



Faculty of Sciences and Technology
Civil Engineering Department

كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Structure

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR R+11+ SOUS-SOL A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL.**

Présenté par :

BENHATTAB Marwa.

Soutenu le 27/06/2024 devant le jury composé de :

Dr. ZELMAT Yassine

Président

Université de Mostaganem

Dr. BELBACHIR Nessrine

Examinatrice

Université de Mostaganem

Dr. BELGUESMIA Khalil

Encadrant

Université de Mostaganem

REMERCIEMENT

Mes premiers remerciements à Dieu Tout-Puissant, qui m'a donné la force et la patience pour mener à bien ce travail.

À ma famille et mes amis qui m'ont encouragé et soutenu durant toute la période de nos études

Gloire à Celui qui nous a donné la santé, la force, la patience et la sagesse pour atteindre cette étape de mes études.

Je remercie mon encadrant, Mr. BELGUESMIA KHALIL, qui a fait tout ce qui était en son pouvoir pour m'aider à mener à bien ce travail grâce à ces précieux conseils.

Je remercie également tous les professeurs qui m'ont encadré durant ce semestre et qui m'ont aidé et guidé dans la préparation de cette thèse.

Enfin, je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué directement ou indirectement au bon déroulement de ce projet de Fin d'Etudes.

DIDICACE

" وما توفيقي الا بالله عليه توكلت واليه أنيب "

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ Toute la famille « BENHATTAB » et « DJAAFRI ».
- ❖ Cher père MILOUD, Cher mère FATIHA *que dieux les protèges.*
- ❖ A mes très chères sœurs.
- ❖ A ma très cher nièce Sarah.
- ❖ A mon très cher frère.
- ❖ A mes chers tentes et oncles.
- ❖ A toutes mes amies.
- ❖ A tous ceux qui me connaissent.

MARWA

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation et commercial, constitué d'un sous-sol, REZ de chaussée+ 11 étages, Implanté dans la wilaya de Mostaganem. Cette étude se compose de sept parties.

-la première partie :

C'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment.

-la deuxième partie :

Le prédimensionnement des éléments de la structure.

-la troisième partie :

A été consacrée aux l'étude du dalle plein et dalles corps creux.

- la quatrième partie :

Le dimensionnement des éléments secondaires

(L'escalier, Balcon, l'acrotère et l'ascenseur).

- Cinquième partie :

- l'étude dynamique de la structure a été entamée dans cette partie avec l'aide d'un logiciel de calcul génie civil.

- Sixième partie :

L'étude des éléments de structure (portique et voile)

- la dernière partie :

- Comprend le ferrailage de fondation.

- Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL 91, modifiée 99 et des règlements parasismiques algériennes RPA99 / 2003.

Mots clés :

- bâtiment ; l'étude dynamique ; le ferrailage.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى مخصص للاستعمال السكني والتجاري يتكون من سرداب وطابق أرضي + 11 طابقا، يقع في ولاية مستغانم. تتكون هذه الدراسة من سبعة أجزاء.

الجزء الاول

..هذا هو الوصف العام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر المبنى

الجزء الثاني

.التحجيم المسبق للعناصر الهيكلية

الجزء الثالث

..تم تخصيصه لدراسة البلاطات المصمطة و المجوفة

الجزء الرابع

.تحجيم العناصر الثانوية (السلم، الشرفة، السور والمصعد)

الجزء الخامس

تم فيه الدراسة الديناميكية للهيكل في هذا الجزء بمساعدة برنامج حساب الهندسة المدنية

الجزء السادس

دراسة العناصر الإنشائية (الروافد و الاعمدة)

الجزء الأخير

يشمل دراسة الأساس وذلك مع الأخذ بعين الاعتبار توصيات BAEL 91 المعدلة 99 واللوائح الزلزالية الجزائرية

. RPA99 / 2003

الكلمات المفتاحية

.مبنى؛ دراسة ديناميكية؛ التسليح بالحديد-

Abstract:

This project presents a detailed study of a building for residential and commercial use, consisting of a basement, GROUND FLOOR + 11 floors, located in the wilaya of Mostaganem.

