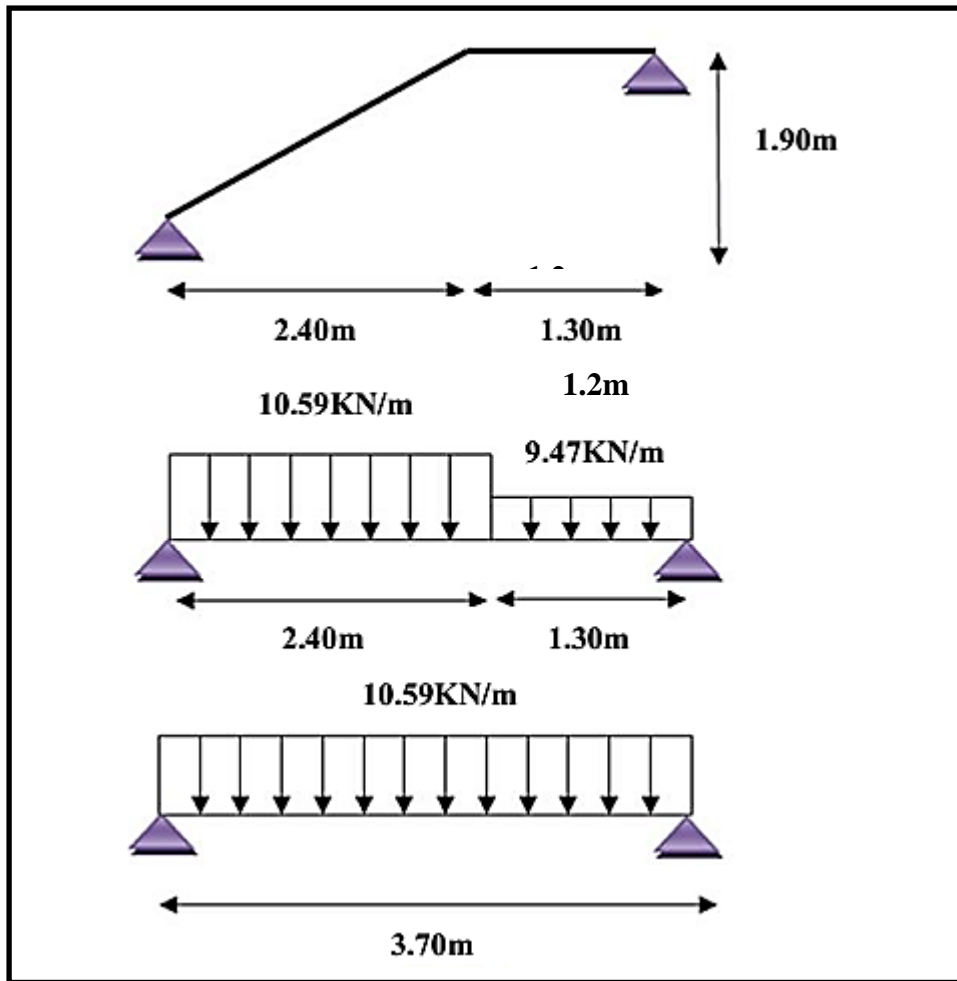


Figure IV.7 : Type d'escalier(1) 3.60m

➤ **ELU:**

$$Q = \max(q_p; q_{pa}) = 14.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = QL^2/8 = 10.59(3.60)^2/8 = 23.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0.8M_0 = 18.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0.4M_0 = 9.3 \text{ KN.m}$$

$$V_u = QL/2 = 25.83 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$Q = \max(10.35; 7.39) = 10.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = QL^2/8 = 16.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.8M_0 = 13.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 0.4M_0 = 6.70 \text{ KN.m}$$

IV.3. 2.Ferrailage :

❖ **En Travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bdf_{bu}} = \frac{18.6 \times 1000}{100(13.50)^2 \times 14.17} = 0.072$$

$$\mu_{lu} = 0.291 \dots \dots \dots \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.093$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u b d \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.093 \times 13.50 \times 100 \times 14.17}{400/1.15} = 4.09 \text{ cm}^2$$

C.N.F : $A_{\min} = 1.58 \text{ cm}^2$

Donc: $A = \max \{A_{\min}, A_u\} = 4.09 \text{ cm}^2$

On adopte une section d'armature de **4HA12 = 4.52 cm²**

-Armature de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature de **3HA12 = 3.39 cm²**

❖ **Sur appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.3 \times 1000}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0.036$$

$$\mu_{lu} = 0.291 \dots \dots \dots \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.045$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha_u b d \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.045 \times 100 \times 13.50 \times 14.17}{400/1.15} = 1.98 \text{ cm}^2$$

-C.N.F : $A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

$$A_{\min} \geq 1.58 \text{ cm}^2$$

Donc: $A = \max \{A_{\min}, A_u\} = 1.98 \text{ cm}^2$

On adopte une section d'armature de **3HA12 = 3.39 cm²**

↳ **L'espacement :**

Selon le BAEL91 modifiée99 :

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

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

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

Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature de **3HA12 = 3.39 cm²**.

↳ **L'espacement :**

Chapitre IV :Etude des éléments secondaires

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

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

	A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	Choix (ml)	A_{rep} (cm ²)	Choix
Travée	4.09	1.58	4.52	4HA12	3.39	3HA12
Appuis	1.98	1.58	3.39	3HA12	3.39	3HA12

Tableau IV.4: Ferrailages d'escalier (1^{er} type).

IV.3. 3.Vérification des contraintes:

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \{ 0.133 f_{c28} ; 5\text{MPa} \} = 3.33\text{MPa}$

❖ **En travée :**

Le calcul se fait selon les règles de **CBA93** et **BAEL91**, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

– **Position de l'axe neutre :**

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

$$\Rightarrow y_1 = 3.65\text{cm}$$

$$\Rightarrow y_2 = -5.00\text{cm} \Rightarrow \text{N'existe pas}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y)^2] \Rightarrow I = 8199.03\text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 4.65\text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.65\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y) = 171.11\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.14\text{ MPa} < 2.50\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	τ (MPa)	Vérification
Travée	4.65	171.11	-	OK
Appuis	2.32	94.00	0.14	OK

Tableau IV.5: Vérification à L'ELS. (1^{er} type).

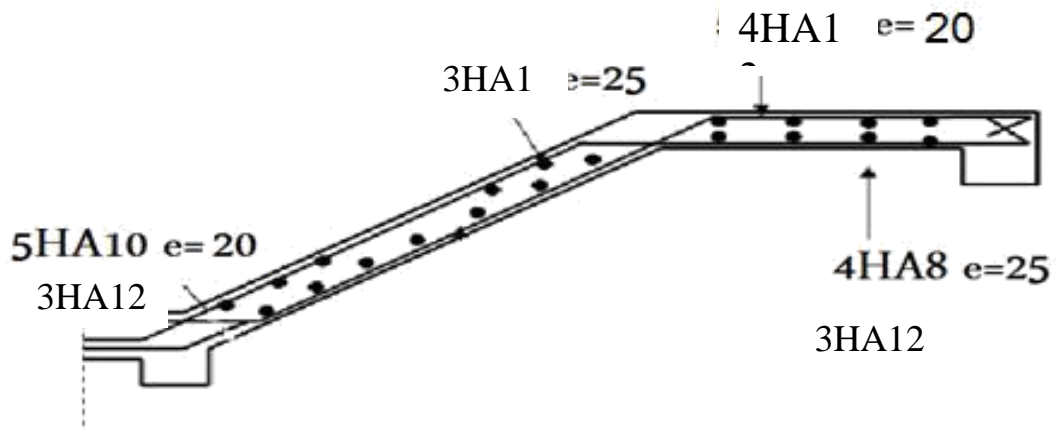


Schéma Ferrailage des escaliers

IV.4 Poutre palière :

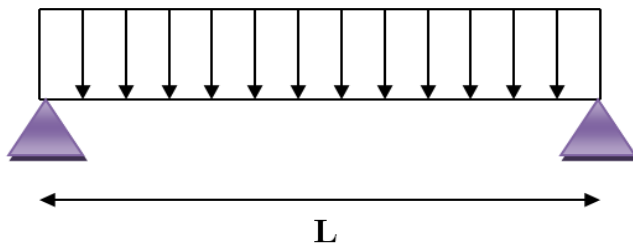


Figure IV.9 : schéma statique de la Poutre palière.

IV.4.1 Evaluations des charges : $L=1.5m$

- Poids propre : $G_1 = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
 - Poids de pailleasse : $G_2 = 7.85(2.40 \sin 32.51/2) = 5.06 \text{ KN/ml}$.
 - Poids de palier : $G_3 = 4.89 \times 1.2 = 5.87 \text{ KN/ml}$.
 - Poids de mur extérieur : $G_4 = 1.96 \times (1.62 - 0.45) = 2.29 \text{ KN/ml}$.
 - Charge d'exploitation sur palier : $Q = 2.5 \times 1.2 = 3 \text{ KN/ml}$.
 - Charge d'exploitation sur de pailleasse : $2.5 (2.4 \sin 32.51/2) = 1.612 \text{ KN/ml}$.
- $G = 15.47 \text{ KN/ml}$.
 - $Q = 4.612 \text{ KN/ml}$.

➤ **Pondérations des charges :**

E.L.U : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 27.80 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $Q_s = G + Q = 20.08 \text{ KN/ml}$

➤ **calcul des moments :**

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

E.L.U : $M_0 = 7.82 \text{ KN/ml}$.

E.L.S : $M_0 = 5.65 \text{ KN/ml}$.

➤ **Répartitions des moments :**

Moment sur appui :

$$M_a = 0.3M_0$$

E.L.U: $M_a = 2.346 \text{ KN/ml}$.

E.L.S : $M_a = 1.70 \text{ KN/ml}$.

Moment en travée :

$$M_t = 0.8M_0$$

E.L.U : $M_t = 6.26 \text{ KN/ml}$.

E.L.S: $M_{tser} = 4.52 \text{ KN/ml}$.

➤ **calcul des efforts tranchants :**

Par les formules de la R.D.M

$$T_A = -T_B = \frac{qL}{2}$$

Tableau IV.6. : calcul des efforts tranchants

E.L.U	E.L.S
$T_A = 5.865 \text{ KN}$	$T_A = 4.24 \text{ KN}$
$T_B = -5.865 \text{ KN}$	$T_B = -4.24 \text{ KN}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

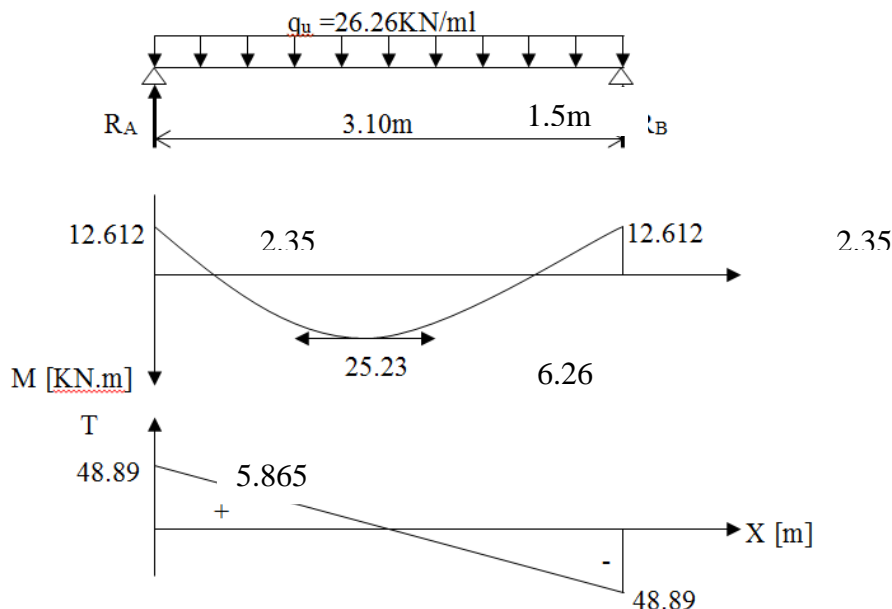


Figure IV.10 : Diagramme de sollicitation à l'E.L.U.

IV.4.2 Ferrailage de poutre :

Chapitre IV :Etude des éléments secondaires

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple et la fissuration considère comme préjudiciable.

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Ferrailage de poutre palière

	A_u (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	Choix
Travée	0.64	3.39	3HA12
Appuis	0.24	3.39	3HA12

Vérification des contraintes :

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$.
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 240MPa$.
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \{ 0.1f_{c28} ; 4MPa \} = 2.50MPa$.

Tableau IV.8 : Vérification des contraintes (poutre palière)

	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	τ (MPa)	Vérification
Travée	4.65	171.11	-	OK
Appuis	2.32	90.00	0.14	OK

➤ Vérification de la flèche :

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

E : module déformation déferée $E_{iv} = 1.08 \times 10^4 MPa$

I: moment d'inertie; $I = 67500 \text{ cm}^4$.

Donc : $f = 0.007\text{cm}$

Flèche admissible (C.B.A 93)

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = 0.3 \text{ cm} \Rightarrow f \leq f_{ad} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

➤ Vérification de torsion :

La formule du RUSCHE donne la contrainte de tangente :

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e}$$

Avec :

M_{tor} : Moment de torsion $M_{tor} = 0.30 M_0$.

e : Épaisseur de la paroi considérée $\frac{b}{6} = 5\text{cm}$.

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur ;

$$\bar{\tau}_{tor} = \min \begin{cases} 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 MPa \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_{tor} = 3.33 MPa.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{tor} = 2.35 \text{ KN.m} \\ e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega = (30-5)(30-5) = 625 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_{tor} = 0.38 \text{ MPa}$$

IV.4.3 Vérification de la flèche :

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{150} = 0.2 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{0.64}{30 \times 27} = 0.0008 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.2 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.080 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Détermination de l'armature de torsion :

Armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{U \cdot T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \text{ Avec } U: \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{100 \times 2.35 \times 10^3}{2 \times 625 \times 347.8} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Ferraillage total :

En travée :

$$A_{Tot} = A_s \Rightarrow A_{s-total} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Donc on prendre pour les travées : **3HA12** Avec **A_S = 3.39 cm²**

Ferraillage minimal:

D'après le BAEL 91 :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.02 \text{ cm}^2 \leq 16.07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

En appui :

$$A_{Tot} = A_{torsion} + A_s \rightarrow A_{s-total} = 0.54 + 0.24 = 0.78 \text{ cm}^2$$

Donc on prendre pour l'appui : **3HA12** Avec **A_S = 3.39 cm²**

Ferraillage minimal :

D'après le BAEL 91 :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.02 \text{ cm}^2 \leq 16.07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Ferraillage minimal de la section :

D'après le RPA 99 version 2003 :(arti 7.5.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.5\% \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.78\text{cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 4.5\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{cv}$$

Armature transversales :

-En travée :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \rightarrow A_t = \frac{2.35 \times 15 \times 10^3}{2 \times 625 \times 347.8} = 0.081 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0.081 + 0.64 = 0.72\text{cm}^2$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t=2.01\text{cm}^2$

L'espace S=15cm

-En appui :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \rightarrow A_t = \frac{2.35 \times 10 \times 10^3}{2 \times 625 \times 347.8} = 0.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0.06 + 0.24 = 0.3\text{cm}^2$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t=2.01\text{cm}^2$

L'espace S=10cm

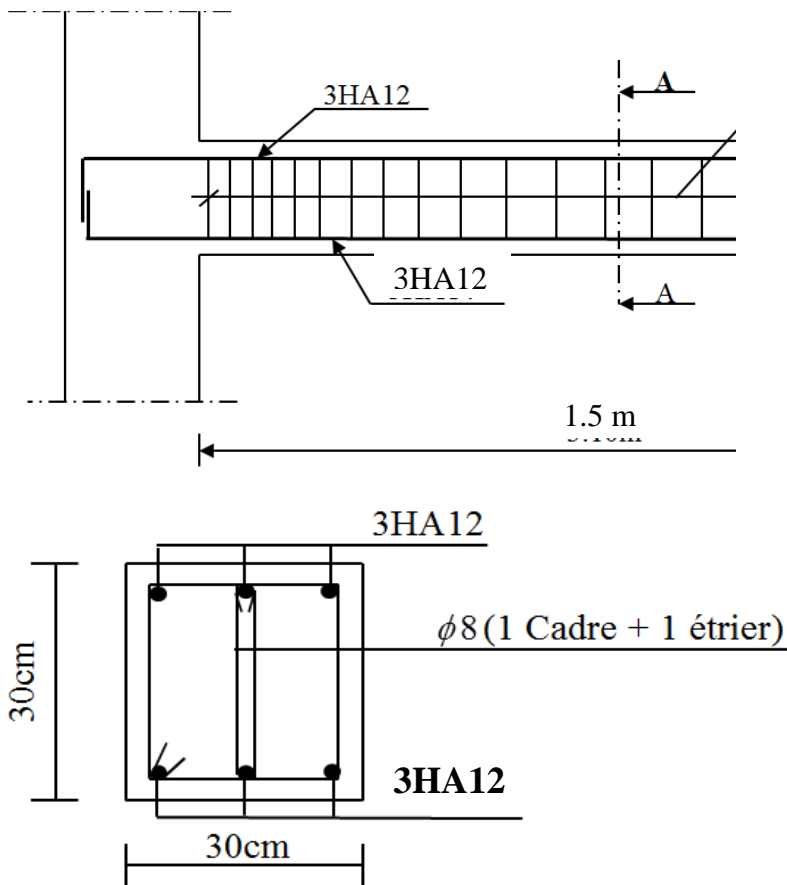


Figure III.11 : Ferrailage de Poutre palière

IV.5. Etude du plancher :

Les planchers de (20+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction ; leurs rôles essentiels sont :

- Plateforme porteuse pour l'étage considéré (résistance aux charges permanentes et sous charges mobiles, circulation : possible entre étage par trémies pour l'escalier et pour ascenseur)
- Toit pour l'étage sous-jacent : support des plafonds : l'adhérant et le suspendus.
- Ecran permettant le confort de l'habitant (acoustique et thermique)
- Élément de stabilité : par chaînage.

IV. 1 .Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher :

-La flèche.

-L'équipement de l'entreprise.

-La nature d'exploitation.

Dans notre projet, nous avons utilisés un plancher corps creux, avec un plancher terrasse qui aura une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

Il est composé :

- Corps creux en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles.
- Dalle de compression, une dalle de faible épaisseur 4 à 6 cm, en béton armé de quadrillage de treillis soudé (FeE240).
- Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliée par des étriers.

IV.2 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

IV.2.1 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.

IV.2.1.1 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.

IV.2.1.2 Principe de la méthode forfaitaire :

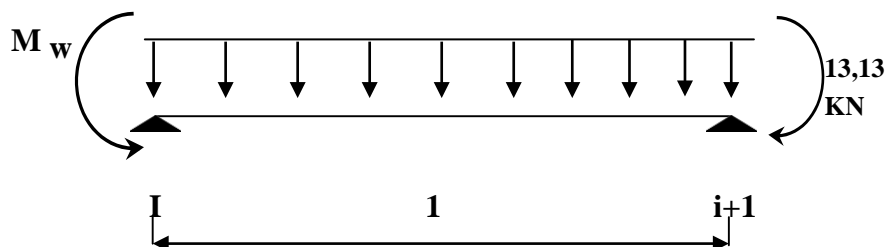
La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_e et M_w . (M_e : moment pour appui droit, M_w : moment pour appui gauche) à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant M_0 dans la travée de 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 vérifier les conditions suivantes:



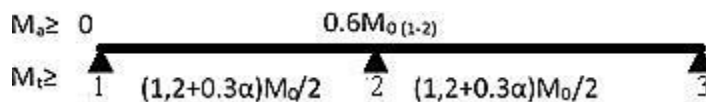
D'après les règles de BAEL91 les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ 1,05M_0 \end{array} \right\}$ (Dans le cas général)
- $M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2}$ (Dans une travée intermédiaire)
- $M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2}$ (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;

Chapitre IV :Etude des éléments secondaires

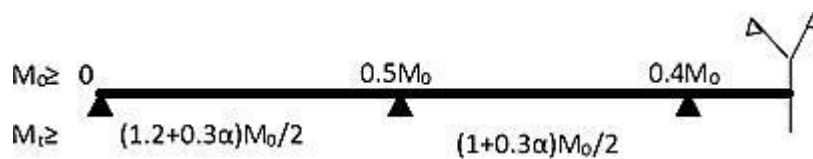
$$M_0(1-2) = \max(M_{01}; M_{02})$$



0,5 Mo : dans les cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées;

0,4 Mo : dans les cas des appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées;

α : est le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitations.



- **Remarque:**

Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = -0.15M_0$

- ❖ **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 :**

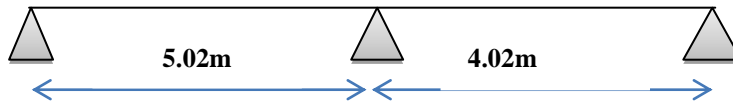
La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (Tw) et pour l'appui de droite (TE) est donnée par les expressions suivantes :

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

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

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

L : longueur de la portée considérée.



III.3 Evaluation des charges :

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

						ELU	ELS
Plancher	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	b	G x b	Q x b	q _u	q _s
Terrasse	6.51	1.00	0.65	4.23	0.65	6.69	4.88
Courante	5.78	1.5	0.65	3.76	0.97	8.03	4.73

Tableau IV.9 : Evaluation des charges dans les nervures.

III.4 Calcul des moments et des efforts tranchants :

-Plancher terrasse

✓ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1- $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max \{ 14.10, 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \}$ Condition Vérifiée

2- Les moments d'inertie sont constants Condition Vérifiée

3-

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.02}{4.02} = 1.24 \text{Condition}$$

vérifiée.

4- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciableCondition 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 méthode de **forfaitaire**

Plancher	Travée	Portée (m)	Mo ELU (kN.m)	Mo ELS (kN.m)	To ELU (kN)	To ELS (kN)
Terrasse	AB	5.02	21.07	15.37	16.79	12.24
	BC	4.02	13.51	9.86	13.45	9.80

Tableau IV.10 : Tableau des moments isostatiques Mo et des efforts tranchants To

✓ **A)-Calcul des moments à ELU :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6.51 + 1} = 0.13$$

-Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.3M_{01} = 0.3 \times 21.13 = 6.33 \text{Kn.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_{02} = 0.5 \times 21.13 = 10.56 \text{Kn.m}$$


$$M_{a3} = 0.3M_{03} = 0.3 \times 13.51 = 4.05 \text{Kn.m}$$

Les moments sur travée :

✓ **Travées (AB) : travée dérivée**

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


$$M_t \text{ (AB) : } \max \begin{cases} 1.05 (21.07) - (6.33 + 10.56) / 2 = \mathbf{13.68 \text{KN.m}} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.13) \times 21.07 / 2 = \mathbf{13.05 \text{KN.m}} \end{cases}$$

 **Mt (AB) = 13.68KN.m**

✓ **Travées (BC) : travée de rive**

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

$$M_t \text{ (BC) : } \max \begin{cases} 1.05 (13.51) - (10.56 + 4.05) / 2 = \mathbf{6.88 \text{KN.m}} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.13) \times 13.51 / 2 = \mathbf{8.37 \text{KN.m}} \end{cases}$$

 **Mt (BC) = 8.37KN.m**

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w \text{ (AB)} = q_u L / 2 = 6.69 \times 5.02 / 2 = \mathbf{16.79 \text{KN}}$$

$$T_e \text{ (AB)} = 1,1 T_w (1-2) = 1,1 \times 16.79 = \mathbf{18.47 \text{KN}}$$

$$T_w \text{ (DE)} = q_u L / 2 = 6.69 \times 4.02 / 2 = \mathbf{13.44 \text{KN}}$$

$$T_e \text{ (DE)} = 1,1 \times q_u L / 2 = 1,1 \times 6.69 \times 4.02 / 2 = \mathbf{14.79 \text{KN}}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants:

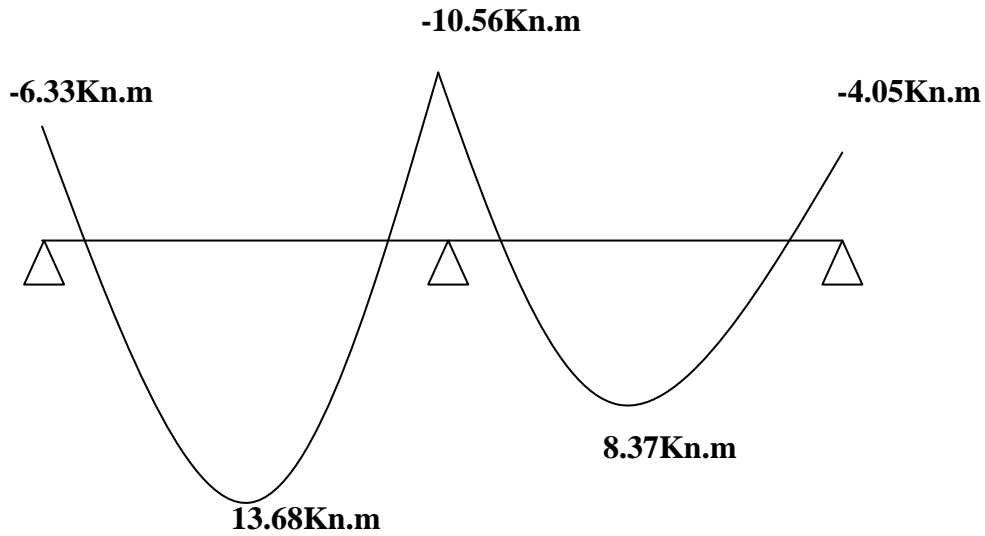


Figure IV.12 : Diagramme des moments à L'.ELU

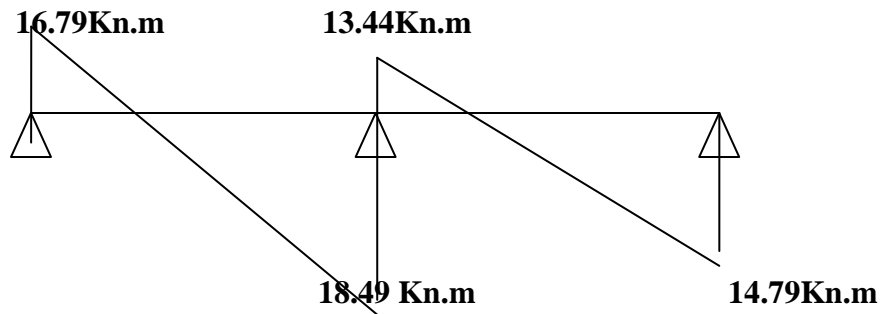


Fig IV.13 : Diagrammes des efforts tranchants à L'.ELU

Calcul à l'état limite servies:

-Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.3M_{01} = 0.3 \times 15.37 = 4.61 \text{Kn.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_{02} = 0.5 \times 15.17 = 7.68 \text{Kn.m}$$

$$M_{a3} = 0.3M_{03} = 0.3 \times 9.86 = 2.96 \text{Kn.m}$$


Les moments sur travée :

✓ Travées (AB) : travée derive

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

$$M_t \text{ (AB) : } \max \left\{ 1.05 (15.37) - (4.61 + 7.68) / 2 = 9.99 \text{KN.m} \right.$$


$$(1.2+0.3 \times 0.13) \times 15.37/2 = 9.52 \text{KN.m}$$

 **Mt (AB) = 9.99KN.m**

✓ **Travées (BC) : travée intermédiaire**

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

Mt (BC) : max $\begin{cases} 1.05 (9.86) - (7.68 + 2.96)/2 = 5.03 \text{KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.13) \times 9.86/2 = 6.10 \text{KN.m} \end{cases}$

 **Mt (BC) = 6.10KN.m**

Calcul des efforts tranchant :

$T_w (AB) = qS L/2 = 4.88 \times 5.02/2 = 12.24 \text{ KN}$

$T_e (AB) = 1,1 T_w (1-2) = 1,1 \times 12.24 = 13.47 \text{ KN}$

$T_w (DE) = qS L/2 = 4.88 \times 4.02/2 = 9.80 \text{ KN}$

$T_e (DE) = 1,1 \times qS L/2 = 1,1 \times 4.88 \times 4.02/2 = 10.78 \text{ KN}$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants

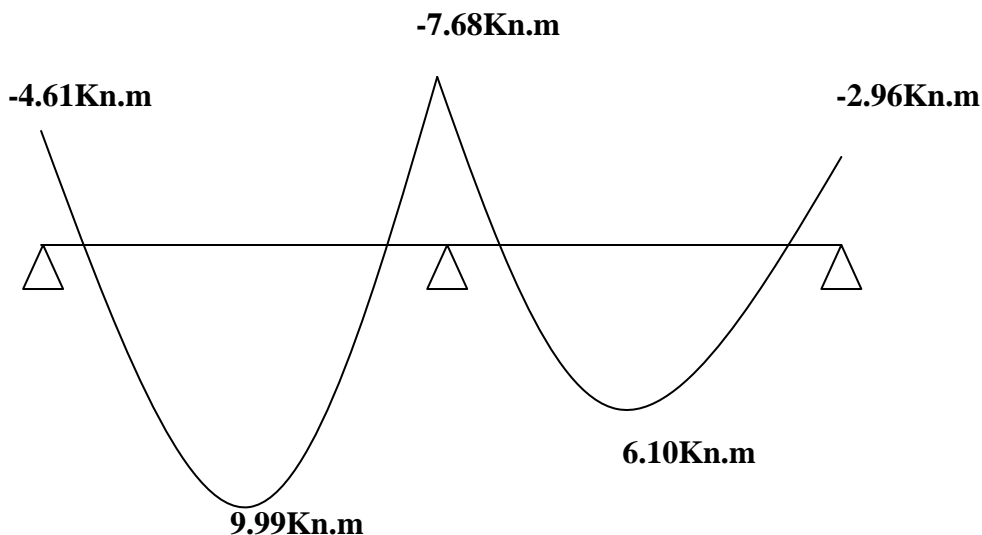


Fig IV.14 : Diagramme des moments à L'.ELS

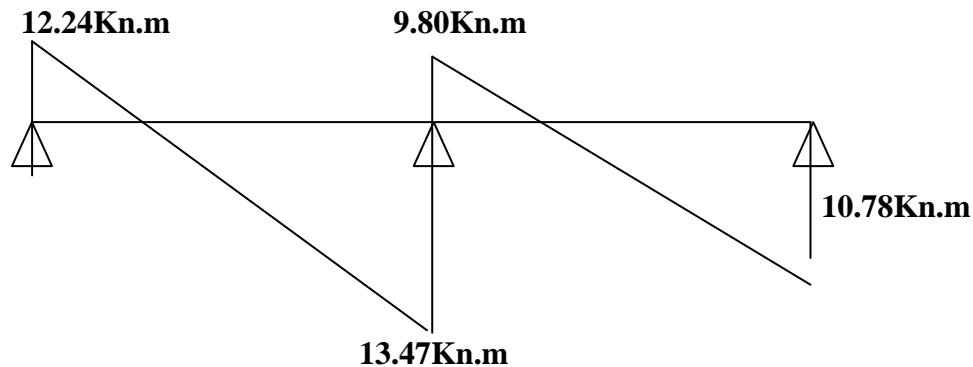


Fig IV.15 : Diagrammes des efforts tranchants à L'.ELS

IV.5. Calcul du ferrailage

IV.5.1. 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 ;

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25MPa \\ ft28 = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{cases}$$

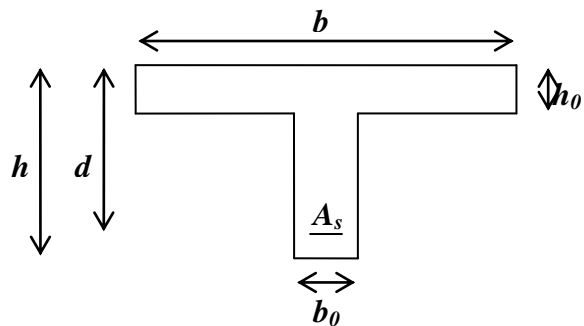


Figure III.16 Dimensions des poutrelles

$$\sigma_{bc} = 14,20 MPa \quad ; \quad b = 65 cm \quad ; \quad h_0 = 4 cm \quad ; \quad d = 0,9h = 18 cm$$

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

$$M_{tab} = 59072 N.m < M_{max} := 16610 N.m.$$

Chapitre IV :Etude des éléments secondaires

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 .

a. En travée :

Les moments max en travée : $\begin{cases} \text{à l'ELU : } M_{tu} = 13.68 \text{ KN.m.} \\ \text{à l'ELS : } M_{ts} = 9.99 \text{ KN.m.} \end{cases}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.68}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,046$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{13.68}{9.99} = 1,37$$

.

$$\mu_{tu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,046 < \mu_{tu} = 0,290 \Rightarrow A'_s = 0$$

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

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

Condition de non fragilité:

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

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

$$A_s = 1,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2, \text{ donc } A_s = 1,52 \text{ cm}^2.$$

On adopte **3HA12** de section $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$.

a. En appui :

Les moments max en appui : $\begin{cases} \text{à l'ELU : } M_{au} = 10.56 \text{ KN.m.} \\ \text{à l'ELS : } M_{as} = 7.68 \text{ KN.m.} \end{cases}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.56}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,16} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,23$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{10.56}{7.68} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,28$$

$$\mu_{bu} = 0,23 < \mu_{lu} = 0,28 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,23} \right) \Rightarrow \alpha = 0,33.$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,33 \times 10 \times 18 \times 14,16}{348} \Rightarrow A_s = 1,93 \text{cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} \geq \max(0,20 \text{cm}^2; 0,22 \text{cm}^2)$$

$$A_s = 1,93 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{cm}^2, \text{ donc } A_s = 1,93 \text{cm}^2.$$

On adopte **2HA12** de section $A_s = 2,26 \text{cm}^2$.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,56 \text{cm}^2.$$

On adopte **3T6** avec $A_s = 0,85 \text{cm}^2$

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

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

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

☒ **Vérification**

✓ **À PELS :**

Fissuration peu préjudiciable.

$$\text{En travée : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{13.68}{9.99} = 1,41.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.68}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,044$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044} \right) \Rightarrow \alpha = 0,056.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 > \alpha_{travée} = 0,056$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{10.56}{7.68} = 1,37.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.56}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,16} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,23$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,23} \right) \Rightarrow \alpha = 0,33.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha_{appui} = 0,33$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

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

$$V_{u \max} = 18.49 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.49}{0,65 \times 0,18} \times 10^{-3} = 0,158 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,158 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche:**

Chapitre IV :Etude des éléments secondaires

❖ $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{5,02} = 0,040 < \frac{1}{16} = 0,062$ 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=2,72KN /ml).

✓ Position de l'axe neutre :

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right) \Rightarrow Y = \frac{15 \times 3,39}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 3,39}{7,5 \times 3,39^2}} - 1 \right) = 4,58 \text{ cm.}$$

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

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

$$\text{En travée : } I = \frac{65 \times 4,58^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 4,58)^2 = 11239,46 \text{ cm}^4.$$

Calcul des sollicitations :

$$M_p = \frac{PL^2}{8} = \frac{4,88 \times 5,02^2}{8} = 15,37 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{gL^2}{8} = \frac{4,23 \times 5,02^2}{8} = 13,32 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{J \cdot L^2}{8} = \frac{2,72 \times 5,02^2}{8} = 8,56 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des contraintes :

$$K' = \frac{M_p}{I} = \frac{15,37}{11239,46} \times 10^3 = 1,37$$

$$K'' = \frac{M_g}{I} = \frac{13,32}{11239,46} \times 10^3 = 1,18$$

$$K''' = \frac{M_J}{I} = \frac{8.56}{11239,46} \times 10^3 = 0.76$$

Béton :

$$\sigma_{bcP} = K' \cdot Y = 1.37 \times 4,58 = 6.27 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcG} = K'' \cdot Y = 1.18 \times 4,58 = 5.40 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcJ} = K''' \cdot Y = 0,76 \times 4,58 = 3.48 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{condition, } \quad \text{vérifiée.}$$

Acier :

$$\sigma_{sp} = 15K'(d - Y) = 15 \times 1.37 \times (18 - 4,58) = 275.78 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 240 \text{MPa} \dots \text{Condition pas vérifiée.}$$

$$\sigma_{sg} = 15K''(d - Y) = 15 \times 1.18 \times (18 - 4,58) = 237.53 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 240 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{sj} = 15K'''(d - Y) = 15 \times 0,76 \times (18 - 4,58) = 153 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 240 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

On a un contrainte ne est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche par :

➤ **Calcul de λ_i et λ_v :**

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} \Rightarrow \rho = \frac{3,39}{10 \times 18} = 0,018.$$

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

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

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,018 \times 275.78 + 2,1} = 0,91.$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,018 \times 237.53 + 2,1} = 0,80.$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,018 \times 153 + 2,1} = 0,72.$$

♦ **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:**

$$I_{fp} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sp}} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 2,37 \times 0,91} = 16234,20 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 2,37 \times 0,80} = 17695,61 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sj}} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 2,37 \times 0,72} = 18935,30 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fgV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 46587,73}{1 + 0,95 \times 0,80} = 29117,33 \text{ cm}^4.$$

♦ **Calcul des flèches:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ MPa.}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = \frac{15,37 \times 5,02^2}{10 \times 32164,2 \times 16234,20 \times 10^{-5}} = 0,0074 \text{ m.}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{13,32 \times 5,02^2}{10 \times 32164,2 \times 17695,61 \times 10^{-5}} = 0,0058 \text{ m.}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ij} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = \frac{8,56 \times 5,02^2}{10 \times 32164,2 \times 18935,3 \times 10^{-5}} = 0,0035 \text{ m.}$$

$$f_{gV} = \frac{M_{tg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgV}} = \frac{13,32 \times 5,02^2}{10 \times 10721,4 \times 29117,33 \times 10^{-5}} = 0,01 \text{ m.}$$

$$\Delta f = f_{gV} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,01 - 0,0035 + 0,0074 - 0,0058 = 0,0081 \text{ m.}$$

$$\text{DONC: } \Delta f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{502}{1000} = 1,002 \text{ m.}$$

$$\Delta f = 0,0081 \text{ m} \leq \bar{f} = 1,002 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

↪ **Dessin de ferrailages des planchers**

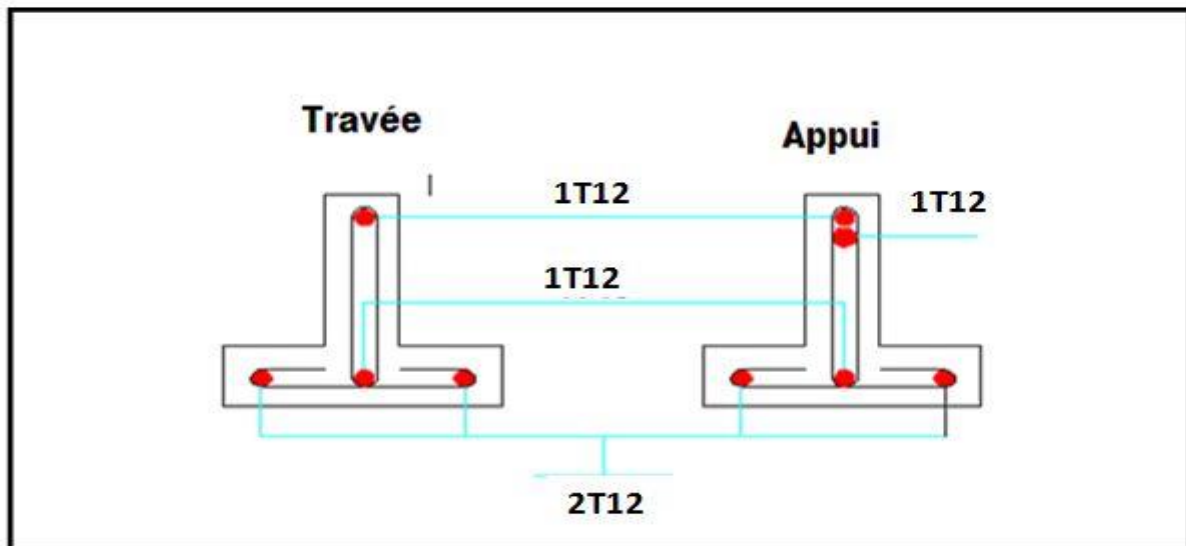


Figure. IV.16.ferrailages des planchers.

☞ **Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

Les sections doivent être :

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

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

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

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

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

Le diamètre des barres doit être :

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

On prend un diamètre $\phi = 5 \text{ mm}$ pour les deux sens. On prend $(5\phi 5)$ de surface $A_{s1} = 0,98\text{cm}^2$ avec un espacement $S_r = 20\text{cm} \leq 20 \dots \dots \dots$ condition vérifié

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

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiées :

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

soit 5Ø5/ml Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

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

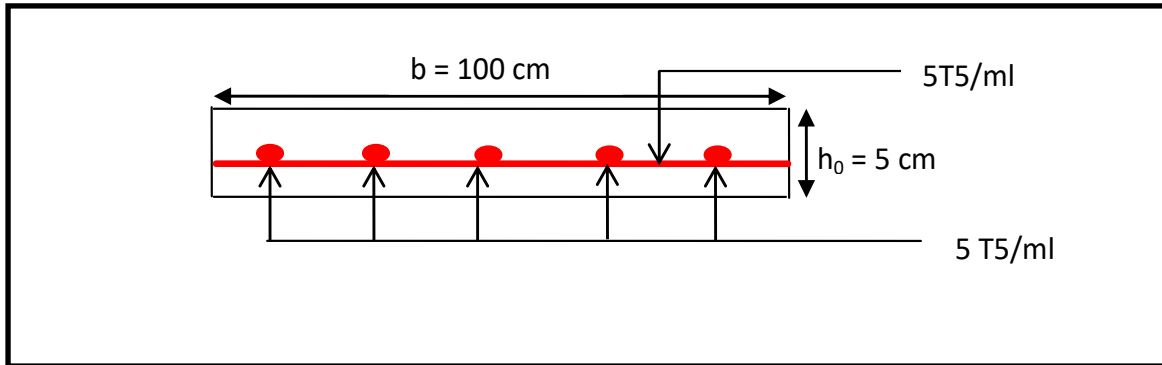


Figure. IV.17.Schéma de ferraillages de la dalle de compression

IV.6. ETUDE DE LA DALLE MACHINE

IV.6.1. 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

IV.6.2. 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 : **1.00m**

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 chaussé de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antiviral 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.

Capacité : 8Personnes.

Vitesse : 0.65 ou 1m/s.

Charge nominale : 630Kg

IV.6.4. Dimensionnement de la dalle machine :

Selon les conditions de l'entreprise nationale des ascenseurs : **e = 25cm.**

IV.6.5. Calcul des Charges Sollicitant la dalle :

*Poids de la machine : **C = 844Kg**

*Charge Nominale : **P = 630Kg**

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

IV.6.6. 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.

On fait le calcul dans le cas défavorable.

- 3-Mouvement uniforme retardé lors de freinage

Force d'inertie :

On néglige :

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

D'après le principe de la dynamique on a :

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

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

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

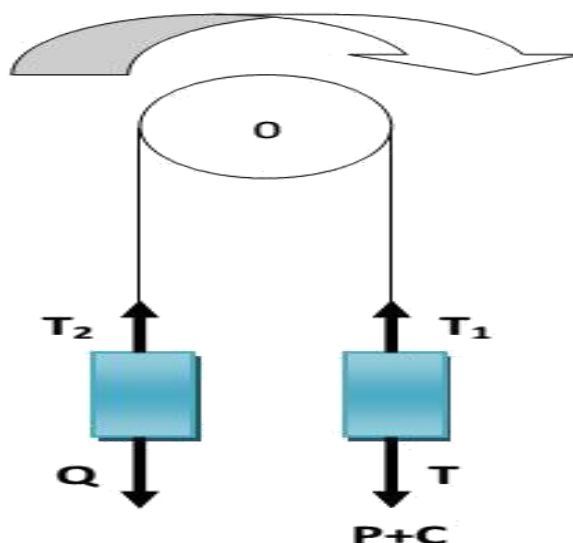


Figure IV.18: de la dalle machine

Le poids de la poulie est négligeable :

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

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

$$\text{Donc } \gamma = \frac{C+P-Q}{m_c+m_p+m_q} = \frac{844+630-1127,5}{84,4+63+112,75} = 1,33\text{m/s}^2$$

La force d'inertie est donnée par :

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

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

$$F_i = 2T_1 = 2(12774,46) = 25549,92 \text{ Kg}$$

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.

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

$$\text{Avec } D_{\text{max}} = 32,3\text{m}$$

$$W = (844 + 630) \cdot 32,3 = 47610,2 \text{ kg.m}$$

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..... $F_p = 2948 \text{ Kg}$

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

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

Evaluation de la Charge Permanente :

- Dalle en béton $0,25 * 2500 = 625$

- Forme de pente m éda chape "A" $0,03 * 2000 = 60$

- Isolation phonique $0,04 * 400 = 16$

- Mortier de pose $0,03 * 2000 = 60$

- **G = 799 Kg/m²**

- Revêtement dallage $0,02 * 2200 = 44$

NB :

Le média chape 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 :

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

IV.6.7. Calcul de la Dalle :

ELU :

$$L_x = 1,50 \text{ m}$$

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

-Charge répartie : $C = 4590 / 1,50 \times 2,00 = 1530 \text{ Kg/m}^2$

-Charge permanente : $G + C = 799 + 1530 = 2329 \text{ Kg/m}^2$

-Charge totale répartie sollicitant la dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q + (F_i + F_p / S + C + G)$

$$q_u = 1,35(799) + 1,5(100) + (2554,92 + 2948 / 1,5 * 2,00 + 1530 + 799)$$

$$q_u = 5,39 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q + (F_i + F_p / S + C + G) = 799 + 100 + (2554,92 + 2948 / 1,5 * 2 + 1530 + 799)$$

$$q_s = 5.06 \text{ t/m}^2$$

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

$$\alpha = L_x/L_y = 1,50/2,00 = 0,75 > 0,4 \text{ La dalle porte suivant les deux sens.}$$

ELU :

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

$$-M_x = \mu_x * q_u * L_x$$

$$-M_y = \mu_y * M_x$$

$$\rho = 0,88$$

$$\mu_x = 0,0476$$

$$\mu_y = 0,7438$$

Moments Isostatiques :

$$M_x = \mu_x * q_u * (L_x)^2 = 0,0476 * 5,39 * (1,5)^2 = 0,57 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0,7438 * 0,57 = 0,42 \text{ t.m}$$

Moments de Ferrailage :

Sens-X :

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0,75 * M_x = 0,75 * 0,57 = 0,42 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{ax} = 0,5 * M_x = 0,5 * 0,57 = 0,29 \text{ t.m.}$$

Sens-Y :

$$\text{Moment en travée : } M_{ty} = 0,75 * M_y = 0,75 * 0,42 = 0,32 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{ay} = 0,5 * M_y = 0,5 * 0,42 = 0,21 \text{ t.m.}$$

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 :

$$M_{tx} = 0,42 \text{ t.m} ; d = 22 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,42}{100 \times 22^2 \times 142} \times 10^5 = 0,006 < 0,1$$

$$\alpha = 0,008 < 0,259 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 \times (1 - 0,4 \times 0,008) \rightarrow Z_b = 21,92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{0,42 \times 10^3}{21,92 \times 347,8} \rightarrow A_s = 0,055 \text{ cm}^2$$

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 :

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

$$\text{St} = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

En Appuis :

$$M_{ax} = 0,08 \text{ t.m} ; d = 22 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,29}{100 \times 22^2 \times 142} \times 10^5 = 0,004 < 0,1$$

$$\alpha = 0,005 < 0,259 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 \times (1 - 0,4 \times 0,005) \rightarrow Z_b = 21,96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{0,29 \times 10^3}{21,96 \times 347,8} \rightarrow A_s = 0,038 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²**

Espacement :

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

Sens-Y :

A-En travée :

$$M_{ty} = 0,32 \text{ t.m} ; d = 22 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,32}{100 \cdot 22^2 \cdot 142} \cdot 10^5 = 0,005 < 0,1$$

$$\alpha = 0,006 < 0,259 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,006) \rightarrow Z_b = 21,95 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{0,32 \cdot 10^3}{21,95 \cdot 347,8} \rightarrow A_s = 0,04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²**

Espacement :

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

En Appuis :

$$M_{ay} = 0,21 \text{ Tm} ; d = 22 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,21}{100 \cdot 22^2 \cdot 142} \cdot 10^5 = 0,003 < 0,1$$

$$\alpha = 0,004 < 0,259 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 22 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,004) \rightarrow Z_b = 21,96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{0,21 \cdot 10^3}{21,96 \cdot 347,8} \rightarrow A_s = 0,028 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²**

Espacement :

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

4-c/Vérification à l'ELS :

$$\mu_x = 0,0528$$

$$V = 0,2 ; \rho = 0,88$$

$$\mu_y = 0,8502$$

Moments Isostatiques

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot Lx^2 = 0,0528 \cdot 5,06 \cdot (1,5)^2 = 0,6 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,8502 \cdot 0,6 = 0,51 \text{ t.m.}$$

Moments de Ferrailage :

Sens-X :

$$- \text{Moment en travée : } M_{tx} = 0,75 \cdot M_x = 0,75 \cdot 0,6 = 0,45 \text{ t.m.}$$

$$- \text{Moment en appuis : } M_{ax} = 0,5 \cdot M_x = 0,5 \cdot 0,6 = 0,3 \text{ t.m.}$$

Sens-Y :

$$- \text{Moment en travée : } M_{ty} = 0,75 \cdot M_y = 0,75 \cdot 0,51 = 0,38 \text{ t.m.}$$

$$- \text{Moment en appuis : } M_{ay} = 0,5 \cdot M_y = 0,5 \cdot 0,51 = 0,26 \text{ t.m.}$$

Vérification des Contraintes :

En travée :

$M_s = 0,45 \text{ Tm} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre :

$b \cdot x / 2 + 15 \cdot A_s \cdot x - 15(3,14) \cdot 22 = 0$

$50x^2 + 47,1x - 1036,2 = 0$

$\sqrt{\Delta} = B - 4 \cdot (A) \cdot (C) \sqrt{\Delta} = 457,666$

$X1 = -B - \sqrt{\Delta} / 2 \quad A = -47,1 - 457,666 / 2 \quad 50 = -5,04 \text{ cm}$

$X2 = -B + \sqrt{\Delta} / 2 \quad A = -47,1 + 457,666 / 2 \quad 50 = 4,1 \text{ cm}$

$X1 = -B - \sqrt{\Delta} / 2 \quad A = -47,1 - 457,666 / 2 \quad 50 = -5,04 \text{ cm}$

$X2 = -B + \sqrt{\Delta} / 2 \quad A = -47,1 + 457,666 / 2 \quad 50 = 4,1 \text{ cm}$

Moments d'Inertie :

$I = b \cdot x^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - x) = 0$

$I = 100 \cdot (4,1)^3 / 3 + 15 \cdot 3,14(22 - 4,1)^2 = 17388,67 \text{ cm}^4$

***/Béton :**

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à

$\sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm} \quad \sigma_{bc} = M_s \cdot x / I \leq \sigma_{bc}$

$\sigma_{bc} = 0,45 * 10^5 * 4,1 / 17388,67 = 10,61 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{bc} = 10,61 \text{ Kg/cm} < \sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Acier :

$\sigma_s = 15M_s(d - x) / I$

$\sigma_s = 15 * 0,45 * 10^5 (22 - 4,1) / 17388,67 = 694,85 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_s = 694,85 \text{ Kg/cm} \leq \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$

Justification de l'Effort Tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{5,39 \times 1,5 \times 2,0}{2 \times 2,0 + 1,5} = 2,94 \text{ t. m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2,94 \times 10^3}{100 \times 22} = 1,33 \text{ kg/cm}^2 = 0,133 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,07 \times \frac{f_c}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,133 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Justification de la Flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

1)- $h/L \geq M_t / 20 M_x \quad 0,25 / 20 = 0,125 > 0,012 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

2)- $A/b * d \leq 2f_e \quad 0,002 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{C.V}$

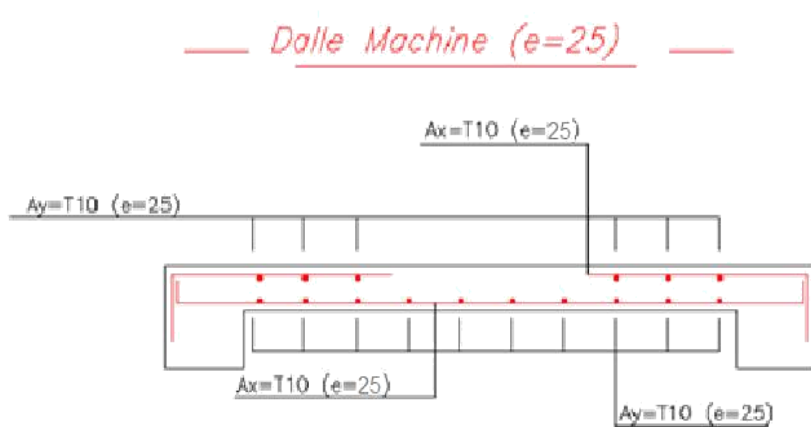


Figure IV.19 : ferrailage de la dalle machine

Chapitre V :

Etude sismique

V.1 : Introduction :

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'éléments finis existants actuellement. Pour cela nous nous servirons du logiciel robot.

Pour utiliser ce logiciel, les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure, les charges statiques qui lui sont appliquées sont introduites préalablement en fichier de données. L'exécution du programme en première analyse, permet de nous informer du comportement de la structure ; des modes propres (translation ou torsion) et de leurs périodes.

Ceci nous permet d'introduire d'éventuels changements dans la structure porteuse, afin d'assurer un bon comportement vis à vis des accélérations sismiques et ainsi, satisfaire les éléments de la structure.

V.2 : Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

1. Choix de la méthode de calcul :

Selon les critères de classification par R.P.A.99/V2003.A 4.1.2. On a :

- **Notre structure est implantée en zone sismique II_a(setif):** (A.3.1.R.P.A.99)
- **L'importance de l'ouvrage :** (A.3.2.R.P.A.99)

Groupe 2 ouvrages courant ou d'importance moyenne. (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

Notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le R.P.A.99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente car ($H=13.40m > 10m$), donc le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale

2. Principe de la méthode dynamique spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

3. Modélisation de la structure :

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

4. Modélisation de la structure par le logiciel robot :

Robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

5. L'analyse modale :

L'analyse modale est fondée sur le principe d'assimiler la structure à un oscillateur multiple, libre et amorti, capable de représenter les propriétés dynamiques de la structure réelle, telle que les périodes naturelles de vibrations et les formes modales.

6. Objectif de l'étude modale :

Le but principal de l'analyse modale dans cette étude est le calcul des périodes propres, ainsi la visualisation des formes modales des différents modes de vibration de contreventement, pour éviter l'apparition d'une torsion nuisible prématurée dans les premiers deux modes, et l'évaluation de flexibilité structurelle en vue d'une éventuelle rigidification.

7. Calcul de la résultante des forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente :

Le calcul de la force sismique totale V appliquée à la base de la structure :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Cette force est calculée par la méthode statique équivalente pour vérifier la condition de la méthode dynamique suivante :

$F > 0,8V$ ou F : la force sismique à la base.

7.1. Coefficient d'accélération de zone A :

(Tab 4.1 Art .4.2.3) Du R.P.A.99/V2003

$$\begin{cases} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

7.2. Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7.

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement

η : Coefficient de correction d'amortissement : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif, du type de structure et de l'importance du remplissage

Tableau 4.2 :

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Valeurs de ($\xi = 7\%$.)

On a : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \Rightarrow \eta = 0.88 \geq 0,7$

7.3. Coefficient de comportement R :

Selon le RPA (tableau 4.3) : $R = 3.5$

7.4. Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure on fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau 4.4 qui suit

7.5. Les valeurs des pénalités. (R.P.A).

Critère de qualité q	P _q		
	Observé	N/observé	valeur
Condition minimale sur les files de contreventement	x		0
Redondance en plan		x	0.05
Régularité en plan	x		0
Régularité en élévation	x		0
Contrôle de la qualité des matériaux		x	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		x	0,10

Tableau V.2 : Valeurs de pénalités sans X-X (RPA)

$$\sum_{i=1}^6 P_q = 0,20 \Rightarrow Q = 1,20$$

Critère de qualité q	P _q		
	Observé	N/observé	valeur
Condition minimale sur les files de contreventement		x	0,05
Redondance en plan	x		0
Régularité en plan	x		0
Régularité en élévation	x		0
Contrôle de la qualité des matériaux		x	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		x	0,10

Tableau V.3 : Valeurs de pénalités sans Y-Y (RPA)

$$\sum_{i=1}^6 P_q = 0,20 \Rightarrow Q = 1,20$$

7.6. Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence D'un sol ferme
Donc catégorie S₂.

Valeur de T₂ : (RPA tableau 4.7)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.4 :Classification du site

$$T_2 = 0,40 \text{ s.}$$

7.7. Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right. \text{ (Art : 4.2.4)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\Rightarrow h_N = 37.4\text{m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.de R.P.A.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau IV.5 : valeurs du coefficient C_T

C_T = 0,050 : Portiques stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

donc $\Rightarrow T = 0,050 \times (37.4)^{0.75} = 0.76s$.

*On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

Avec :

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$D_X=22.3m$; $D_Y=9.45m$.

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,71s \\ T_y = 1.09s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) \Rightarrow \min (0.71; 0.76) = 0.71s \geq T_2 = 0.40s$$

$$T_y = \min (T_y; T) \Rightarrow \min (1.09; 0.76) = 0.76s \geq T_2 = 0.40s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3} \quad \text{Car } T_2 \leq T \leq 3s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.88(0.4/0.61)^{2/3} = 1.5 \\ D_y = 2.5 \times 0.88(0.4/0.68)^{2/3} = 1.43 \end{cases}$$

7.8. Poids de la structure existante :

W : Poids total de la structure égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad \text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau IV.6 : Coefficient de pondération β

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta=0,20$.

Résultat obtenu par le logiciel (robot) du poids total

W= 27850.72 kn

Donc l'effort sismique obtenu par la méthode statique équivalent sera :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$V_{stx} = (0.15 \times 1.5 \times 1.2) / 3.5 * 27850.72 = 2148.48$

$V_{sty} = (0.15 \times 1.43 \times 1.2) / 3.5 * 27850.72 = 2048.22$

V.3. Méthode d'analyse modale spectrale : (art.4.3 RPA99/2003 ; P44)

V.3.1. 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.

V.3.2. 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 l'ogiciel 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.

V.3.3. Vérification le période :

Modélisation :

Caractéristique géométrique :

e = 20cm ; longueur des voiles (L) : L= 240 cm ; Poteau : h = 55cm, b = 55cm

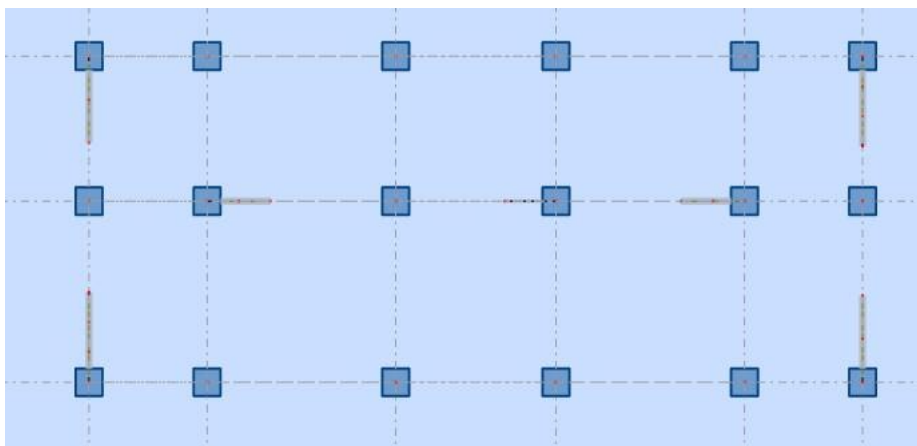


Figure V .1 Disposition des voiles



Figure V.2.Vue générale du modale

Les résultats dynamiques :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	1,02	0,98	78,35	0,07	0,0	78,35	0,07	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0
5/ 2	1,08	0,93	78,43	75,14	0,0	0,08	75,06	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0
5/ 3	1,38	0,72	78,94	75,15	0,0	0,01	0,01	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0
5/ 4	3,28	0,31	89,02	75,15	0,0	10,08	0,00	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0
5/ 5	3,61	0,28	89,02	89,12	0,0	0,00	13,98	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0
5/ 6	4,65	0,21	89,07	89,13	0,0	0,05	0,00	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0
5/ 7	6,09	0,16	92,95	89,13	0,0	3,88	0,00	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0
5/ 8	7,83	0,13	92,95	93,77	0,0	0,00	4,64	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0
5/ 9	9,48	0,11	95,22	93,77	0,0	2,28	0,00	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0
5/ 10	10,28	0,10	95,22	93,77	0,0	0,00	0,00	0,0	2496122,08	2496122,08	0,0

Tableau V.7 : Résultat dynamique.

Vérification de la masse modale(art ;4.3.4RPA99version 2003)et vérifiée :

Selon X : UX=92.95 > 90% (mode 7) }
condition vérifiée }
 Selon Y : UY=93.77 > 90% (mode 8)

Après l'analyse de notre structure on présente les trois premiers modes :

1^{ère} période de T=0.98s F=1.02HZ :

Mode 01

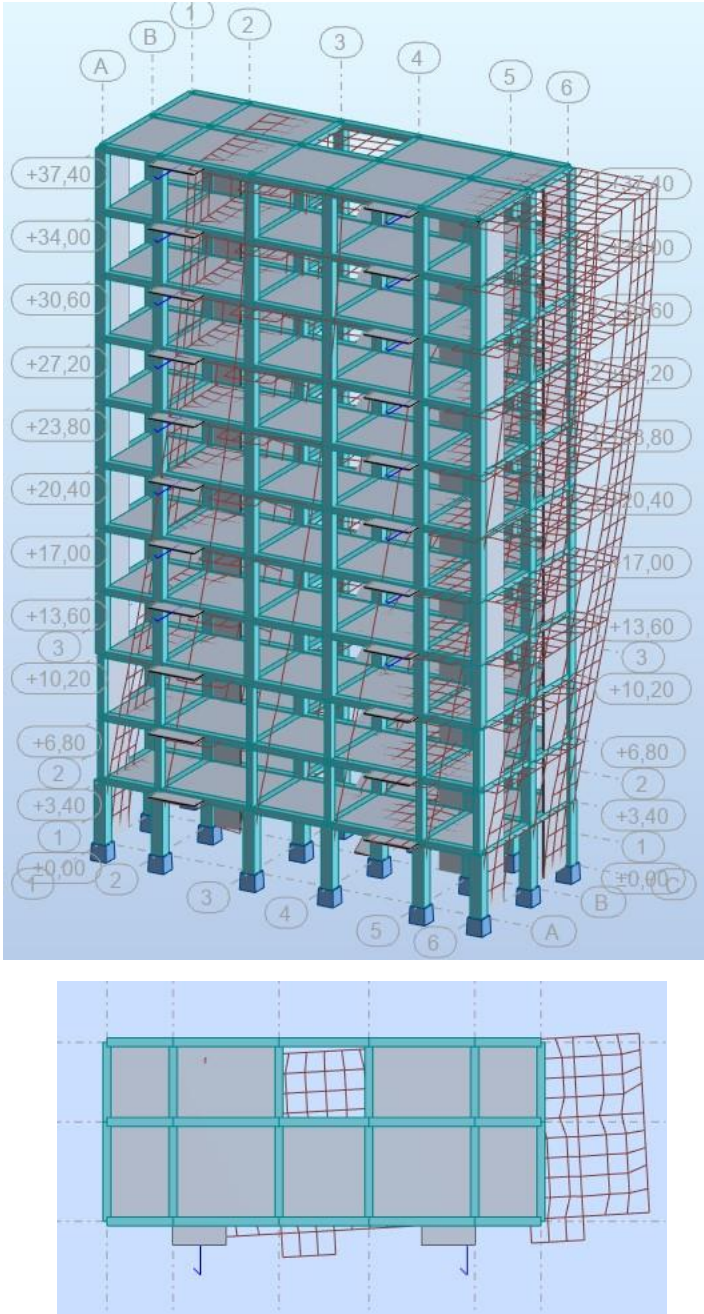


Figure V.3.1^{ère} mode – Vue déformée

2^{eme} période de T=0.93s F=1.08HZ :

MODE 2

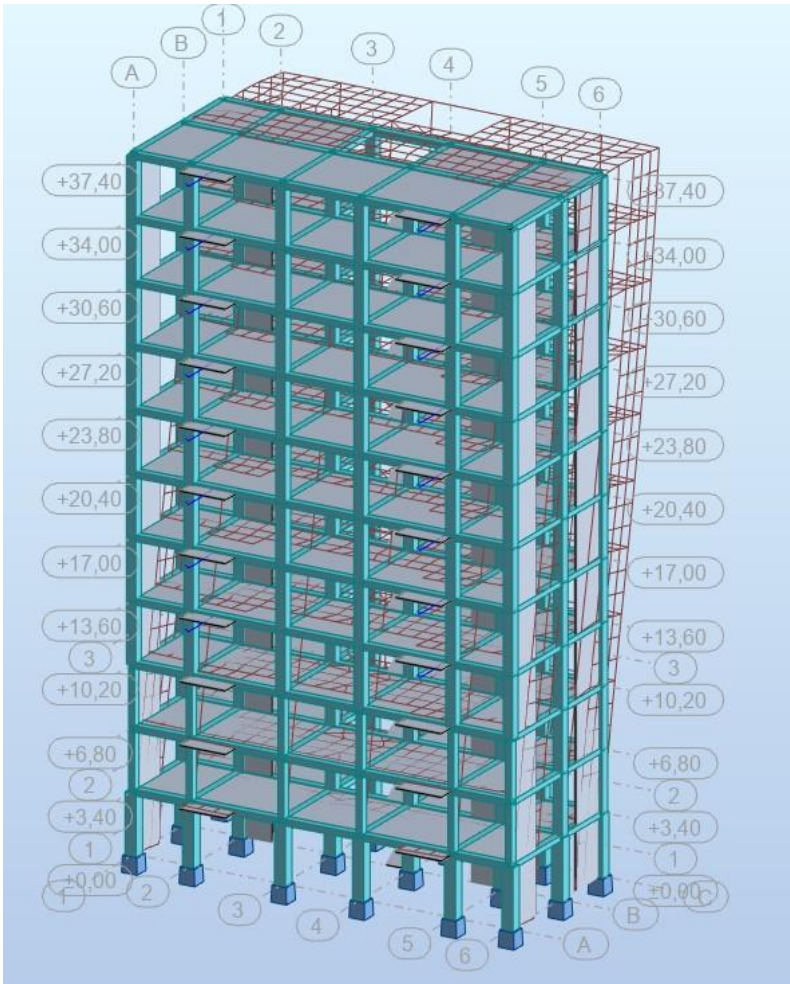
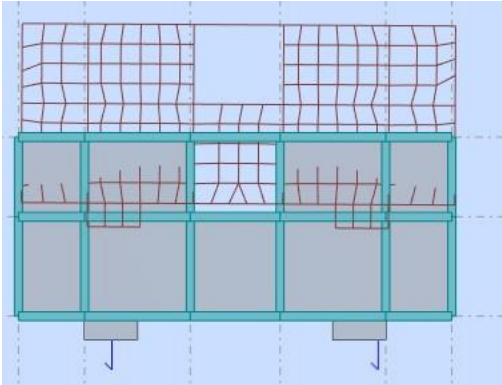