This study consists of seven parts.

-the first part :

This is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements.

-the second part :

Pre-sizing of structural elements.

-the third part :

Was devoted to the study of solid slabs and hollow body slabs.

- the fourth part :

Sizing of secondary elements

(The staircase, balcony, parapet and elevator).

- Fifth part:

- the dynamic study of the structure was started in this part with the help of civil engineering calculation software.

- Sixth part :

The study of structural elements (gantry and sail)

- the last part :

- Includes foundation reinforcement.

- This, taking into account the recommendations of **BAEL 91**, modified **99** and the Algerian seismic regulations **RPA99 / 2003**.

Keywords:

- building; dynamic study; reinforcement.

Sommaire

I.1 Introduction générale	1
CHAPITRE I	
I.1.PRESENTATION DE L’OUVRAGE :	3
I.1.1. DESCRIPTION ARCHITECTURALE :	3
I.1.2. DESCRIPTION STRUCTURALE :	4
I.2. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES :	4
I.3. LES ETATS LIMITES :	4
I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :	5
I.5. Logiciels utilisés :	7
CHAPITRE II	
II.1. INTRODUCTION :	9
II.2. PRE DEMENTIONEMENT :	9
II.2.1 Planchers à corps creux :	9
II.2.2. Prédimensionnement des poutrelles :	10
II.1 Plancher à dalle pleine :	13
II.1 BALCON	14
II.3 Murs Extérieurs	14
II.4 Escaliers :	15
II.5 l’acrotère	21
II.6 Les poutres principales	22
II.7 Les poutres secondaires	23
II.8 Les poteaux	24
II.9 Les voiles	25
II.10 DESCENTE DE CHARGES :	26
Conclusion	34
CHAPITRE III	
III.1. Introduction :	36
III.2 Etude poutrelle étage courant :	36
III.5. Etude poutrelle étage sous-sol :	42
III.2. Etude des dalles pleines :	47
CHAPITRE IV	

IV.1. Les balcons.....	64
IV.2.L'acrotère :	68
IV.3.LES ESCALIER	73
IV.4. La poutre palière :	93
IV.5.Etude de l'ascenseur.....	96
CHAPITRE V	
V.1.INTRODUCTION :	105
V.3. Méthodes de calcul	105
V.2. Choix de la méthode de calcul :	106
CHAPITRE VI	
VI .1 Introduction	120
VI.2Les Poutre :	120
VI.3. LES poteaux :.....	128
VI.4. Voiles de contreventement :.....	136
VI.5. Voile périphérique :	142
VI. 4. Voile périphérique :	147
CHAPITRE VII	
VII.1. FONDATIONS	155
VII.2Introduction.....	155
VII.3 Le choix du type de fondation	155
Conclusion générale :	167
Bibliographie :.....	169
ANNEXE	171
Les plans :.....	173