Figure V.4.2^{eme} mode – Vue déformée

3^{eme} période de T=0.72s F=1.38HZ :

MODE 3

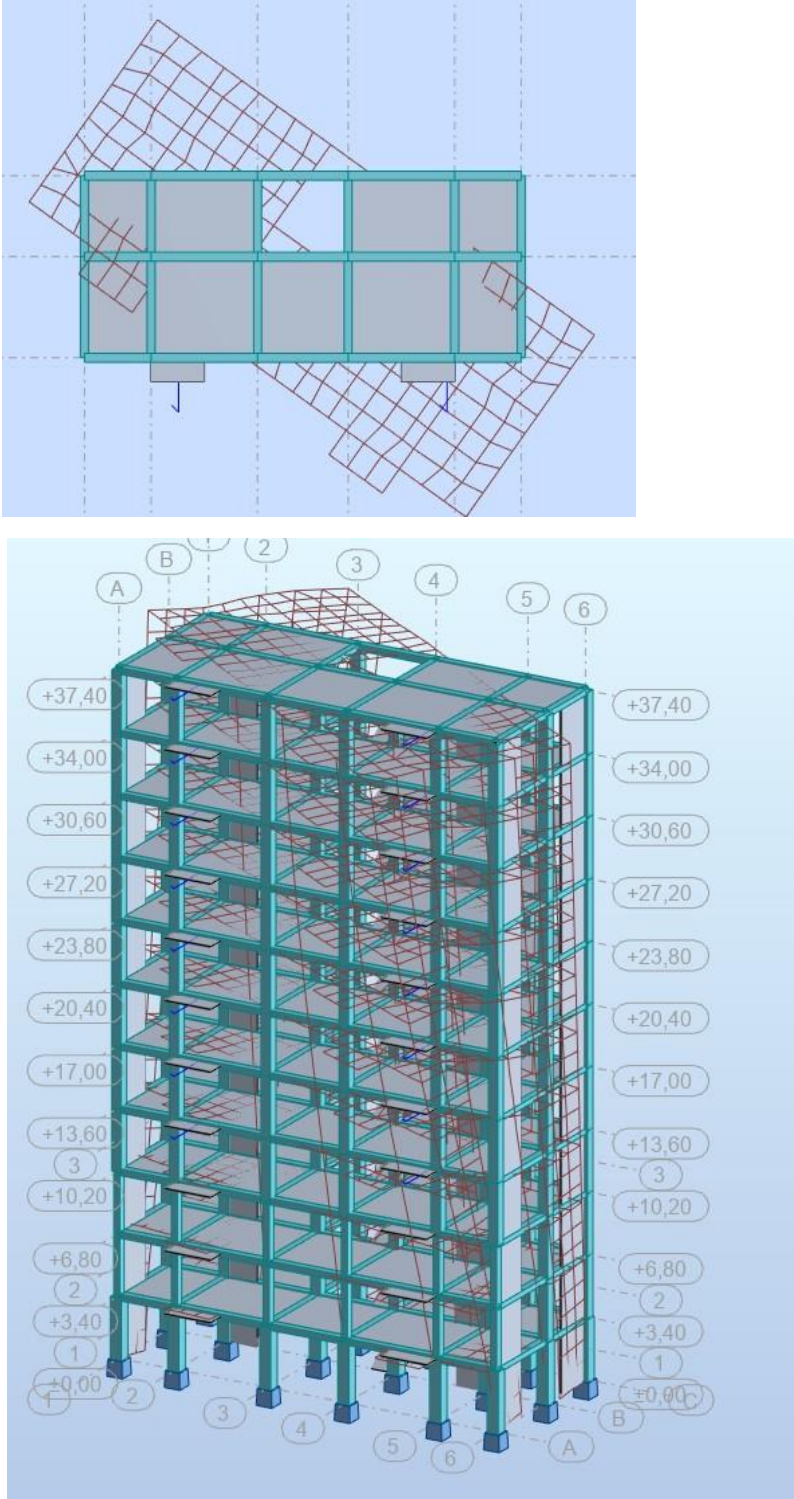


Figure V.5.3^{eme} mode – Vue déformée

Vérification divers :

Estimation de la période fondamentale de la structure(T) :

Les valeurs de T calculées a partir des méthodes numérique ne doivent pas dépasses celles estimes a partir des formules empiriques appropries de 30%

$$T_{\text{numérique}} \leq 1.3 \text{ empirique} \quad 0.98 \leq 1.3 \times 0.76$$

$$0.98 \leq 0.988s \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tronchant a la base :

La résultante des forces a la base V_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismique V_t déterminées par la méthode statique équivalents

$$\text{Sens X} \dots V_d = 1845.56 \text{KN}$$

$$\text{Sens-Y} \dots V_d = 1643.67 \text{KN}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X} \rightarrow V_d = 1845.56 \geq 0.8 \times 2148.48 = 1718.78 \text{KN} \dots \dots \text{CV} \\ \text{Sens Y} \rightarrow V_d = 1643.67 \geq 0.8 \times 2048.22 = 1638.57 \text{KN} \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Vérification à la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Calcul des moments de renversement d'étages :

$$M_K = M_{k+1} + V_{k+1} \cdot h_e$$

Etage K	Effort tranchant KN	Effort tranchant KN	Moment de renversement KN.m	Moment de renversement KN.m
	V _x	V _y	Selon x	Selon y
10	564.53	585.02	0	0
9	1014.50	1032.15	1823.43	1889.61
8	1386.79	1366.66	5100.27	5223.45
7	1717.46	1652.68	9579.60	9637.76
6	1998.49	1902.21	15127.00	14975.91
5	2236.70	2111.31	21582.12	21120.05
4	2430.40	2287.14	28806.66	27939.58
3	2586.18	2442.66	36656.85	35327.04
2	2701.36	2558.26	45010.21	43216.83
1	2747.90	2602.25	53735.60	51480.00
RDC	2777.78	2646.15	58698.45	56678.17

Tableau V.8. Les efforts tranchants et les moments de renversement

Moment stabilisant :

$$M_s = W \cdot \frac{L}{2}$$

M_s : moment stabilisant.

W : poids du bâtiment.

$$W = 27850.72 \text{ kn}$$

• Sens longitudinal (selon x):

$$M_r = 58698.45 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = W \cdot \frac{L}{2} = 27850.72 \times \frac{22.3}{2} = 310527.5 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{310527.5}{58698.45} = 5.2 \geq 1.5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Sens longitudinal (selon Y):

$$M_r = 56678.17 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = W \cdot \frac{L}{2} = 27850.72 \times \frac{9.45}{2} = 131594.65 \text{ KN.m}$$

$$\frac{MS}{Mr} = \frac{131594.65}{56678.17} = 2.32 \geq 1.5 \dots\dots\dots CV$$

V-7 Vérification des déplacements :

On choisit les nœuds qui permettent les plus grands déplacements suivants les deux directions x, y (ces nœuds se trouvent dans la même verticale). D’après le **RPA99**, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R. \delta ek$$

δk : Déplacement dû aux forces sismiques Fi.

R : Coefficient de comportement (R = 3.5).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k_1$$

Le RPA99 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les 1%he, (he est la hauteur libre de l’étage considéré). Il faut vérifier que :

$$\Delta k \leq \delta$$

δ : Déplacement admissible (égale à 0,01he= 3.4 cm).

Les déplacements maximaux sont calculés sous Fi et les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Sens X :

Etage	δkx cm	Δkx cm	1%H(Δ)cm	Vérification
RDC	0.6	0.6	3.40	OK
1	1.7	1.1	3.40	OK
2	3	1.3	3.40	OK
3	4.5	1.5	3.40	OK
4	6	1.5	3.40	OK
5	7.3	1.3	3.40	OK
6	8.5	1.2	3.40	OK
7	9.5	1	3.40	OK
8	10.3	0.8	3.40	OK
9	10.9	0.6	3.40	OK
10	11.2	1.2	3.40	OK

Tableau V .9.valeurs des déplacements calculées et admissibles (x-x)

Sens Y :

Etage	$\delta k y_{cm}$	$\Delta k y_{cm}$	1% $H(\Delta)_{cm}$	Vérification
RDC	0.5	0.5	3.40	OK
1	1.4	0.9	3.40	OK
2	2.7	1.3	3.40	OK
3	4.1	1.4	3.40	OK
4	5.6	1.5	3.40	OK
5	7.1	1.5	3.40	OK
6	8.6	1.5	3.40	OK
7	9.9	1.3	3.40	OK
8	11.1	1.2	3.40	OK
9	12.2	1.1	3.40	OK
10	13.3	0.9	3.40	OK

Tableau V .10.valeurs des déplacements calculées et admissibles (y-y)

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2°ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot hk} \leq 0.10$$

PK : poids total de la structure des charges d'exploitation associées du niveau « K »

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K »

ΔK : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau « K-1 »

hk : hauteur d'étage « K »

Etage	Pk KN	Vkx KN	Vky KN	$\Delta k x_{cm}$	$\Delta k y_{cm}$	Hk cm	θx	θy
10	2488.67	522.23	543.87	1.2	0.9	340	0.017	0.012
9	2525.97	564.53	585.02	0.6	1.1	340	0.008	0.015
8	2495.34	1014.50	1032.15	0.8	1.2	340	0.006	0.009
7	2496.56	1386.79	1366.66	1	1.3	340	0.006	0.007
6	2581.16	1717.46	1652.68	1.2	1.5	340	0.006	0.007
5	2573.11	1998.49	1902.21	1.3	1.5	340	0.005	0.006
4	2522.91	2236.70	2111.31	1.5	1.5	340	0.005	0.0055
3	2480.20	2430.40	2287.14	1.5	1.4	340	0.005	0.0047
2	2608.89	2586.18	2442.66	1.3	1.3	340	0.004	0.004
1	2769.93	2701.36	2558.26	1.1	0.9	340	0.0034	0.003
RDC	2763.96	2747.90	2602.25	0.6	0.5	340	0.002	0.002

Tableau V.11.Vérification a l'effet p- Δ sens x ; 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

V.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 VI :
Calcul des éléments
structuraux

VI.1.Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

VI.2.Combinaisons des charges

Les combinaisons de charges que nous allons les utilisés pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

☒ **Combinaisons BAEL :**

Ce sont des combinaisons qui correspondent à la situation durable de la structure, elles sont décrites par les règles **CBA93** et **BAEL91mod.99**, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U : } 1,35G+1,5Q \\ \text{E.L.S : } G + Q \end{array} \right.$$

☒ **Combinaisons RPA :**

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien **RPA99v2003** comme suit :

▲ **Pour les voiles:** $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right.$

▲ **Pour le portique:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les Poteau: } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp 1,2E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right. \\ \text{Pour les pouters: } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales

VI.3.Caractéristiques du matériau :

Les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurités correspondantes données par le tableau suivant :

Tableau V.1 : caractéristiques du matériau :

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	1,5	400	347,8
accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

VI.4.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.
 - $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

VI.4.1.Les recommandations du RPA 99/2003 :

1. Les armatures longitudinales (art.7.4.2.1.):

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en 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 III:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_L, 15\text{cm}) & \text{zone II} \\ \text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\phi_L & \text{zone II} \end{array} \right.$$

Où ϕ_L : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5: 0,3\%.$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3: 0,8\%.$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Chapitre VI :Calcul des éléments structuraux

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 (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la Hauteur de poteaux
- Pare ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

VI.4.2.Exemple de calcul

A partir des résultats du logiciel ROBOT, le poteau est soumis à l'effort normal de compression maximal est un poteau du niveau de RDC il soumise aux sollicitations suivant

$$\begin{cases} N^{\max} = 1949.22 \text{ KN} \\ M^{\text{correspondant}} = 22.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Pour : $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 55 \text{ cm} \\ h = 55 \text{ cm} \\ d = 52.5 \text{ cm} \\ d' = 2,5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} = 1949.22 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 22.95 \text{ KN.m} \\ N_{\text{ser}} = 1418.54 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}} = 16.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Ferrailage longitudinal

▲ Calcul de l'excentricité totale : $e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_u} = \frac{22.95}{1949.22} = 0,012 \text{ m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} \dots e_a = \max \{ 2\text{cm}, 340/250 \} \dots e_a = \max \{ 2\text{cm}, 1.36 \} \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m.}$$

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

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_{\text{corr}}}{1,5 \times M_{\text{ser}}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{22.95}{1,5 \times 16.85} \right) \Rightarrow \alpha = 0.92$$

$$L_f = 0.7 \times 3.40 = 2.38 \text{ m}$$

$$\varphi = 2 \rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2.38^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.92 \times 2) \rightarrow e_2 = 0.011 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e_T = 0,012 + 0,02 + 0,011 \Rightarrow e_T = 0,043 \text{ m.}$$

▲ **Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :**

$$N_{b_{\max}} = b \times h \times \sigma_{bc} \Rightarrow N_{b_{\max}} = 0,55 \times 0,55 \times 14,16 \times 10^3$$

$$\Rightarrow N_{b_{\max}} = 4283,4 \text{ KN}$$

▲ **Calcul de coefficient ψ :**

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \psi = \frac{1949,22}{4283,4} = 0,46$$

$$\psi = 0,33 > 2/3 = 0,76 \Rightarrow \zeta = \frac{(3\psi - 1)(1 - \psi)}{4(\psi)} = 0,1$$

$\psi = 0,76 < 0,81$ donc on calcul e_{NC} :

$$E_{nc} = \zeta \cdot h = 0,1 \cdot 3,40 = 0,340 \text{ m}$$

$e_T = 0,043 \text{ m} < e_{NC} = 0,408 \text{ m} \Rightarrow$ Donc la section est entièrement comprimée.

Et l'ELU n'est pas atteint ; en place un % minimal d'armature identique à celui des poteaux $A_s = 4 \text{ cm}^2$ x le périmètre de la section de poteau et le taux d'armature dans la section de béton (A_s / bh) doit être comprise entre 0.2 et 5%.

$$\Rightarrow A_s = 4 \times (0,55 + 0,55) \times 2 = 8,8 \text{ cm}^2$$

▲ **Vérification de RBA99 (v2003)**

❖ La section minimale de l'RPA99 (v2003).

$$A_{s_{\min}} = 0,8\% \times b \times h \Rightarrow A_{s_{\min}} = 24,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{RPA99 /v2003}).$$

❖ L'espacement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Solon x : } s_t = \frac{55 - 5}{3} = 16,7 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{Solon y : } s_t = \frac{55 - 5}{3} = 16,7 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

On prend $A_s = A_{s_{\min}} = 24,2 \text{ cm}^2$ et on adopte **8HA20** avec $A_s = 25,13 \text{ cm}^2$.

b. Ferrailage transversal

Le ferrailage transversal se fera selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 V2003.

$$h_g = \frac{L_f}{a} = \frac{3,40}{0,55} = 6,18 \text{ donc } \rho_a = 2,5$$

ρ_a : Coefficient correcteur.

λ_g : L'élancement géométrique.

Chapitre VI :Calcul des éléments structuraux

Dans la zone nodale : $t \leq 10\text{cm}$. dans la zone nodale.

Dans la zone courante : $t \leq \text{Min}(b/2; h/2; 10\phi_{l_{\min}}) \Rightarrow t \leq (22.5; 22.5 : 20) \Rightarrow t \leq 20\text{cm}$.

On prend $t = 15\text{cm}$ dans la zone courante.

La section d'armature transversale est donnée par :

$$\text{Dans la zone courante. } A_t \geq \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} = \frac{0,15 \times 2,5 \times 62,41}{0,55 \times 400} \Rightarrow A_t = 0,106\text{cm}^2.$$

$$\text{Dans la zone nodale. } A_t \geq \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} = \frac{0,10 \times 2,5 \times 62,41}{0,55 \times 400} \Rightarrow A_t = 0,10\text{cm}^2.$$

On prendra : **4HA8** avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$ dans la zone nodale.

4HA8 avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$ dans la zone courante

- La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b}$ en % est comme suit :

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,3\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,8\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 3.$$

Pour notre cas : $h_g = 6,18 \rightarrow A_t = 0,003 \times t \times b$

✓ Dans la zone nodale :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

✓ Dans la zone courant :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

❖ Vérification

▲ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{26,13}{0,55 \times 0,525} = 90,50 \text{ KN/m}^2.$$

$$\checkmark \text{ D'après le (BAEL 91) : } \tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3330\text{KN/m}^2$$

$$\tau_u = 90,50\text{KN/m}^2 < \bar{\tau}_u \text{ (BAEL91)} = 3330\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \text{ D'après le (art, 7.4.3.2.RPA) : } \tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Chapitre VI :Calcul des éléments structuraux

Avec : $\rho_d = 0,075$ Si $\lambda_g \geq 5$

Donc $\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,875 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 90.50 \text{ KN/m}^2 < \bar{\tau}_u \text{ (RPA)} = 1875 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

▲ Vérification à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$N_{ser} = 1598 \text{ KN}$, $M_{ser} = 2,5 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{16.58}{1418.54} = 0,012 \text{ m.}$$

Calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 A_{totale} \Rightarrow S = 55 \times 55 + 15 \times 25.13 = 3401.95 \text{ cm}^2.$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = 0 \quad (A_s = A'_s)$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

$$I = \frac{55 \times 55^3}{12} + 55 \times 55 \times 0^2 + 15 \left[25.13 \times \left(\frac{55}{2} - 2,5 - 0\right)^2 + 25.13 \times \left(52.5 - \frac{55}{2} + 0\right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I = 1233739.59 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{1418.54}{0,3401} + \frac{1418.54 \times (0,012 - 0) \left(\frac{0,55}{2} - 0\right)}{1233739.59 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sup} = 4550.38 \text{ KN/m}^2 > 0.$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 4550.38 \text{ KN/m}^2 > 0.$$

$$on'a \Rightarrow \sigma_{bc} = \max\{\sigma_{sup}; \sigma_{inf}\} = 4.550 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.550 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

▲ Vérification de flambement

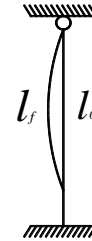
$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right\} \Rightarrow \lambda \leq 50$$

Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur d flambement. $l_f = 0,7l_0$.

i : Rayon de giration. $i = \frac{\sqrt{I}}{B}$



Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$;

a : Dimension du poteau.

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 14.24 \lambda \leq 50 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Niveau	Section (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$
RDC ; 1 ^{er}	55 x55	14.24	OK
.2 ^{ème}	50x50	15.66	OK
3 ^{ème} .4 ^{ème} 5 ^{ème} .6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème} .9 ^{ème} .10 ^{ème}	45x45	17.40	OK

▲ Vérification de la stabilité de forme

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{e}{h} \right\} \Rightarrow \frac{2.856}{0,45} \leq \max \left\{ 15; 20 \times \frac{0,012}{0,45} \right\} \Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq 15.$$

pour $l_f = 2.261\text{m} \Rightarrow \frac{l_f}{h} = \frac{2.261}{0,55} = 4.11 < 15 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

pour $l_f = 2,261\text{m} \Rightarrow \frac{l_f}{h} = \frac{2,261}{0,50} = 4.52 < 15 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

pour $l_f = 2,261\text{m} \Rightarrow \frac{l_f}{h} = \frac{2.261}{0,45} = 5.02 < 15 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VI.3.4.Résulta de ferrailages des autres poteaux

Les tableaux suivants résument l'ensemble des résultats de ferrailage longitudinal des poteaux du **bloc**

Section (cm ²)	A_s^{calcul} (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	$A_s^{adoptée}$ (cm ²)	Choix du barre
55 x 55	8.8	24.2	25.13	8HA20
50x50	8	20	20.61	4HA20+4HA16
45 x 45	7.2	16.2	17.09	4HA12+4HA20

Tableau. VI.2 L'armature longitudinale des poteaux.