Liste des figures

Figure 1: implantation du bâtiment.	3	
Figure 2: Diagramme Contraintes-Déformations du béton.	6	
Figure 3: Diagramme contraintes- Déformations de l'acier.	7	
Figure 4: plancher à Corps creux.	10	
Figure 5: schéma de la poutrelle.	10	
Figure 6: Plancher Terrasse inaccessible.	11	
Figure 7: Plancher étage courant.	12	
Figure 8 : mur extérieur.	14	
Figure 9: Schéma d'escalier.	16	
Figure 10: Escalier a trois volée.	16	
Figure 11 : Volée 1 et 3 (sous-sol et RDC).	17	
Figure 12 : Volée 2 (RDC et sous-sol).	18	
Figure 13 : Volée 1 et 3 (Etage courant).	19	
Figure 14 : schéma du voile 2 étage courant.	20	
Figure 15 : Schéma de l'acrotère.	21	
Figure 16: Schéma du Poutreau.	25	
Figure 17: Schéma du voile.	25	
Figure 18: moment fléchissant de la poutrelle.	37	
Figure 19 : effort de tranchant.	39	
Figure 20: ferrailage en appuis.	Figure 21: ferrailage en travée.	41
Figure 22 : Disposition des armatures de la dalle de compression.	42	
Figure 23 : moment fléchissant.	43	
Figure 24 : effort tranchant.	44	
Figure 25 : Schéma du ferrailage en travée des dalles. (Nappes inférieures).	62	
Figure 26: Schéma du ferrailage en appui des dalles.	62	
Figure 27 : schéma du balcon.	65	
Figure 28 : Ferrailage du balcon.	69	
Figure 29 : Schéma de l'acrotère.	69	
Figure 30: ferrailage de l'acrotère.	74	
Figure 31 : moment fléchissant.	75	
Figure 32 : effort tranchant.	75	
Figure 33 : Ferrailage de l'escalier.	79	
Figure 34 : moment fléchissant.	80	
Figure 35 : effort tranchant.	80	
Figure 36 : ferrailage de l'escalier (volée 2).	84	
Figure 37 : moment fléchissant.	85	
Figure 38 : effort tranchant. Le moment max à $x=2.46m$: $M_{max} = 46.59 KN.m$	85	
Figure 39 : ferrailage de l'escalier.	89	
Figure 40 : Schéma de moment fléchissant.	90	
Figure 41 : Schéma de l'effort tranchant.	90	
Figure 42 : ferrailage de l'escalier.	94	
Figure 43 : ferrailage de la poutre palière.	97	
Figure 44 : Schéma de ferrailage de dalle du local machine.	104	
Figure 45: vue en plan et en 3D de la structure.	107	

Figure 46 : disposition des voiles.	109
Figure 47. : structure du bâtiment en 3D.	113
Figure 48 : mode 1 en sens Y.	114
Figure 49: mode 2 en sens X.	114
Figure 50: mode 3 (torsion).	115
Figure 51: Ferrailage de la poutre principale (30X40).	126
Figure 52: Ferrailage de la poutre non porteuses (30X35).	130
Figure 53: Sollicitation sur les poteaux.	131
Figure 54: Ferrailages des poteaux.	138
Figure 55 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	143
Figure 56 : Disposition du ferrailage du voile	144
Figure 57 : Ferrailage du voile périphérique.	149
Figure 58 : Ferrailage du voile périphérique.	155
Figure 59 : distribution des contraintes à l'ELS.	160
Figure 60 : distribution des contraintes à l'ELU.	160
Figure 61 : distribution des contraintes (combinaisons accidentelles).	161
Figure 62 : Distribution de contrainte de cisaillement τ_{xx}	162
Figure 63 : Distribution de contrainte de cisaillement τ_{yy}	162
Figure 64 : ferrailage de nervure en appuis.	167
Figure 65 : ferrailage de nervure en Travée.	168
Figure 66 : ferrailage de la dalle radier.	168

Liste des tableaux

Tableau 1: charges terrasse inaccessible.	11
Tableau 2: charge G sur le plancher étage courant.	12
Tableau 3: plancher étage courant en dalle plein.	13
Tableau 4. Charges permanent du balcon.	14
Tableau 5: Charge G du mur extérieur.	15
Tableau 6 . Charges permanent du Palier.	19
Tableau 7 : Volée RDC et sous-sol.	19
Tableau 8 : Charges G de la Volée étage courant.	19
Tableau 9 :Charge G de l'acrotère.	21
Tableau 10 : Charges permanentes [KN].	27
Tableau 11 : Surcharges d'exploitation.	28
Tableau 12 : Charges permanentes [KN].	29
Tableau 13 : Surcharges d'exploitation.	30
Tableau 14 :Vérification.	31
Tableau 15 : Le critère de stabilité des poteaux.	32
Tableau 16: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.	48
Tableau 17 : calcul des armature.	75
Tableau 18 : calcul des armature.	80
Tableau 19 : calcul des armature.	85
Tableau 20 : calcul des armature.	90
Tableau 21 : Périodes et facteurs de participation modale.	109
Tableau 22 : La période choisie pour le calcul du facteur D .	114
Tableau 23 : Vérification des déplacements selon x-x.	115
Tableau 24 : Vérification des déplacements selon y-y.	116
Tableau 25 : Vérification de l'effet P- Δ.	117

Tableau 26 : Vérification de l'effet P- Δ.	117
Tableau 27 : Vérification de l'effort normal réduit.	118
Tableau 28 : calcul d'armature.	122
Tableau 29 : calcul d'armature.	122
Tableau 30 : la contrainte de compression du Béton.	124
Tableau 31 : Sollicitation de calcul	125
Tableau 32 : la contrainte de compression du Béton.	128
Tableau 33 : Les types de poteaux .	130
Tableau 34: Les valeurs des moments de chaque niveau.	131
Tableau 35 : récapitulatif du ferrailage des poteaux.	136
Tableau 36 : récapitulatif des sollicitations.	145
Tableau 37 :récapitulatif des sollicitations.	150
Tableau 38: récapitulatif des moment M_{xx}(KN.M/ml)	162
Tableau 39: récapitulatif des moment M_{yy}(KN.M/ml)	162
Tableau 40 : calcul des armatures à l'ELU.	162
Tableau 41 : calcul des armatures à l'ELS.	163
Tableau 42 : sollicitation de calcul.	164
Tableau 43 : calcul des armatures à l'ELU.	165

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

1 I.1 Introduction générale

L'Algérie est située dans la zone de convergence des plaques tectoniques, elle se présente donc comme une zone de forte activité sismique, et pour cette raison elle a toujours été soumise à une activité sismique intense. Mais il existe un risque à choisir une construction verticale, car elle peut provoquer des dégâts tels que des tremblements de terre.

C'est pourquoi différentes études et réglementations recommandent différents systèmes De contreventement sont destinés à réduire les mouvements et à réduire les risques d'entorses et d'entorses.

Pour éviter d'endommager la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations, à savoir Hauteur du bâtiment, utilisation et capacité portante ainsi que contraintes architecturales, Notamment la zone sismique dans laquelle se situent les travaux. C'est pourquoi les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règlements parasismiques Algériens RPA99/2003.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (**R + 11+sous-sol**) à usage D'habitation et commerciale, contreventé par une structure mixte (voiles + portiques).

Dans notre étude, outre les calculs statiques qui feront l'objet des quatre premiers chapitres, Dans le chapitre cinq, nous nous concentrerons sur la recherche de bons comportements Dynamique grâce aux différentes dispositions des voiles porteuses. Une fois c'est bien Tout en conservant l'allocation, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003).

Le calcul du ferrailage de l'élément principal sera expliqué dans Chapitre six. Enfin, le calcul de l'infrastructure, qui fera l'objet du chapitre sept.

Chapitre I : présentation du projet.

Chapitre I : présentation du projet

2 I.1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre ouvrage est un bâtiment R+11 avec sous-sol à l'usage multiple habitation et commerces, cette structure est classée par le règlement parasismique algérien (RPA99/ VESION 2003) dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à MAZAGRAN wilaya de MOSTAGANEM qui est dans la zone sismique (II a) d'après la classification sismique des wilayas est commune algérien (classification 2003)



Figure 1: implantation du bâtiment.

2.1 I.1.1. DESCRIPTION ARCHITECTURALE :

_La structure ayant une forme peu rectangulaire.

_ le bâtiment comporte 12 niveaux ayant une distribution de 4 logements par niveau de type F3 et F4.

_largeur en plan :17.50 m

_ longueur en plan :29.96 m

_ hauteur totale : 45.56 m

_ hauteur de RDC et sous-sol : 4.42 m.

_ hauteur d'étage courant : 3.74 m.

Chapitre I : présentation du projet

Sachant que le RDC du bâtiment est destiné au commerce.

2.1.1 I.1.2. DESCRIPTION STRUCTURALE :

Planchers :

Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Raison économique.

Plancher dalle pleine :

Est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures.