VI.4.1.dessin de ferrailage

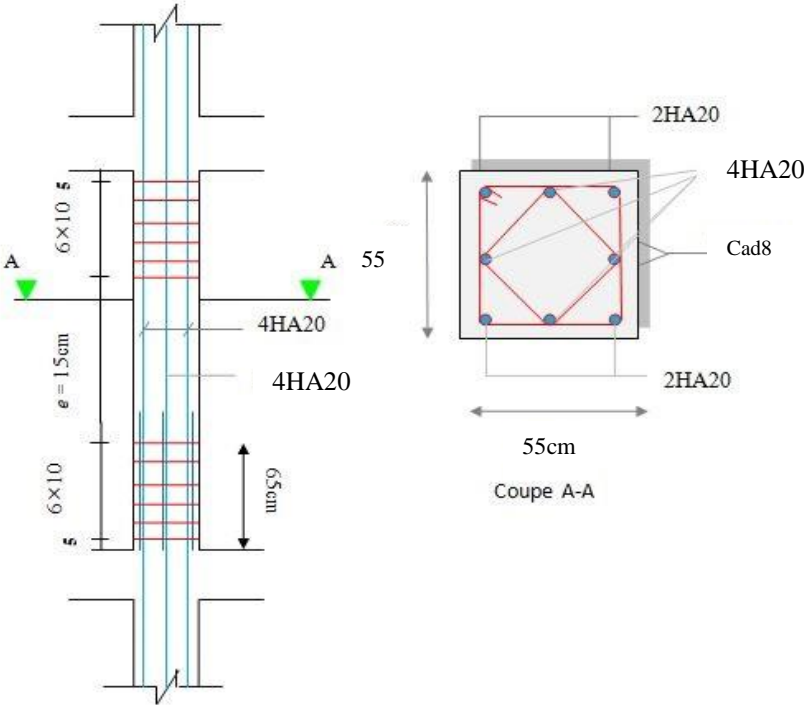


Figure. VI.1. de ferrailage des poteaux 55 x 55

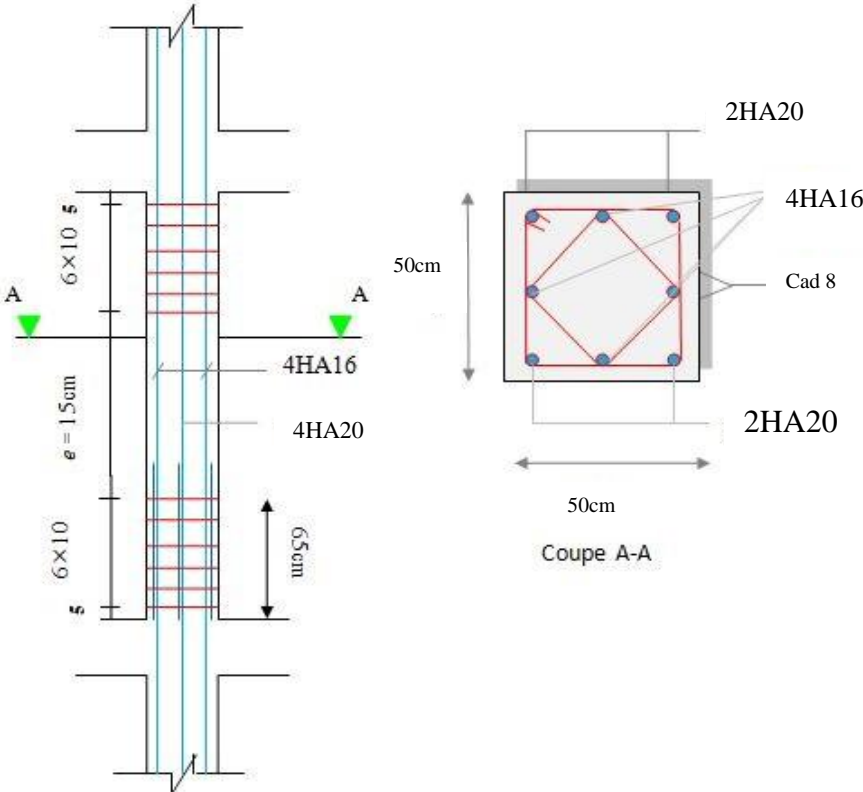


Figure.VI.2. de ferrailage des poteaux 50 x 50

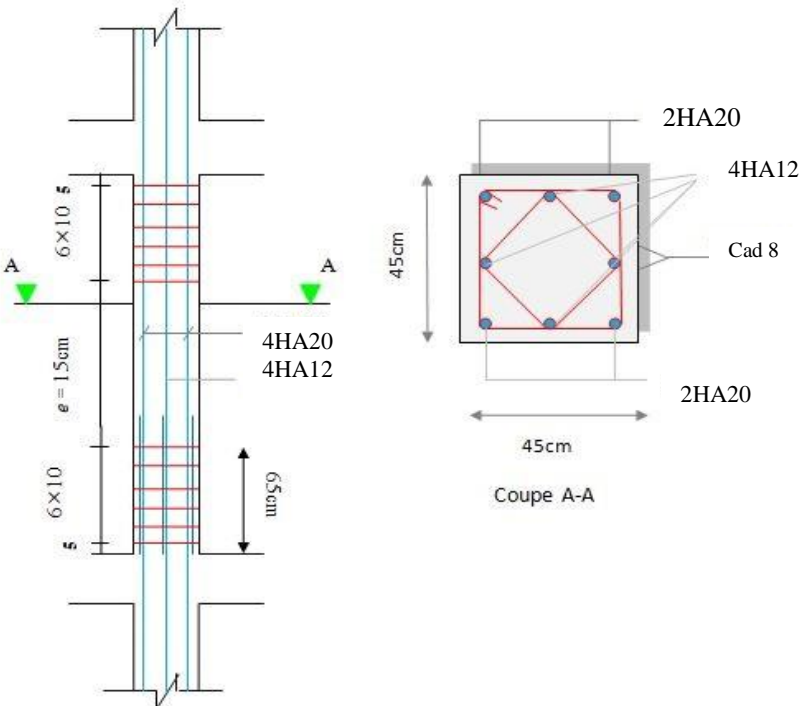


Figure.VI.3. de ferrailage des poteaux 45 x 45

VI.5.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

VI.5.1.Les recommandations du RPA 99/version 2003 : (art.7.5.2.1)

◆ Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (en zone IIa).

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

◆ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$

s : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale : $s \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$.
- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées. Le ferraillage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres seront ferraillées en travée pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

VI.5.2.Les recommandations de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

VI.5.3.Poutre principale:

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillé pour la poutre la plus sollicitée.

1. Ferrailage longitudinal

Pour l'exemple de calcul en prendre la poutre principale de Caractéristiques suivent :

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 35 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \\ d = 42,5 \text{ cm} \\ d' = 2,5 \text{ cm} \end{cases}$$

↳ **En travée:**(situation durable)

ELU: $M_u = 54.82 \text{ KN.m}$, $V_u = 120.15 \text{ KN.m}$.

ELS: $M_{ser} = 39.79 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{54.82}{39.79} = 1,38.$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,341 \times 1,38 - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{lu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54.82 \times 10^3}{0,35 \times 0,425^2 \times 14,16 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,061.$$

$$\mu_{bu} = 0,061 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) \Rightarrow \alpha = 0,079 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,425(1 - 0,4 \times 0,079) = 0,411 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{54.82}{0,411 \times 348 \times 10^3} 10^{-4} = \mathbf{3.83 \text{ cm}^2}$$

En appui :(situation accidentelle)

Le moment max est obtenu généralement solen la combinaison accidentelle **(G+Q+E)**.

$M_{acc} = 53.91 \text{ KN.m}$, $M_u = 74.37 \text{ KN.m}$, $M_{ser} = 53.91 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{74.37}{53.91} = 1,38.$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,29.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74.37 \times 10^3}{0,35 \times 0,425^2 \times 18,48 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,064.$$

$$\mu_{bu} = 0,064 < \mu_{lu} = 0,289 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,064}) \Rightarrow \alpha = 0,083 < 0,3270 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,425(1 - 0,4 \times 0,064) = 0,414\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{74,37}{0,414 \times 400 \times 10^3} 10^4 = 4,49\text{cm}^2$$

▲ **Vérifications nécessaires pour les poutres**

Condition de non fragilité : (d'après le BAEL91)

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{35 \times 45}{1000}; 0,23 \times 35 \times 42,5 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,796\text{cm}^2.$$

Donc $A_s > A_{\min}$ condition vérifiée.

Pourcentage d'acier exigé par RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

$$\text{Donc : } A_s^{\min} = 0,005b \times h = 0,005 \times 35 \times 45 \Rightarrow A_s^{\min} = 7,875\text{cm}^2.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux et de :

- 4% en zone courante.

$$\Rightarrow A_s^{\max} = 0,04bh = 0,04 \times 35 \times 45 \Rightarrow A_s^{\max} = 63\text{cm}^2.$$

- 6 % en zone de recouvrement.

$$\Rightarrow A_s^{\max} = 0,06bh = 0,06 \times 35 \times 45 \Rightarrow A_s^{\max} = 94,5\text{cm}^2.$$

Alors :

☒ **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 3,83\text{cm}^2 > A_{\max}(\text{BAEL}) = 1,796\text{cm}^2 \\ A_s = 3,83\text{cm}^2 < A_{\min}(\text{RPA}) = 7,875\text{cm}^2 \\ A_s = 3,83\text{cm}^2 < A_{\max}(\text{RPA}) = 94,5\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_s = 7,875\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **6HA14** avec $A_s = 9,24\text{cm}$

☒ **En appuis:**

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 4,49\text{cm}^2 > A_{\min}(\text{BAEL}) = 1,796\text{cm}^2 \\ A_s = 4,49\text{cm}^2 \leq A_{\min}(\text{RPA}) = 7,875\text{cm}^2 \\ A_s = 4,49\text{cm}^2 < A_{\max}(\text{RPA}) = 94,5\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_s = 7,875\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **6HA14** avec $A_s = 9,24\text{cm}$.

❖ **Vérification**

↳ **Vérification de contraintes tangentielles**

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

$$\tau_u = \frac{120.15}{0,35 \times 0,425} \times 10^{-3} = 0,808 \text{MPa.}$$

$\tau_u = 0,808 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

↳ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peut préjudiciable

Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire, ($\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$).

En travée : $\alpha_u = 0,079 \leq 0,44$ condition vérifiée.

En appui : $\alpha_u = 0,083 \leq 0,44$ condition vérifiée.

↳ **Vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si :

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,45}{4,90} = 0,091 \geq 0,0625$ condition vérifiée.

✓ $\frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0}$

$$M_0 = \frac{M_t}{0,85} = \frac{54,82}{0,85} = 64,49 \text{KN.m.}$$

$\frac{h}{L} = 0,091 \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} = 0,085$ condition vérifiée.

✓ $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,875}{35 \times 42,5} = 0,0053 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01$ condition vérifiée.

Tous les conditions et vérifiés, donc pas nécessaire de calculée la flèche.

2.Ferrailage transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ 14, \frac{450}{35}, \frac{350}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 12,86 \text{mm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{mm}$.

↳ L'espacement :

s : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\blacktriangle \text{ Dans la zone nodale : } s \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi_1\right\} \Rightarrow s \leq 9,6\text{cm, on prend } s = 10\text{cm.}$$

$$\blacktriangle \text{ En dehors de la zone nodale : } s \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s \leq 22,50\text{cm, on prend } s = 15\text{cm.}$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$.

$$\blacktriangle \text{ Dans la zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 1,05\text{cm}^2.$$

On adopte **2T8** avec $A_s = 1,01\text{cm}^2$.

$$\blacktriangle \text{ En dehors de la zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 1,575\text{cm}^2.$$

On adopte **4T8** avec $A_s = 2,01\text{cm}^2$.

VI.5.4. Poutres secondaires :

Dans ce qui suit on va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillé pour la poutre la plus sollicitée.

1. Ferrailage longitudinal

Pour l'exemple de calcul en prendre la poutre secondaire de Caractéristiques suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \\ d = 37,5 \text{ cm} \\ d' = 2,5 \text{ cm} \end{cases}$$

↳ **En travée:**(situation durable)

$$\text{ELU: } M_u = 44.84 \text{ KN.m, } V_u = 77.72 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS: } M_{ser} = 32.48 \text{ KN.m.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{44.84}{32.48} = 1,38.$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,341 \times 1,38 - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,29.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{lu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44.84 \times 10^3}{0,30 \times 0,375^2 \times 14,16 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,075.$$

$$\mu_{bu} = 0,075 < \mu_{lu} = 0,2827 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}\right) \Rightarrow \alpha = 0,098 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.375(1 - 0.4 \times 0.098) = 0.3603\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{44.84}{0.3603 \times 348 \times 10^3} 10^{-4} = \mathbf{3.58\text{cm}^2}$$

↳ **En appui** :(situation accidentelle)

Le moment max est obtenu généralement solen la combinaison accidentelle **(0,8G +E)**.

$$M_{acc} = 36.94\text{KN.m} , M_u = 70.33\text{KN.m} , M_{ser} = 51.14\text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{70.33}{51.14} = 1,37.$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{acc}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{70.33 \times 10^3}{0,3 \times 0,375^2 \times 18,48 \times 10^6} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,090.$$

$$\mu_{bu} = 0,090 < \mu_{lu} = 0,2827 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,090}) \Rightarrow \alpha = 0,118 < 0,3270 \Rightarrow \text{PivotA.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.375(1 - 0.4 \times 0.118) = 0.357\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{70.33}{0.375 \times 348 \times 10^3} 10^{-4} = \mathbf{5.39\text{cm}^2}$$

▲ **Vérifications nécessaires pour les poutres**

Condition de non fragilité : (d'après le BAEL91)

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,35\text{cm}^2.$$

Donc $A_s > A_{\min}$ condition vérifiée.

Pourcentage d'acier exigé par RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

$$\text{Donc : } A_s^{\min} = 0,005b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_s^{\min} = 6\text{cm}^2.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux et de :

- 4% en zone courante.

$$\Rightarrow A_s^{\max} = 0,04bh = 0,04 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_s^{\max} = 48\text{cm}^2.$$

- 6 % en zone de recouvrement.

$$\Rightarrow A_s^{\max} = 0,06bh = 0,06 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_s^{\max} = 72\text{cm}^2.$$

Alors :

✂ **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 3.58\text{cm}^2 > A_{\text{max}}(\text{BAEL}) = 1,35\text{cm}^2 \\ A_s = 3.58\text{cm}^2 < A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 6\text{cm}^2 \\ A_s = 3.58\text{cm}^2 < A_{\text{max}}(\text{RPA}) = 71\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_s = 6\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **3HA14 + 2HA12** avec $A_s = 6.88\text{cm}^2$

✂ **En appuis:**

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 5.39\text{cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{BAEL}) = 1,35\text{cm}^2 \\ A_s = 5.39\text{cm}^2 < A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 6\text{cm}^2 \\ A_s = 5.39\text{cm}^2 < A_{\text{max}}(\text{RPA}) = 71\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_s = 6\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **3HA14 + 2HA12** avec $A_s = 6.88\text{cm}^2$.

❖ **Vérification**

↳ **Vérification de contraintes tangentielles**

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

$$\tau_u = \frac{77.72}{0,30 \times 0,375} \times 10^{-3} = 0.691\text{MPa}.$$

$\tau_u = 0,691\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

↳ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peut préjudiciable

Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire, ($\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$).

Entravée : $\alpha_u = 0,098 \leq 0,44$ condition vérifiée.

Enappui : $\alpha_u = 0,118 \leq 0,44$ condition vérifiée.

↳ **Vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,40}{4,27} = 0,094 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$M_0 = \frac{M_t}{0,85} = \frac{44,84}{0,85} = 52,75 \text{KN.m.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,094 \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,88}{30 \times 37,5} = 0,0061 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tous les conditions et vérifiés, donc pas nécessaire de calculée la flèche.

2. Ferrailage transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ 14, \frac{400}{35}, \frac{300}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 11,42 \text{mm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{mm}$.

↳ **L'espacement :**

s : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

▲ **Dans la zone nodale :** $s \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_1 \right\} \Rightarrow s \leq 16,8 \text{cm}$, on prend $s = 10 \text{cm}$.

▲ **En dehors de la zone nodale :** $s \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s \leq 20 \text{cm}$, on prend $s = 15 \text{cm}$.

La quantité d'armatures transversales minimales est données par : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$.

▲ **Dans la zone nodale :** $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 0,9 \text{cm}^2$.

On adopte 2T8 avec $A_s = 1,01 \text{cm}^2$

▲ **En dehors de la zone nodale :** $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b = 1,35 \text{cm}^2$.

On adopte 3T8 avec $A_s = 1,51 \text{cm}^2$.

Dessin de ferrailage :

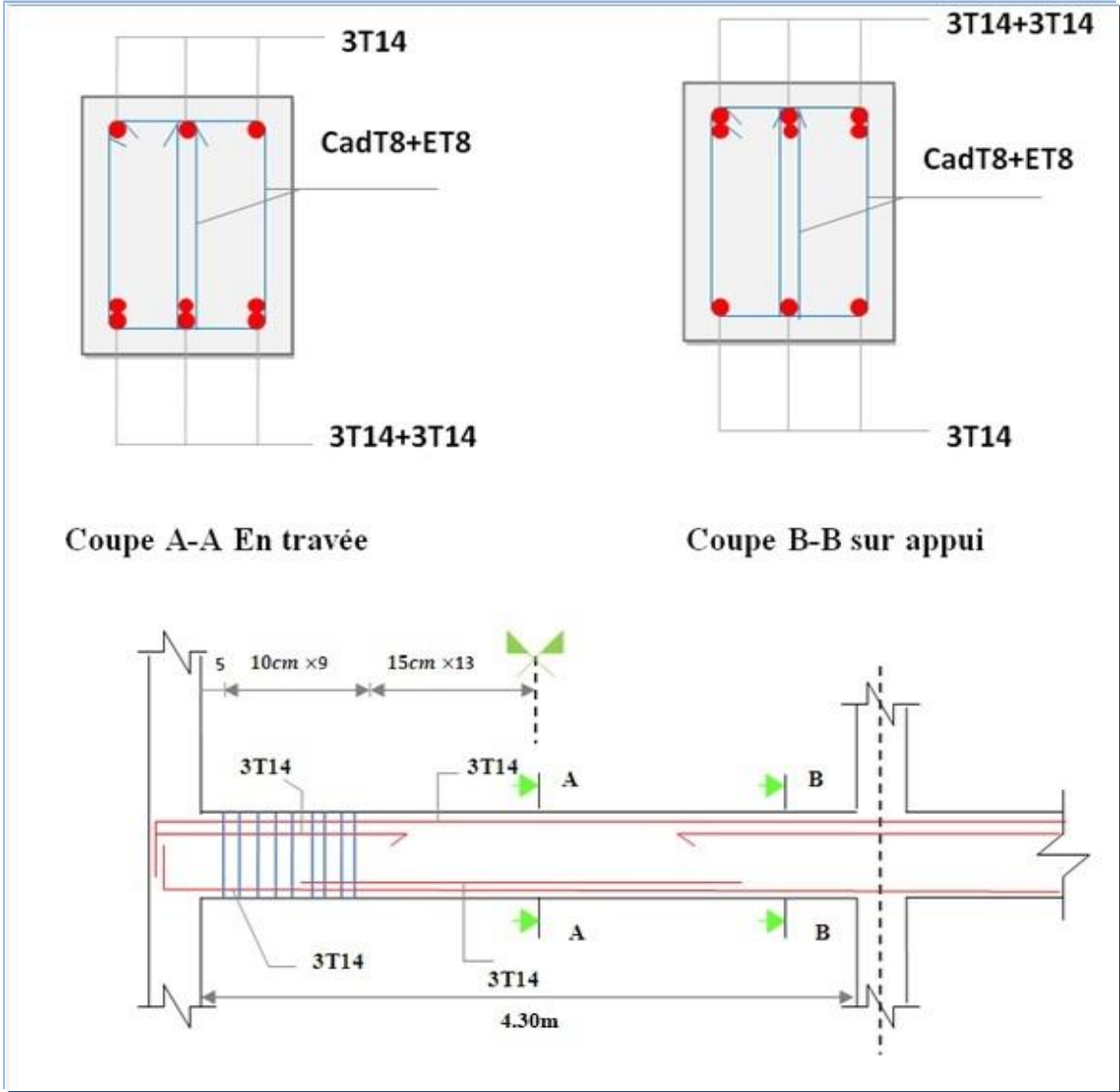


Figure VI.4 Schéma de ferrailage des poutres 35*45.

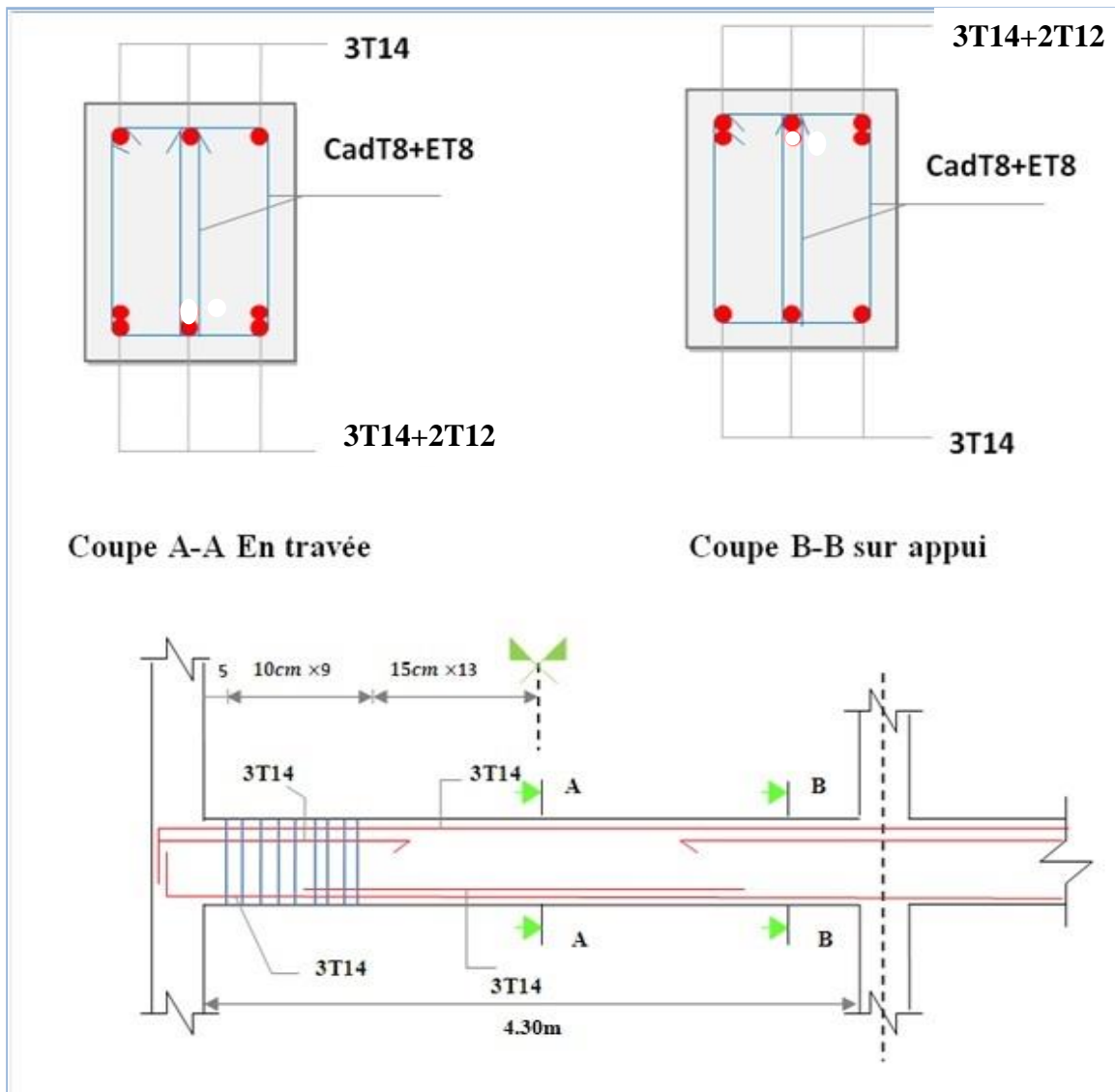


Figure VI.5.Schéma de ferrailage des poutres 30*40

VI.6.Ferrailage des voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant 4 niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (sismicité moyenne).

Le ferrailage des voiles consiste à la détermination de trois types d'aciers, qui sont :

- Aciers verticaux,
- Aciers horizontaux,
- Aciers transversaux

VI.6.1.Recommandations du règlement RPA99ver2003 :

↳ Aciers verticaux (Art.7.7.4.1):

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%**,
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0.20%** de la section horizontale du béton tendu,

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile,
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux,
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement),
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduite de moitié sur un dixième de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15cm**.