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

Les façades et les cloisons :

- les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements en doubles parois de Briques creuses, avec une l'âme d'air de 5cm.
- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi en brique creuse de 10cm D'épaisseur.

L'acrotère : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au Plancher terrasse qui est inaccessible.

L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels dans le cas d'un radier général.

2.2 I.2. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES :

- ✓Règlement parasismique Algérien (RPA99/2003).
- ✓ Règlement CBA93 et BAEL91.
- ✓ Différents Documents techniques règlementaires « DTR ».

2.3 I.3. LES ETATS LIMITES :

Les états limites : (BAEL91)

Chapitre I : présentation du projet

Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des Actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont

Directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

c) Caractéristiques mécaniques du sol :

Le calcul des fondations est en fonction du rapport géotechnique du sol et des recommandations du Centre de Génie Parasismique (CGS). La contrainte admissible du sol d'assise est $\sigma_s = 1.5$ bar, et sa raideur $K = 4$ Kg/cm selon le rapport géotechnique.

2.4 I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Béton :

Le béton sera dosé à 350Kg/m³ avec un CEM II CPJ 42.5.

Résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25$ MPa.

Résistance caractéristique à la traction $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPa

Modules de déformation longitudinaux de béton :

- Instantané :

- Différé :

a) Contraint admissible :

A l'état limite de service, la contraint admissible du béton est :

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

A l'état limite ultime, la contrainte de compression est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Où : $\rightarrow 1$ si la durée d'application des charges est supérieure à 24h

$\rightarrow 0,9$ si la durée d'application des charges inférieure à 34 h.

$\gamma_b = 1.5$ \rightarrow Pour les cas courants

$\gamma_b = 1.15$ \rightarrow pour les situations accidentelles.

Chapitre I : présentation du projet

Dans ces conditions la valeur calculée de la contrainte de la compression du béton est :

-Cas courant: $\sigma_{bc}=14.2$

-Cas accidentel : $\sigma_{bc} = 18.2$

b) La masse volumique du béton :

La masse volumique du béton varie entre **2200 kg/m³** et **2400 kg/m³**.

On considère réglementairement que la masse volumique du béton armé est de **2500 kg/m³**.

Le béton utilisé dans notre projet est dosé à **350 kg/m³** en ciment portland (CP) et aura une masse volumique de **25 KN/m³**.

c) Les proportions de 1m³ de béton sont :

- 350 kg/m³ de ciment (CEM II CPJ 42.5).

- 400 Kg/m³ de sable ($\varnothing \leq 5$ mm).

- 800 Kg/ de gravillon ($\varnothing \leq 25$ mm).

- 175 L/m³ d'eau.

d) Diagramme contraintes- Déformations du béton :

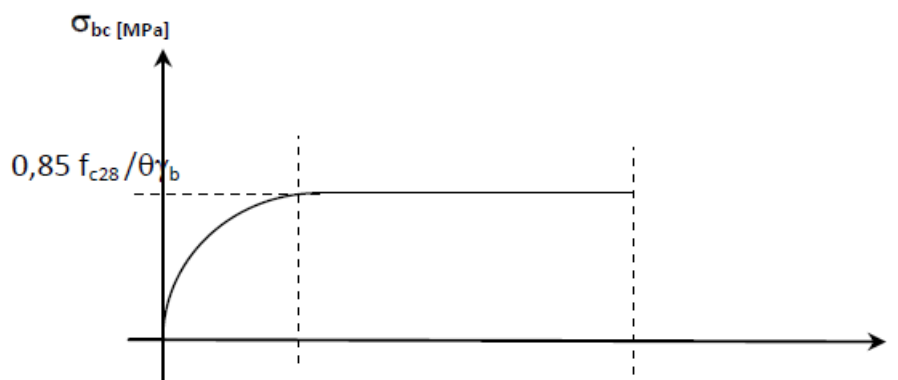


Figure 2: Diagramme Contraintes-Déformations du béton.

Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales)

Barre rond lisse (RL) de nuance FeE235 (pour les armatures transversales : cadres, étriers et Épingles)

Treillis soudés : constitués par des files, se croisant perpendiculairement et soudés

Électriquement à leurs points de croisement, de nuance FeE500.

• Contrainte de l'acier :

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

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$ cas courant.

$\gamma_s = 1.5$ situation accidentelle.

Chapitre I : présentation du projet

D'où : $\sigma_s = 348\text{Mpa}$ dans le cas courant.
 $\sigma_s = 400\text{Mpa}$ Situation accidentelle.

a) Diagramme contraintes- Déformations de l'acier :

Ce diagramme est valable pour tous les aciers quel que soient leurs modes d'élaboration.
L'allongement maximal de l'acier est limité à 10%.

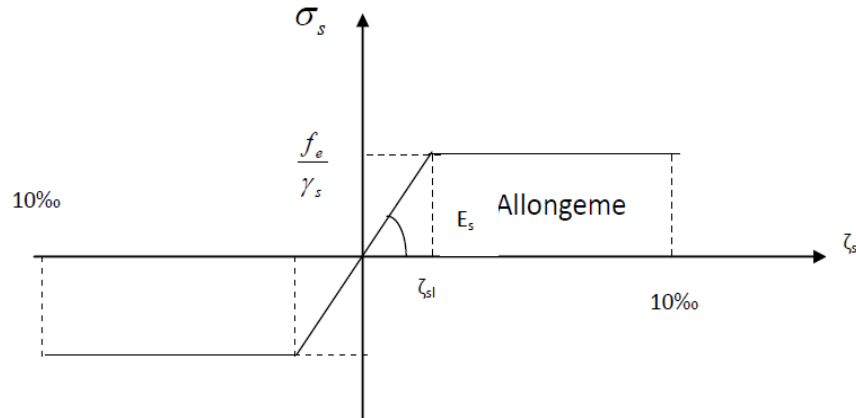


Figure 3 : Diagramme contraintes- Déformations de l'acier.

2.5 Logiciels utilisés :

Les logiciels utilisés sont des logiciels spécifiques pour la modélisation et le calcul génie civil des structures

CHAPITRE II

: prédimensionnement
des éléments
secondaires.

3 II.1. INTRODUCTION :

Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux. Le prédimensionnement est généralement réalisé à l'aide de formules empiriques permettant de donner une idée des moules de coulée des pièces de structure. Les dimensions existantes seront ainsi modifiées pour obtenir des sections répondant aux conditions de résistance réglementaire tout en respectant l'aspect économique. Un prédimensionnement des éléments de structure est nécessaire pour saisir la structure dans le logiciel de calcul.

4 II.2. PRE DIMENSIONNEMENT :

4.1 II.2.1 Planchers à corps creux :

a) Définition

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux) :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),-
les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.

- une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

b) Le pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4) :

$$\frac{L_{max}}{20} \geq ht \geq \frac{L_{MAX}}{25}$$

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

h_t : hauteur du plancher

$$L_{max} = 476 - 30 = 446cm$$

$$\frac{446}{20} \geq ht \geq \frac{446}{25}$$

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

Avec :

H= 16 cm

H0= 4 cm

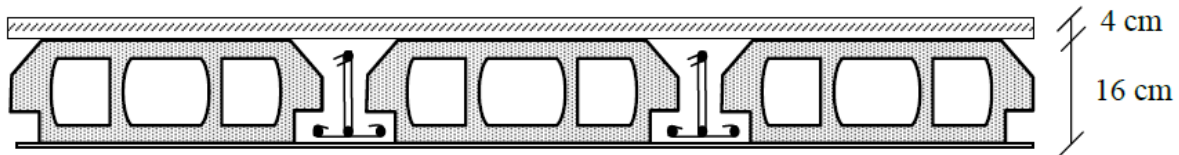


Figure 4: plancher à Corps creux.