☞ **Aciers horizontaux (Art.7.7.4.2):**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 Φ**,
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

☞ **Règles communes (Art.7.7.4.3):**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux (voiles), est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Globalement dans la section du voile} & 0.15\% \\ \text{En zone courante} & 0.10\% \end{array} \right.$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1,5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,
- Le diamètre des barres des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.6.2. Méthodes de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode simplifiée pour le calcul de ferrailage, c'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

VI.6.3.Etape de calcul :

- On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \end{array} \right.$$

- Détermination la nature de la section du voile :

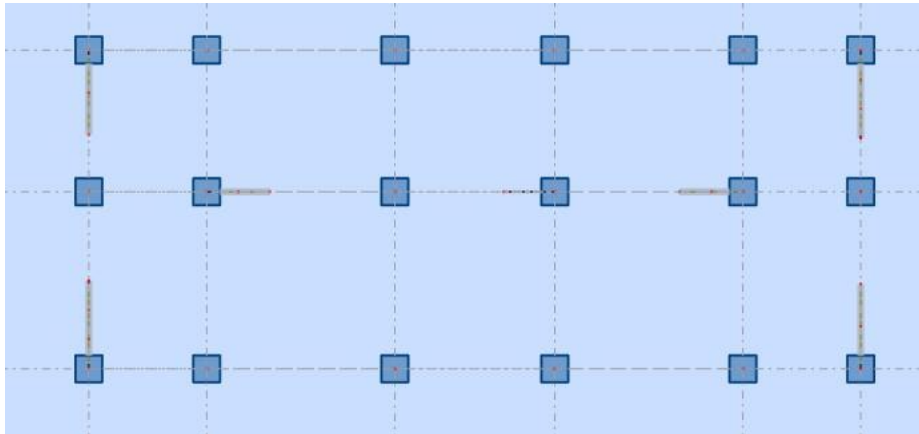
Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

VI.6.4.Exemple de calcul de ferrailage

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile (h= 3,m) pour différent sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles.



Exemple :1

1.Armatures verticales

Cas de $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

$$M_{max} = 1050.30 \text{ KN.m} ; N_{corr} = -153.15 \text{ KN} ; V_{max} = 330.20 \text{ KN}$$

AVEC $h= 2,4\text{m} ; L=3.40 \text{ m}$

$$b=0.20\text{m} ; d'=0.025\text{m} , d= 2.375$$

a. Calcul de la longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0.8L = 0.8(3.40 - 0.45) = 2.36\text{m}$$

b. Calcul de l'élancement :

$$h = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2.36 \sqrt{12}}{3} = 2.72$$

c. Calcul de l'excentricité : —

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.548\text{m} < \frac{h}{2} = 1.2\text{m}.$$

d. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max\left\{50; \min\left(67 \times \frac{e_0}{h}; 100\right)\right\} = \max\left\{50; \min\left(67 \times \frac{6.86}{3}; 100\right)\right\} = 100.$$

2.74 < 100.....condition verifiée.

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement,

e. Calcul de ferrailage

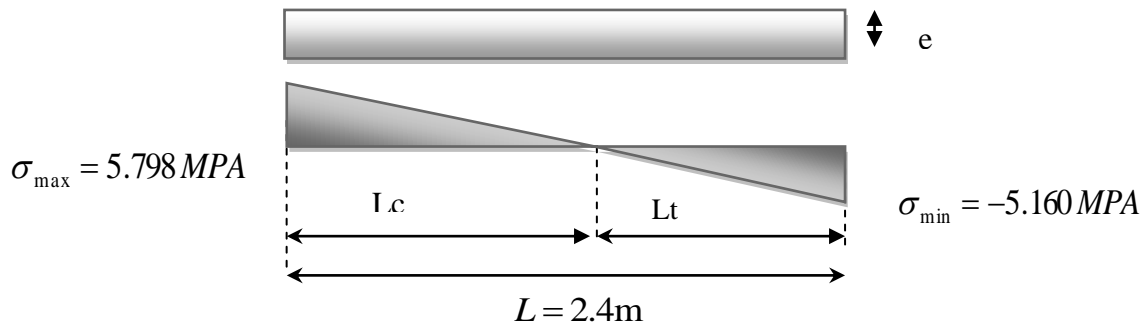
La répartition des contraintes dans la section :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \end{cases} \begin{cases} v = v' = \frac{h}{2} = \frac{2.4}{2} = 1.2m; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.4^3}{12} = 0.23m^4 \\ B = b \times h = 0.2 \times 2.4 = 0.48m^2 \end{cases}$$

Donc: $\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{153.15}{0.48} + \frac{1050.30}{0.23} \times 1.2 = 5798.9 \text{KN/m}^2 = 5.798 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{153.15}{0.48} - \frac{1050.30}{0.23} \times 1.2 = -5160.76 \text{KN/m}^2 = -5.160 \text{MPa} \dots\dots \text{traction} \end{cases}$

Donc, la section est partialement comprimé

↪ diagramme des contraintes:



En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

Ou : $\begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{5.798}{5.798 + 5.160} \times 2.4 = 1.26\text{m}. \\ L_t = L - L_c = 1.14\text{m}. \end{cases}$

↪ Calcule l'effort de traction :

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{5.160 \times 0.2}{2} \times 1.14 = 0.59 \text{MN} \Rightarrow A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.59}{400 / 1.15} = 16.96 \text{cm}^2$$

❖ Selon le RPA99v2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.20\% B = 0.20\% b L_t = 0.0020 \times 20 \times 114 = 4.56 \text{cm}^2.$$

$$A_s = 16.96\text{cm}^2 > A_{\min}^{RPA} = 4.56\text{cm}^2 \text{ Donc : } A_s^t = \frac{A_s \times L}{L_T} = \frac{16.96 \times 2.4}{1.14} = 35.70$$

☞ **Aciers de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{0.33020 \times 1.14}{400} \times 10^4 = 10.35\text{cm}^2.$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suit :

$$A_v = 35.70 + 10.35 = 46.05\text{cm}^2.$$

☞ **Ferraillage minimal:**

❖ Selon le BAEL91 :

$$A_s = A_s' = A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 5.74\text{cm}^2.$$

$$\text{donc : } A_v = 46.05 > A_s^{BAEL} = 5.74.$$

❖ Selon le RPA99v2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15 \% B = 0,15 \% bL = 0,0015 \times 20 \times 240 = 7.2\text{cm}^2.$$

$$A_{sv} = \max \{ A_s^{\text{calculé}}; A_{\min}^{RPA}; A_{\min}^{BAEL} \} = 46.05\text{cm}^2.$$

On adopte pour l'acier vertical : (15HA14) × 2 ⇒ $A_s = 46.2\text{cm}^2$.

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit :

$$s \leq \min \{ 1,5a; 30\text{cm} \} = \min \{ 1,5 \times 20; 30\text{cm} \} = 30\text{cm}.$$

Donc, on n'adopte :

- Zone d'about : $s = 10\text{cm}$.
- Zone courante : $s = 15\text{cm}$.

☞ **Ferraillage horizontal**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15 \% B = 0,15 \% bL = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2 \text{ (Pour une seule nappe) On adopte : (4 HA12)} \Rightarrow A_H = 4.52\text{cm}^2 \text{ par ml (Pour une seule nappe)}$$

Avec un espacement : **S=15cm**.

☞ **Ferraillage transversal**

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8mm** pour garder un écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

Chapitre VI :Calcul des éléments structuraux

L'espacement des cadres transversaux sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

☛ Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U):

✓ Selon l'R.P.A.99.v2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 353,15}{0,9 \times 2,4 \times 0,2} \times 10^{-3} = 1,14\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Selon le BAEL91v99 :

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 7\text{MPa} \right\} = 3,26\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{353,15}{0,2 \times 2,375} \times 10^{-3} = 0,74\text{MPa} < 3,26\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Exemple : 2

Cas de $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

$$M_{\max} = 440,37\text{KN.m} ; N_{\text{corr}} = 770,71\text{KN} ; V_{\max} = 89,8\text{KN}$$

$$\text{AVEC } h=1,60\text{m}, L= 3,40$$

$$b=0,20\text{m}, d=0,025\text{m}, d= 1,575\text{m}$$

f. Calcul de la longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8L = 0,8(3,40 - 0,45) = 2,36\text{m}$$

g. Calcul de l'élancement :

$$h = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2,36 \sqrt{12}}{1,6} = 5,10$$

h. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,57\text{m} < \frac{h}{2} = 0,8\text{m.}$$

i. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{0.57}{1.6}; 100 \right) \right\} = 50.$$

5.10 < 50.....condition verifiée

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement,

j. Calcul de ferrailage

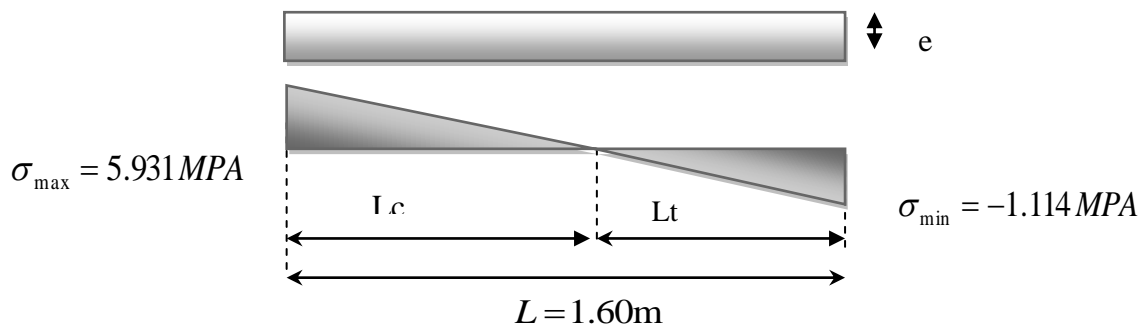
La répartition des contraintes dans la section :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v' \end{cases} \begin{cases} v = v' = \frac{h}{2} = \frac{1.6}{2} = 0.8m; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.6^3}{12} = 0.10m^4 \\ B = b \times h = 0.2 \times 1.6 = 0.32m^2 \end{cases}$$

$$\text{Donc :} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{770.71}{0.32} + \frac{440.37}{0.10} \times 0.8 = 5931.43 \text{KN/m}^2 = 5.93 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{770.71}{0.32} - \frac{440.37}{0.10} \times 0.8 = -1114.49 \text{KN/m}^2 = -1.114 \text{MPa} \dots\dots \text{traction} \end{cases}$$

Donc, la section est partialement comprimée

↳ **diagramme des contraintes:**



En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$\text{Ou :} \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{5.931}{5.931 + 1.114} \times 1.6 = 1.34m. \\ L_t = L - L_c = 0.26m. \end{cases}$$

⊗ **Calcul de l'effort de traction :**

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{1.114 \times 0.2}{2} \times 0.26 = 0.029 \text{MN} \Rightarrow A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.029}{400 / 1.15} = 0.83 \text{cm}^2$$

❖ Selon le RPA99v2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.20\% B = 0.20\% b L_t = 0.0020 \times 20 \times 26 = 1.04 \text{cm}^2.$$

$$A_s = 0.83\text{cm}^2 < A_{\min}^{RPA} = 1.04\text{cm}^2 \text{ Donc : } A_s' = \frac{A_s \times L}{L_T} = \frac{1.04 \times 1.6}{0.26} = 6.4$$

☞ **Aciers de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{898 \times 1.4}{400} \times 10^4 = 3.46\text{cm}^2.$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suit :

$$A_v = 6.4 + 3.46 = 9.86\text{cm}^2.$$

☞ **Ferraillage minimal:**

❖ Selon le BAEL91 :

$$A_s = A_s' = A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 3.8\text{cm}^2.$$

$$\text{donc : } A_v = 9.86 > A_s^{BAEL} = 3.8.$$

❖ Selon le RPA99v2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15 \% B = 0,15 \% bL = 0,0015 \times 20 \times 160 = 4.8\text{cm}^2.$$

$$A_{sv} = \max \{ A_s^{\text{calculé}}; A_{\min}^{RPA}; A_{\min}^{BAEL} \} = 9.86\text{cm}^2.$$

On adopte pour l'acier vertical : (10HA12)2 $\Rightarrow A_s = 22.6\text{cm}^2$.

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit :

$$s \leq \min \{ 1,5a; 30\text{cm} \} = \min \{ 1,5 \times 20; 30\text{cm} \} = 30\text{cm}.$$

Donc, on n'adopte :

- Zone d'about : $s = 20\text{cm}$.
- Zone courante : $s = 25\text{cm}$.

☞ **Ferraillage horizontal**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 md largeur.

$$A^{RPA} = 0,15\% B = 0,15\% bL = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2 \text{ (Pour une seule nappe)}$$

On adopte: (4HA12) $\Rightarrow A_H = 4.52\text{cm}^2$ parml (Pour une seule nappe)

Avec un espacement = **15cm**.

☞ **Ferraillage 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 épingle de **8mm** pour garder un écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

Chapitre VI :Calcul des éléments structuraux

L'espacement des cadres transversaux sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

☞ Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U):

✓ Selon l'R.P.A.99.v2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 89,8}{0,9 \times 1,6 \times 0,2} \times 10^{-3} = 0,436\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Selon le BAEL91v99 :

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 7\text{MPa} \right\} = 3,26\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{89,8}{0,2 \times 1,575} \times 10^{-3} = 0,285\text{MPa} < 3,26\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Résultats de calcul des autres voiles

Pour des raisons d'économie, tous les voiles de contreventement ont été calculés séparément, soit un total de 10 voiles.

Les tableaux seront exposés l'ensemble des résultats de sollicitations et de ferrailages des autres voiles

☞ Description des armatures verticales :

V1(L=2.4m)	V2(L=1.60m)
M=1050.30 KN.m	M=440.37KN.m
N=-153.15KN	N=770.71KN
V=330.2KN	V=89.8KN
$\sigma_1=5798.9\text{KN/m}^2$	$\sigma_1=5931.43\text{KN/m}^2$
$\sigma_2=-5160.76\text{KN/m}^2$	$\sigma_2=-1114.49\text{KN/m}^2$
$A_s=35.70\text{cm}^2$	$A_s=6.4\text{cm}^2$
$A_{vj}=10.35\text{cm}^2$	$A_{vj}=3.46\text{cm}^2$
$A_{sBAEL}=5.74\text{cm}^2$	$A_{sBAEL}=3.8\text{cm}^2$
$A_{smin}=7.2\text{cm}^2$	$A_{smin}=4.8\text{cm}^2$
$A_{sv}=46.05\text{cm}^2$	$A_{sv}=9.86\text{cm}^2$
(15HA14) × 2	(10HA12) × 2
$A_s=46.2\text{cm}^2$	$A_s=22.6\text{cm}^2$

Tableau VI.3.Description des armatures verticales

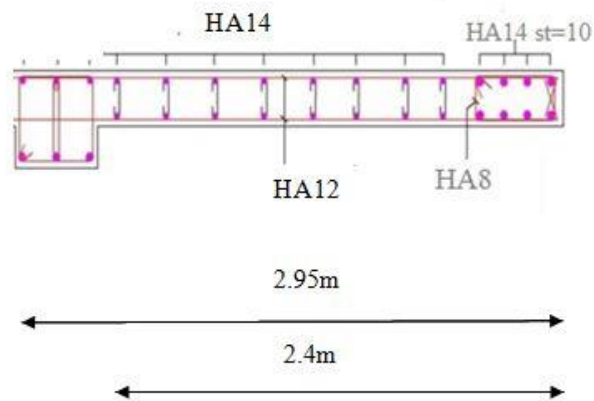
☞ Description des armatures horizontales :

voiles	A_H (cm ²)	$A_H^{adoptee}$ (cm ²)	Description des barres	S_N (cm)
V1	3	9.04	2(4HA112)	15
V2	3	9.04	2(4HA12)	15

Tableau V.4.Description des armatures horizontales

Dessin de ferrailage :

V1



V2

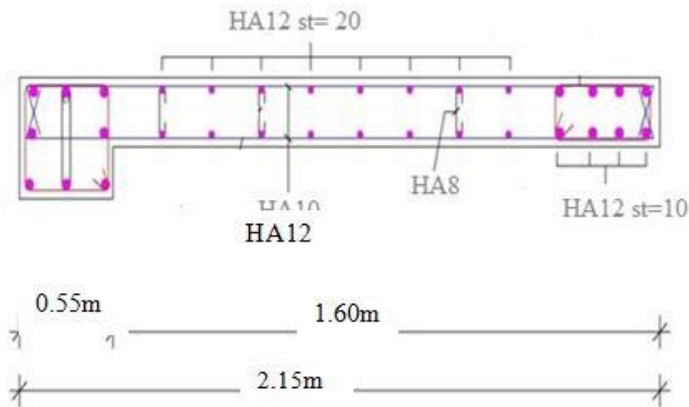


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des voiles

Chapitre VII

Etude des fondations

VII.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.

VII.2: Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

✚ **Fondations superficielles :**

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

✚ **Fondations profondes :**

- fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

✚ **Fondations spéciales :**

- fondation avec sous pression d'eau
- fondation en terrain instable
- fondation anti-vibratile.

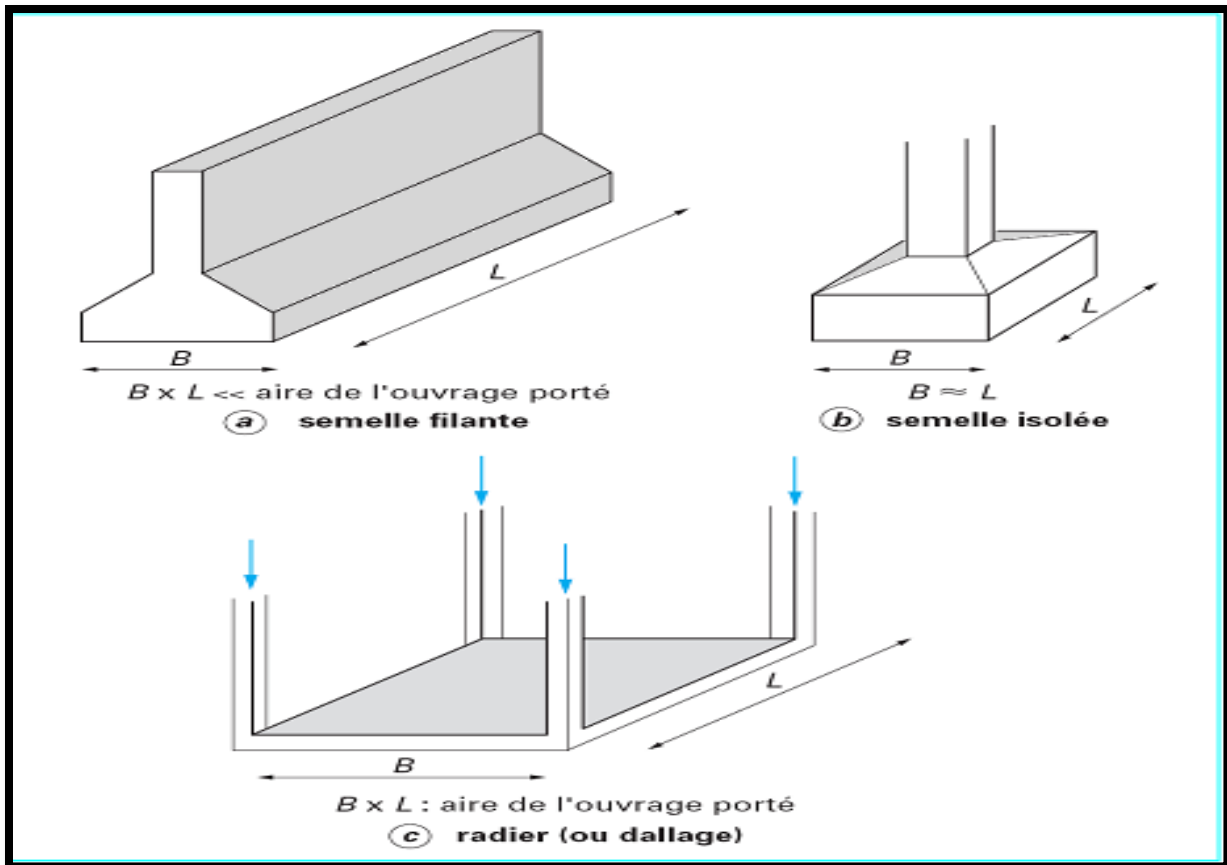


Figure VII.1: Type des semelles superficielles.

VII.3: 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 : 3145675 Kg

$$S_{tot \text{ des fondation}} = \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{31456.75}{280} = 112.34m^2$$

$$S_{tot \text{ du projet}} = 272.65m^2$$

$$\frac{\sum S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} \times 100 = \frac{112.34}{183.2} \times 100 = 61.32\% < 50\%$$

⇒ on adopte radier général

VII.4. Définition du radier général : Un radier général est une fondation superficielle

constituée par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment et parfois cette semelle déborde par consoles extérieures, il est travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

Le radier se trouve justifié, si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- ▶ de la faible capacité portante du sol.
- ▶ des charges élevées du bâtiment.
- ▶ du rapprochement des poteaux.
- ▶ des difficultés d'établir des pieux (vibration nuisible).
- ▶ de charges excentrées en rive de bâtiment.

VI.4.1. Pré dimensionnement de radier :

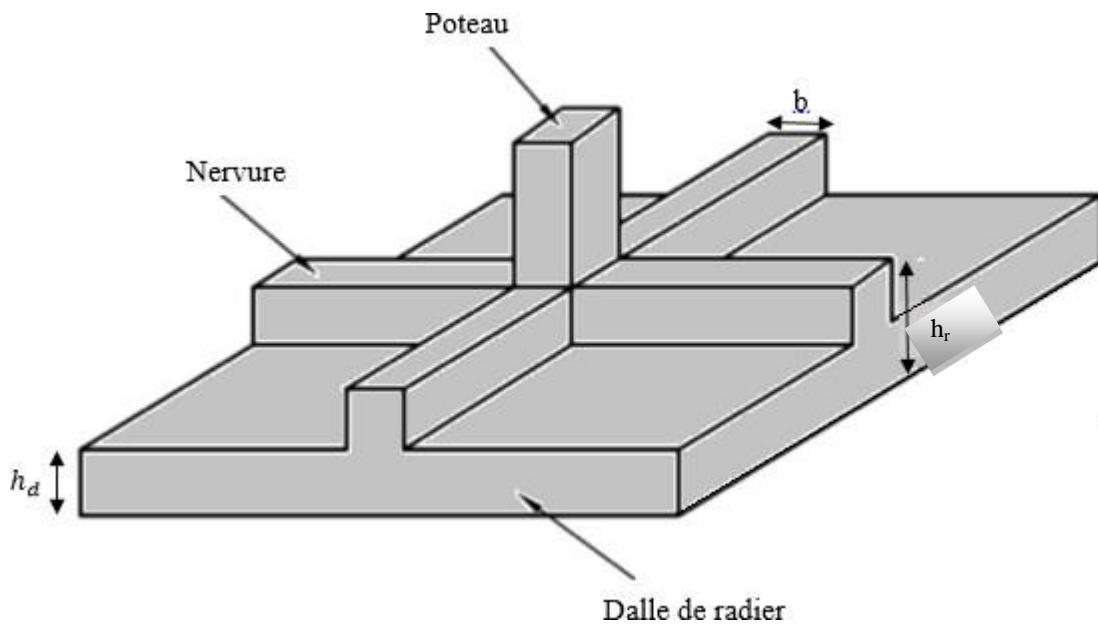


Figure VII.2. Dimension du radier.

1) Calcul la hauteur total du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur de radier doit avoir au minimum 25 ($h_{min} \geq 25cm$)

b) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L_{max} : le plus grande distance entre deux files successives, on a :

$L_{max} : 4.90 m$

Donc on aura :

$$\frac{5.35}{8} \leq h_r \leq \frac{5.35}{5} \rightarrow 0.66 \leq h \leq 1.07$$

Prendre :

On adopte $h_r = 90$

2) Hauteur de nervure :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier a un plancher infiniment rigide ; la hauteur de nervure doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{5.35}{9} \leq h \leq \frac{5.35}{6} \rightarrow 0.59 \leq h \leq 0.89$$

Prendre :

h_n = 60

3) Débord de radier :

le débord doit vérifier la condition suivante :

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max(30; 30cm) = 30cm$$

On adopte un débord de longueur D=30cm

4) Hauteur de la dalle de radier :

La hauteur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq \frac{L}{20} \rightarrow h_d \geq \frac{535}{20} = 26.7$$

On adopte h_d = 30cm

5) La surface minimale du radier :

Nous avons :

N_{ser} = 31456.75KN

σ_{sol} = 280 KN/m²

$$\frac{N}{S} \leq \sigma \rightarrow S \geq \frac{31456.75}{280} \rightarrow S = 112.34 m^2$$

A L ELU :

N_{ELU} = 40567.65KN

σ_{sol} = 1.5 × σ_{sol} = 420 KN/m²

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{ELU} \geq \frac{40567.65}{420} \rightarrow S_{elu} = 96.58m^2$$

On a la surface du bâtiment est S = 210.73m²

S_{Débord} = D x P

P : le périmètre de la structure = 61.8m

S = 0.3 x 61.8 = 18.54 m²

Donc la surface de radier est égale :

$$\max[S_{BAT}; S_{ELS}; S_{ELU}] + S_{débord} = S_{ELS} + S_{débord}$$

S_{radier} = 210.73 + 18.54 = 229.27 m²

A) Vérification :

1) vérification de cisaillement :

La vérification se fera pour une bande de 1 m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$$

$$v_u = \frac{N_U \times L_{MAX}}{2 \times S_{radier}} = \frac{40567.65 \times 5.35}{2 \times 229.27} = 473.32 KN/ml$$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 d} = \frac{473.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.275} = 1.72 MPA$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPA\right] = \min\left[\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPA\right] = 2.5MPA (fissuration très préjudiciable)$$

$$\tau_u = 1.72MPA \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPA \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Vérification au non – poinçonnement :

Chapitre VII :Etude des fondations

Le poinçonnement a pour effet d'engendrer une fissuration de 45° à partir de coté d'application, si une dalle est de faible épaisseur et soumise à une charge concentrée, la charge a risque de traverser la dalle, ce phénomène appelé poinçonnement.

Les armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_n \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : charge de calcul vis-à-vis de LELU.

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_n : est la hauteur de radier .

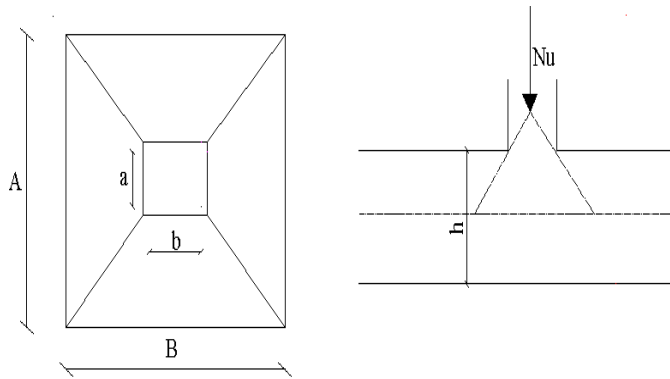
pour le poteau le plus sollicité :

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h)$$

Pour le voile le plus sollicité pour une bande de 1m :

$$U_c = 2 \times (a + 1 + 2h)$$

Figure VII.3. Zone de contact poteau - radier



Poteau le plus sollicité :

$$N_u = 1949.22 \text{ KN}$$

$$U_c = 2 \times (0.55 + 0.55 + 2 \times 0.9) = 5.8 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times h_n \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 5.8 \times 10^3 \times 0.6 \times 25 / 1.5 = 2610 \text{ KN}$$

$$N_u = 1949.22 \text{ KN} \leq 2610 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le voile le plus sollicité :

$$N_u = 1995.71 \text{ KN}$$

$$U_c = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 0.9) = 6 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times h_n \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 6 \times 10^3 \times 0.6 \times 25 / 1.5 = 2700 \text{ KN}$$

$$N_u = 1995.71 \text{ KN} \leq 2700 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : notre radier est en sécurité vis-à-vis le phénomène de poinçonnement

2) Vérification au renversement : 0.8G+E :

Selon (RPA99/version 2003/A10.1.5) quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c-à-d. qu'on doit vérifier la condition suivante :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticale

M : Moment du renversement (du au séisme à la base).

N : La résultante des forces verticales.

B : longueur du bâtiment.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul

sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$
x-x	165.48	39792.56	0.0042	5.57	Condition vérifié
y-y	2845.38	39792.56	0.072	2.36	Condition vérifié

Tableau VII.1 : vérification de la stabilité au renversement

VII.4.2.Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle d une épaisseur 50 cm ; appuyé sur les voiles et les poteaux soumise à une charge uniformément répartie.

1) Ferraillage de la dalle radier :

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le plus sollicité et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x = 5.35\text{cm}$ $L_y = 5.02\text{ cm}$

La charge ultime et la charge de service seront calculée pour une bande de 1 mètre linéaire (b=1m) :

$S_{\text{radier}} = 229.27\text{ m}^2$

$N_u = 39792.56\text{ KN}$

$N_{\text{ser}} = 31456.75\text{ KN}$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times b = \frac{39792.56}{229.27} \times 1 = 173.56\text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{SER}}}{S_{\text{radier}}} \times b = \frac{31456.75}{229.27} \times 1 = 137.20\text{ KN/ml}$$

On doit calculer le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Avec : L_x : petite portée du panneau ;

L_y : grande portée du panneau.

Deux cas peuvent se présenter :

* Cas ou $\rho < 0.4$: le panneau porte dans un seul sens.

Les moments développés au centre du panneau ont pour expression :

$$M_{ox} = \frac{ql^2}{8}$$

* Cas ou $0.4 < \rho < 1$: le panneau porte dans les deux sens.

1/ Dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = \mu_x \times p \times L_x^2$

2/ Dans le sens de la grande portée : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Donc :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{535}{502} = 1.06 > 0.4 \rightarrow \text{donc la dalle porte dans les deux sens}$$

A partir des tableaux on na :

$$\left. \begin{array}{l} \mu_{x,u} = 0.0308 \qquad \mu_{y,u} = 1 \\ \mu_{x,s} = 0.03707 \qquad \mu_{y,s} = 1 \\ M_{ox,u} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0368 \times 197.25 \times 5.35^2 = 174.28 \text{ KN.m} \\ M_{oy,u} = \mu_y \times M_{ox,u} = 1 \times 174.28 = 174.28 \text{ KN.m} \\ M_{ox,s} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0442 \times 140.93 \times 5.35^2 = 149.56 \text{ KN.m} \\ M_{oy,s} = \mu_y \cdot M_{ox,s} = 1 \times 149.56 = 149.56 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

Donc les moments dans la dalle partiellement encastré, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

A L'ELU :

- En travée :

$$M_{t,x,u} = M_{t,y,u} = 0.85M_{ox,u} = 0.85 \times 174.28 = 148.14 \text{ KN.m}$$

- En appui :

$$M_{a,x,u} = M_{a,y,u} = -0.5M_{ox,u} = -0.5 \times 174.28 = -87.14 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

- En travée :

$$M_{t,x,s} = M_{t,y,s} = 0.85M_{ox,s} = 0.85 \times 149.56 = 127.13 \text{ KN.m}$$

- En appui :

$$M_{a,x,s} = M_{a,y,s} = -0.5M_{ox,s} = -0.5 \times 149.56 = -74.78 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des efforts tranchants (ELU) :

A L'ELU :

$$V_U = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{1}} = \frac{197.25 \times 4.90}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1.15}{1}} = 256.13 \text{ KN}$$

c) Calcul ferrailage à L'ELU :

• En travée :

Dans le sens (x-x) et (y-y) :

$h=30 \text{ cm}$ et $d=27.5 \text{ cm}$ $b=100 \text{ cm}$ $d'=2.5 \text{ cm}$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} \rightarrow \gamma = \frac{148.14}{124.13} = 1.19$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{148.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.275^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_{bu} = 0.138$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.19 - 0.1776 \rightarrow \mu_{lu} = 0.228$$

$$\mu_{bu} = 0.138 \leq \mu_{lu} = 0.228 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.138}) = 0.186$$

$$\alpha = 0.186 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z_b = 0.275(1 - 0.4 \times 0.186) = 0.255 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{148.14 \times 10^{-3}}{0.255 \times 348} \rightarrow A_s = 16.69 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage minimale : (Condition de non fragilité) :**

$$A_s^{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \left\{ \frac{100 \times 30}{1000}; 0.23 \times 100 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On a :

Suivant x et y :

$$A_s = 16.69 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 3.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition verifier}$$

$$A_s = 16.69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : } \mathbf{10T16} \text{ avec : } A_s = 20.11 \text{ cm}^2$$

► **L'espacement S_t**

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \leq \min\{1.5h; 20 \text{ cm}\} = \{45; 20\} = 20 \text{ cm}$$

• **En appuis :**

$$M_{\max} = M_{a,x,u} = 87.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M_{a,x,s} = 74.78 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} \rightarrow \gamma = \frac{87.14}{74.78} = 1.165$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{87.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.275^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_{bu} = 0.081$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.165 - 0.1776 \rightarrow \mu_{lu} = 0.219$$

$$\mu_{bu} = 0.081 \leq \mu_{lu} = 0.219 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.081}) = 0.106$$

$$\alpha = 0.106 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z_b = 0.275(1 - 0.4 \times 0.106) = 0.263 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{87.14 \times 10^{-3}}{0.263 \times 348} \rightarrow A_s = 9.52 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage minimale : (Condition de non fragilité) :**

$$A_s^{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \left\{ \frac{100 \times 30}{1000}; 0.23 \times 100 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On a :

Suivant x et y :

$$A_s = 9.52 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 3.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition verifier}$$

$$A_s = 9.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : } \mathbf{10T12} \text{ avec : } A_s = 11.31 \text{ cm}^2$$

► **L'espacement S_t**

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{9} = 11.5 \text{ cm} \leq \min\{1.5h; 20 \text{ cm}\} = \{45; 20\} = 20 \text{ cm}$$

VII.5.Dessin de ferrailage :

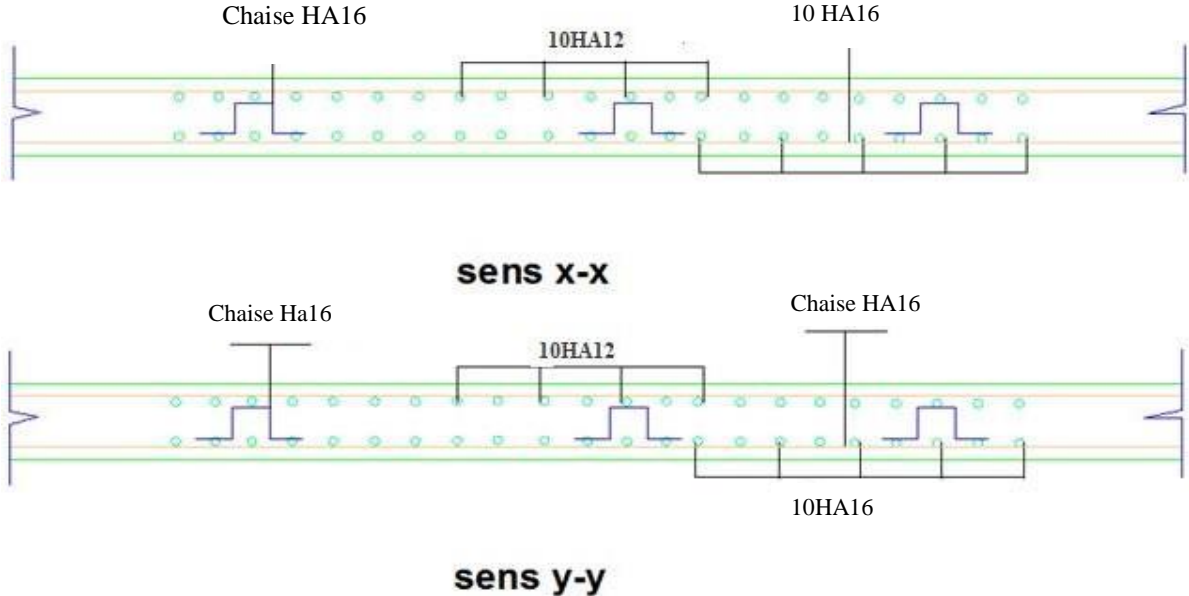


Figure VII.4.Schéma de ferrailage du radier.

VII.6.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 (cout relatif des différentes solutions possibles).

Conclusion général

Conclusion général

Conclusion général

L'étude de ce projet est notre première véritable épreuve avant d'entrer dans la vie active, elle nous a permis d'approfondir nos connaissances des problèmes de conception et d'étude les ouvrages en béton armé.

Nous avons pris conscience du grand développement du génie civil à tous les niveaux, en particulier dans le domaine des technologies de l'information (logiciels de calcul), parmi lesquels nous citons l'exemple d'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019, avec lequel nous avons appris à travailler et à utiliser au cours la mise en œuvre de ce projet ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Cela se fait par la lecture de diverses références bibliographiques.

Nous avons réalisé ce projet sur la base de trois critères, à savoir la résistance des éléments porteur du bâtiment stabilité de sa forme face aux différentes menaces pour assurer la sécurité et l'adaptation des usagers et la norme économique. Après étude de ce projet, il a été constaté que :

- Renforts : il a été observé que de nombreux éléments structuraux sont peu renforcés suggérés par RPA99 v 2003.
- Armatures excédentaires nous avons dû augmenter la section de béton, sans nous référer aux dimensions précédentes.

L'importance de la qualité de voiles qui seront posées sur la couque a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière face au séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Utilisation de l'interface graphique (d'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019).

Visualiser la nature et la sévérité des limitations a été utile dans notre cas.

En fin de compte, nous espérons que cet humble acte apportera plus à notre département et sera utilisé dans les futures mises à niveau.

Bibliographie et Référence

Bibliographie et Référence

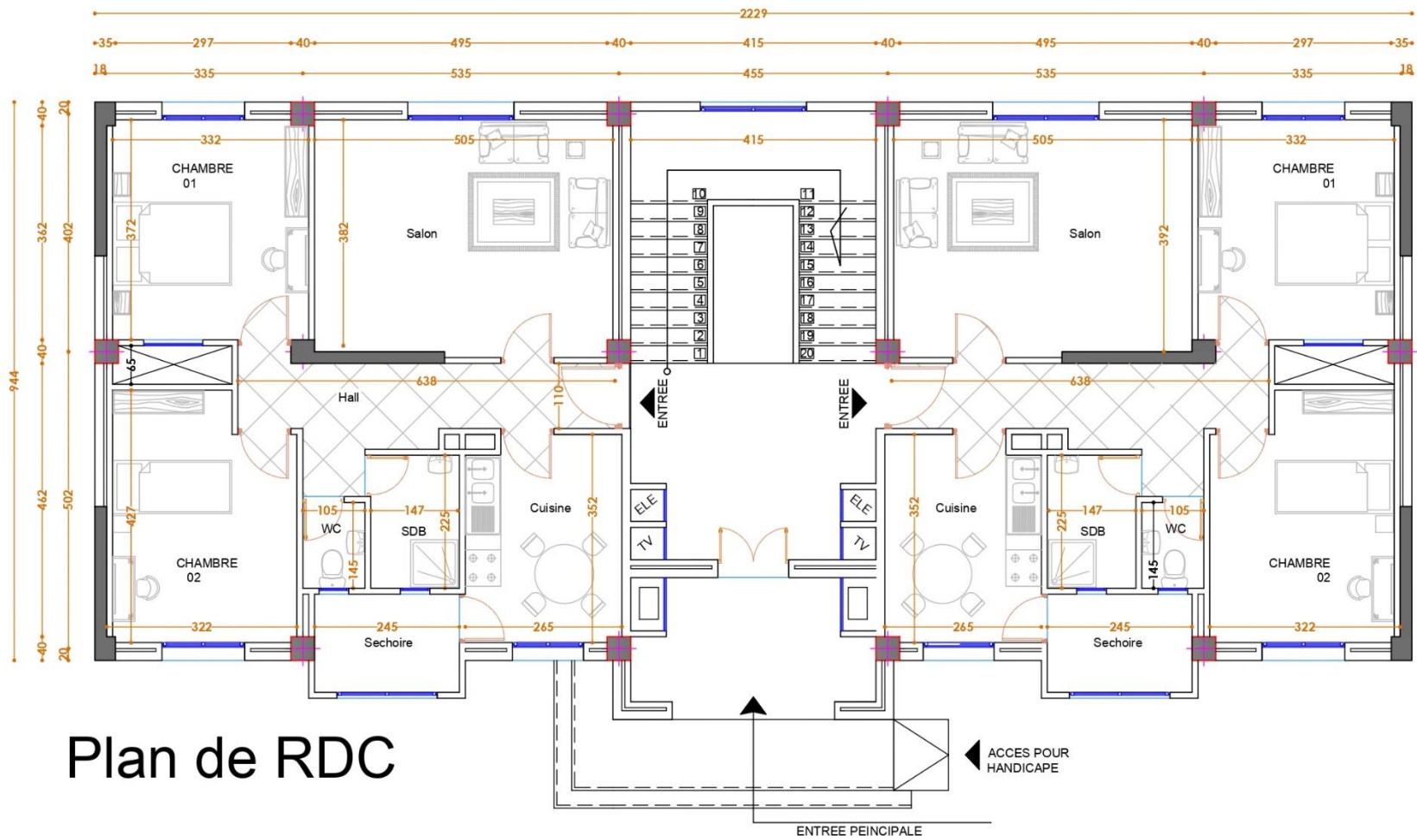
Bibliographie et Référence

Règlement :

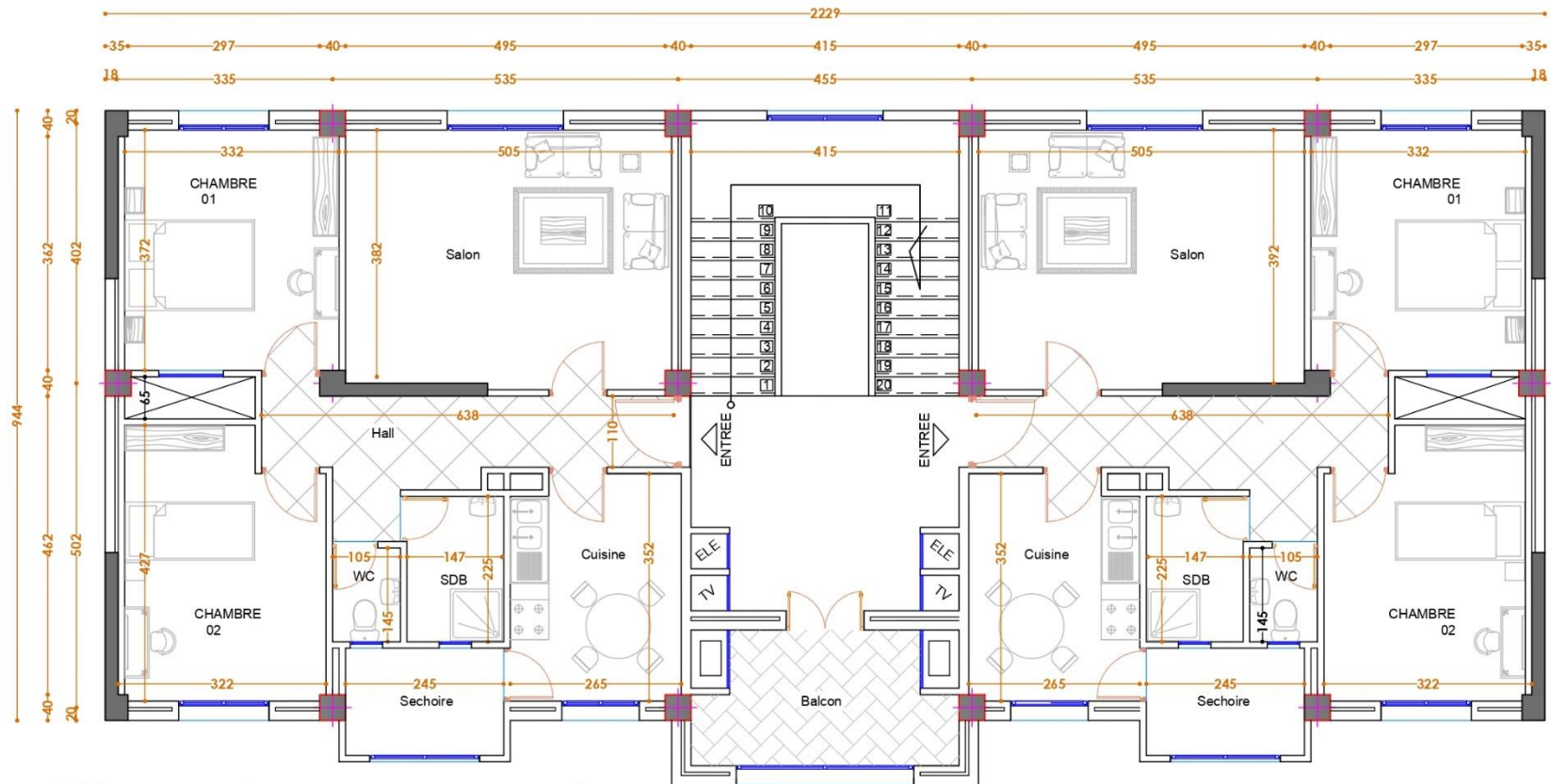
- ✓ Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93
- ✓ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91.
- ✓ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.

Logiciels :

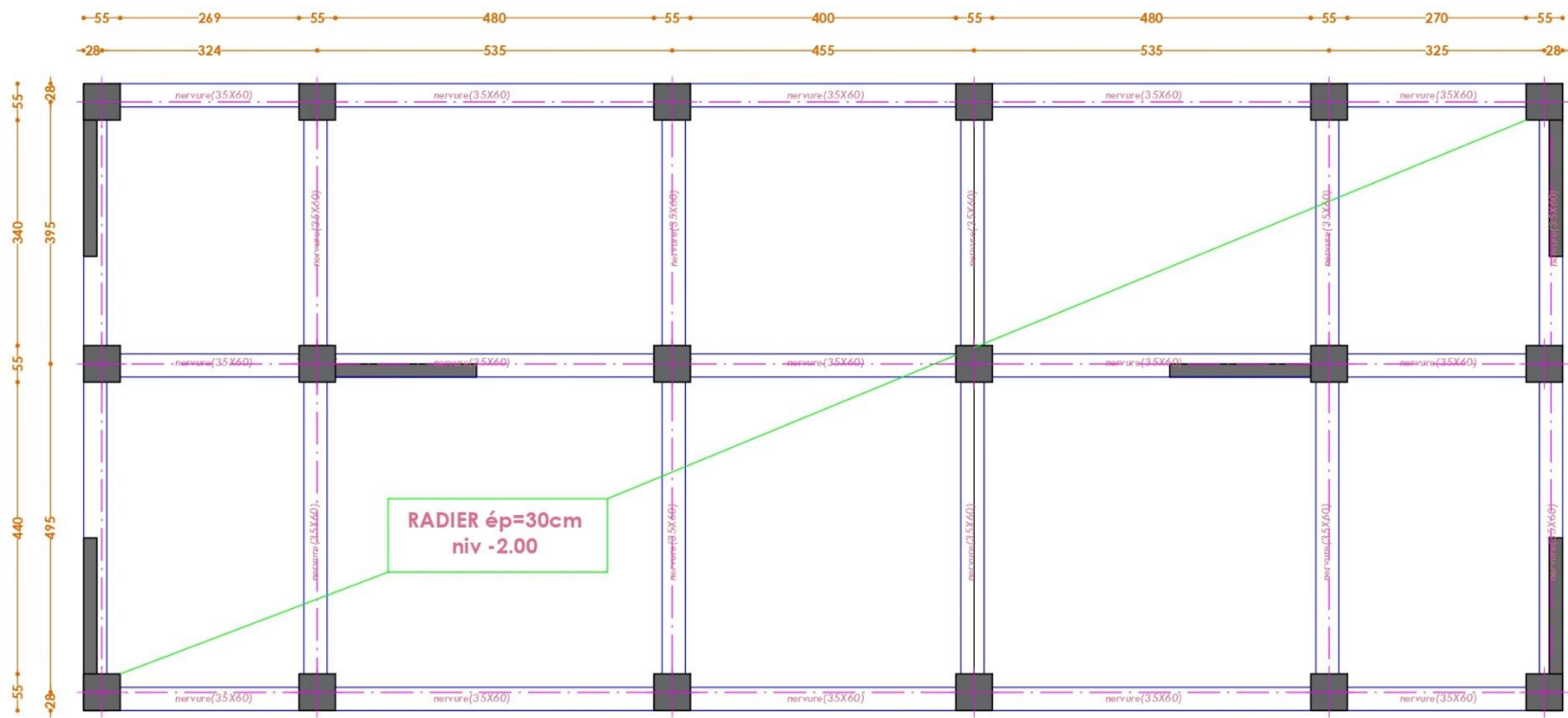
- ▲ Logiciel d'analyse des structures ROBOT v 2019
- ▲ WORD 2010
- ▲ AUTO CAD 2019 Sites internet
- ▲ <https://dspace.univ-bba.dz:443/xmlui/handle/123456789/2561>
- ▲ <https://www.secribd.com/document/507968989/Mémoire-Final-Manef-Bourmel2020-1/>



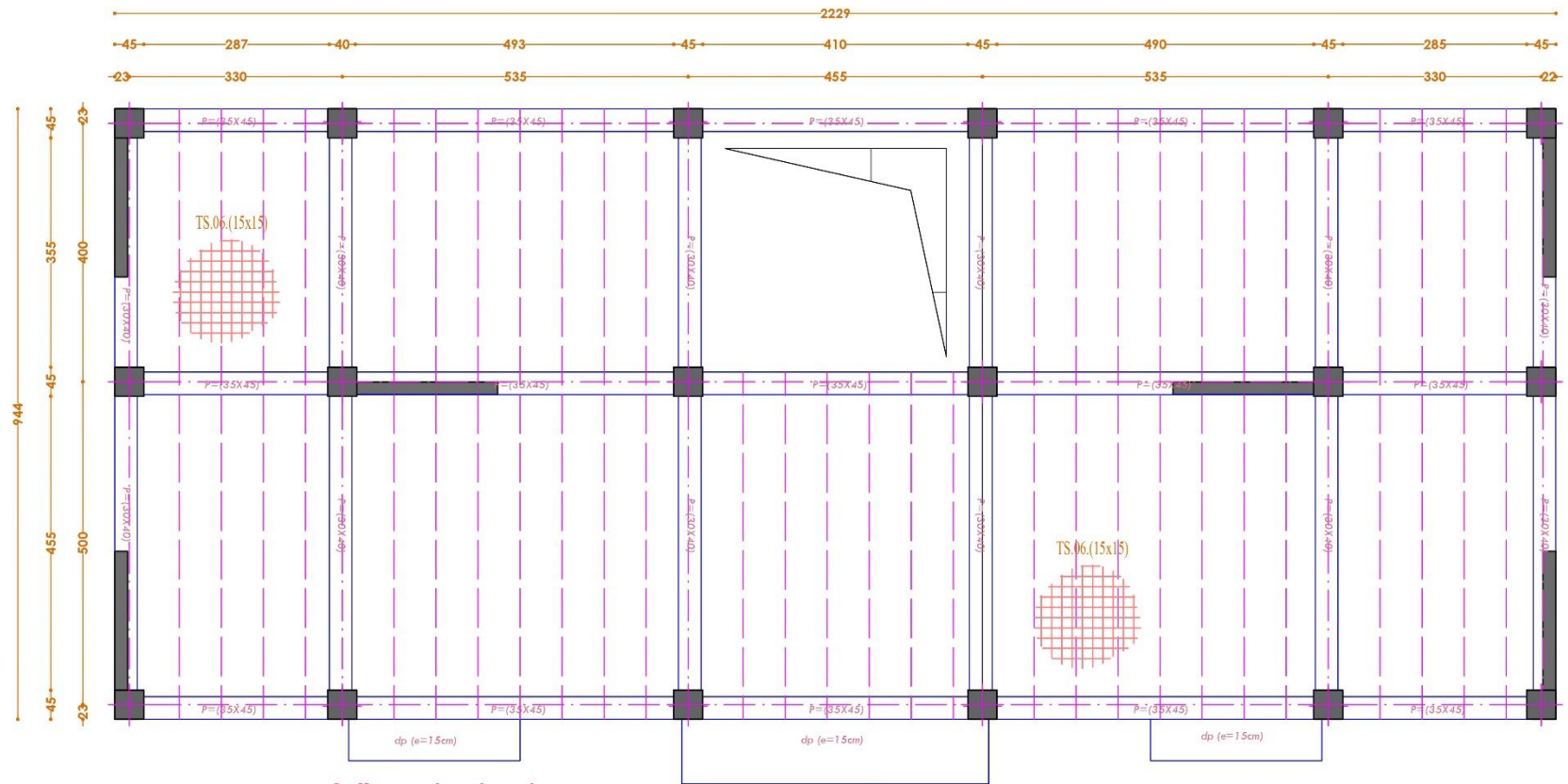
Plan de RDC



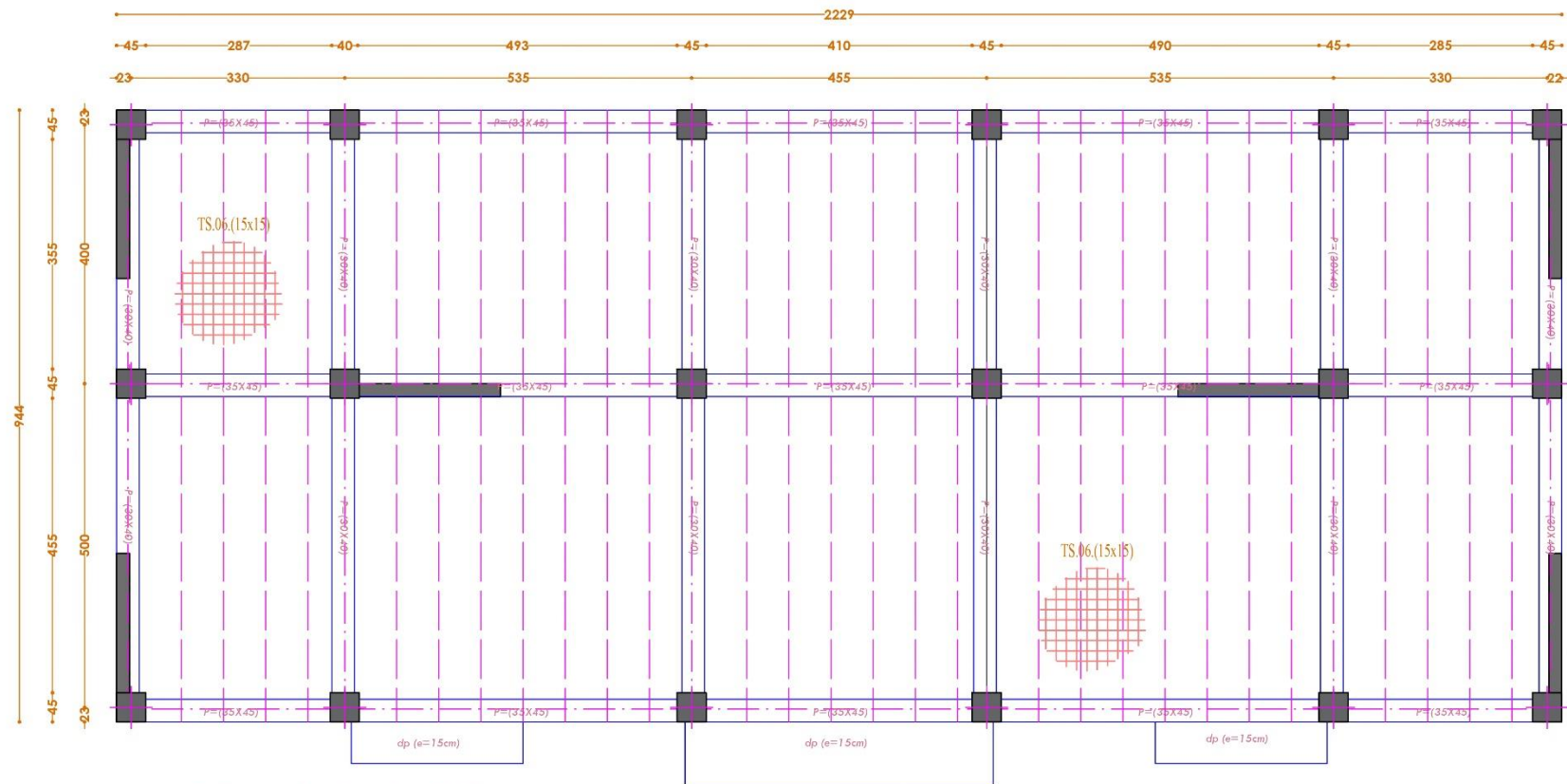
Plan etage courant



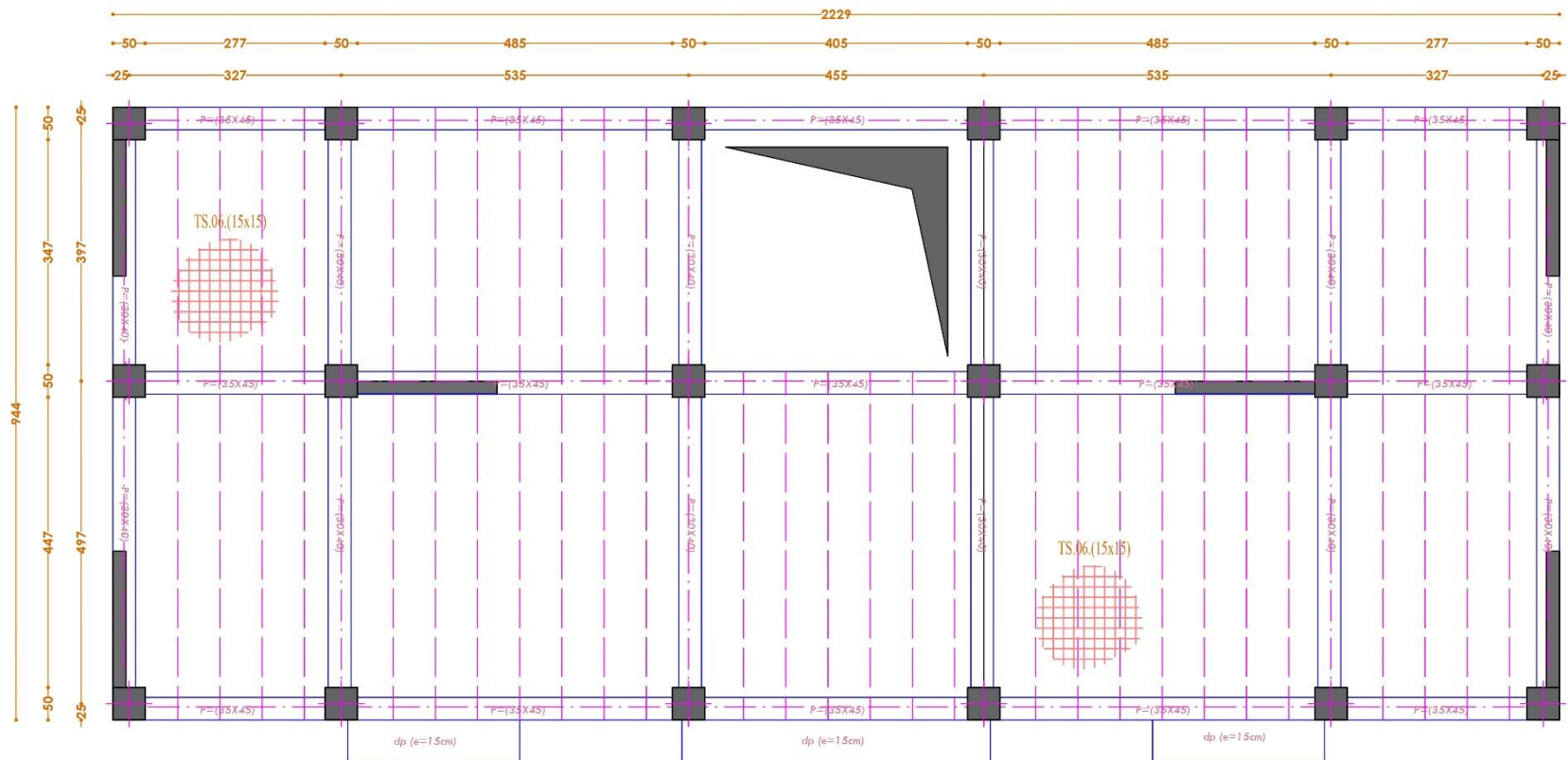
Plan de fondation



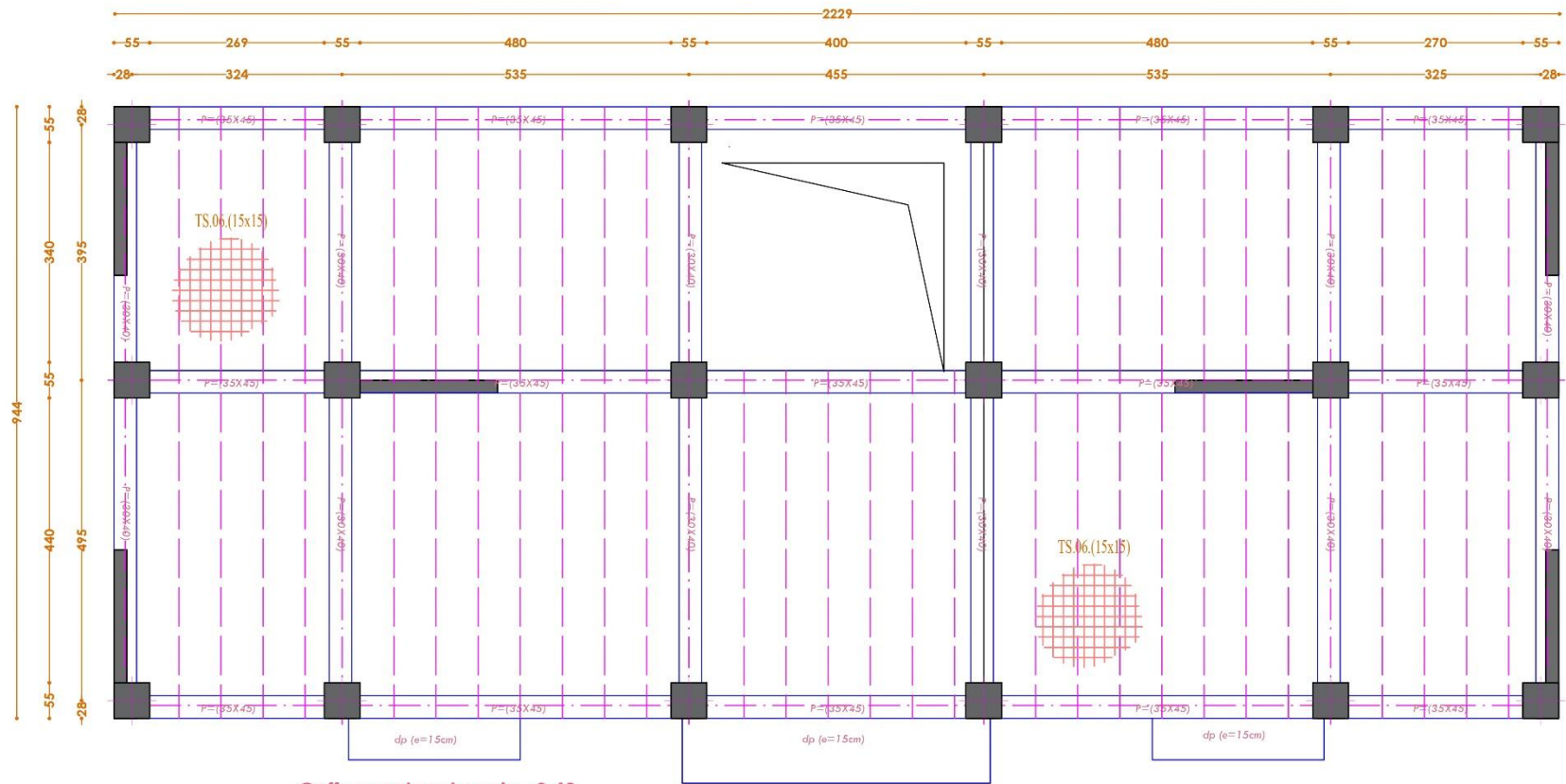
Coffrage plancher niv
 +13.60,+17.00,+20.40,+23.80,+27.20,+30.60,+34.00)



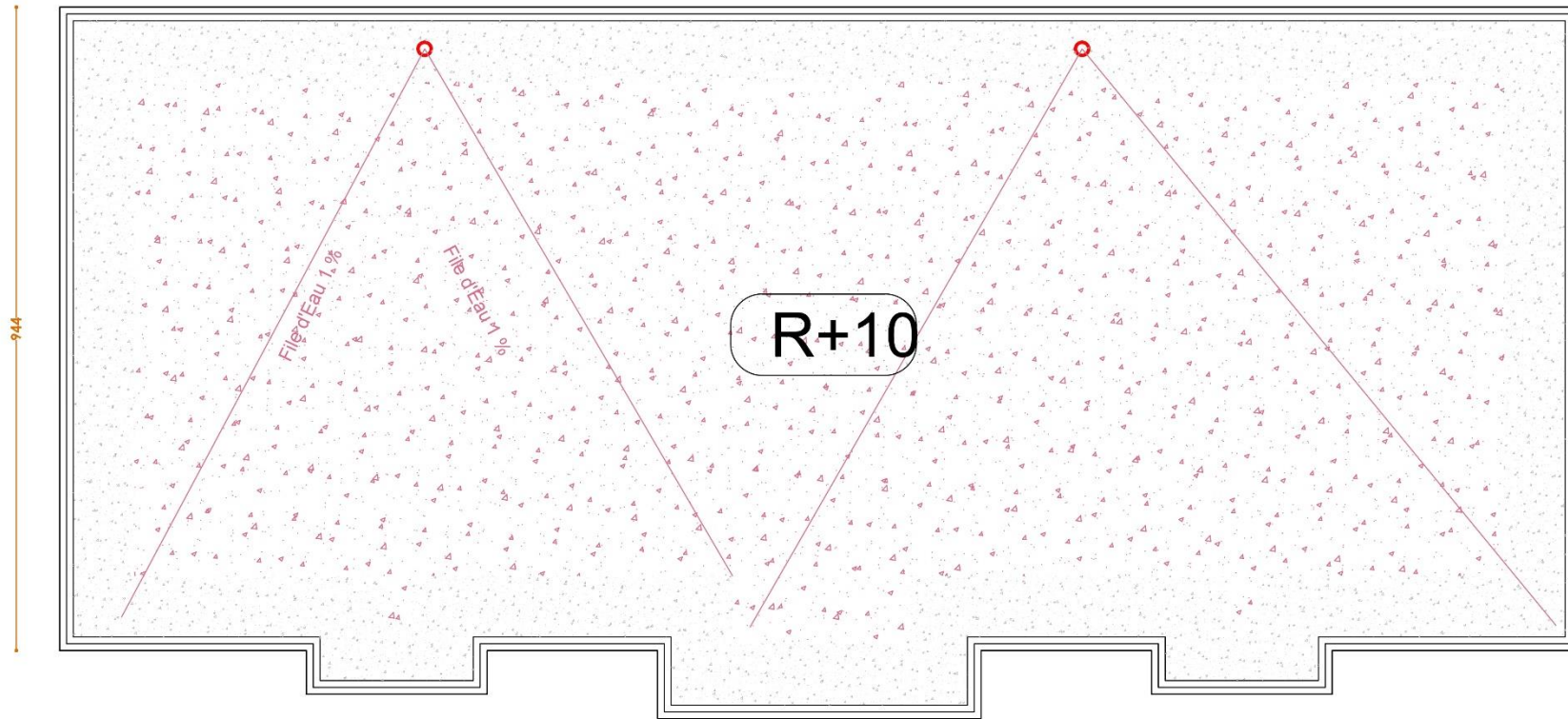
Coffrage plancher niv +37.40



**Coffrage plancher niv
 +6.80,+10.20**



Coffrage plancher niv +3.40



PLAN TERRASSE