4.1.1 II.2.2. Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges Réparties ou concentrées vers les poutres principales

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront Calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

soit $b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$

Donc on prend :

$b_0 = 10\text{cm}$

$b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10)$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm},$

Et $L_y = 445 - 30 = 415\text{cm}$

$b_1 \leq \min(55/2 ; 415/10)$

$\rightarrow b_1 = 27.5\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$\rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

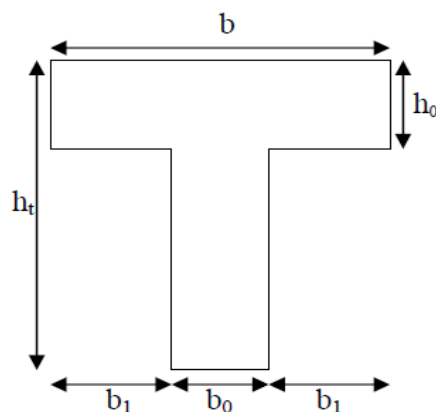


Figure 5: schéma de la poutrelle.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

DISPOSITION DES POUTRELLE

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite Portée.

Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles Sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

EVALUATION DES CHARGR ET SURCHARGE :

Plancher Terrasse inaccessible :

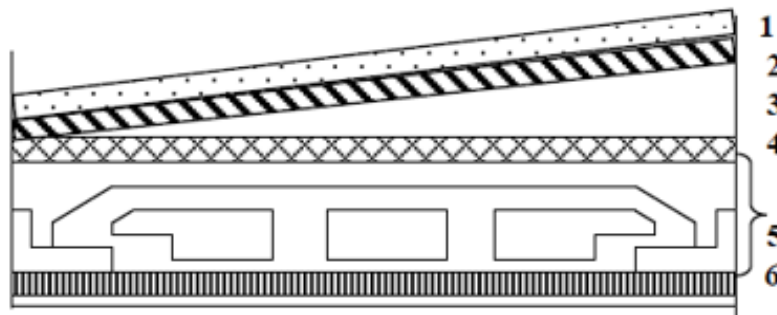


Figure 6 : Plancher Terrasse inaccessible.

Tableau 1 : charges terrasse inaccessible.

N °	DESCRIPTION	EPAISSEUR (m)	Densité (KN/m3)	Poids G (KN/m2)
1	Protection lourde en gravier	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0.007	/	0.03
5	Forme de pente en béton nègre	0.10	22	2.2
6	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
7	Enduit plâtre	0.015	10	0.15
ΣG	6.31			

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

La charge permanent et :

G= 6.31 KN/m².

D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'une Terrasse inaccessible est estimée à : **Q = 1.0 KN/m².**

Plancher étage courant :

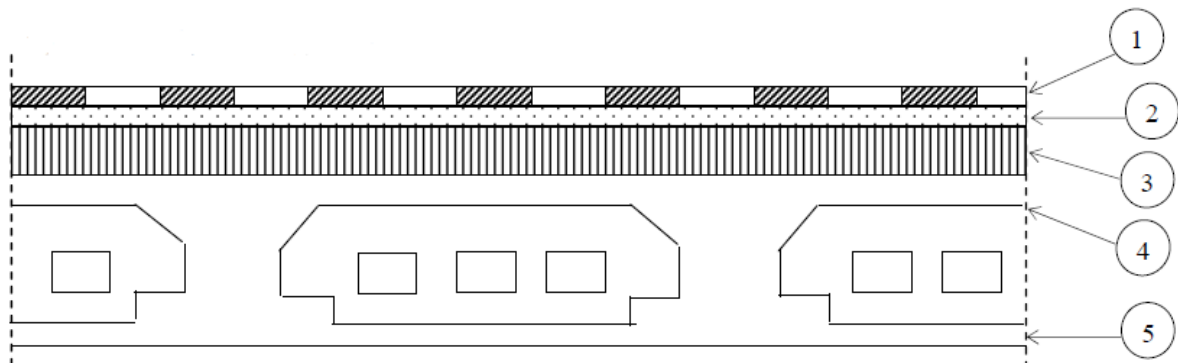


Figure 7: Plancher étage courant.

Tableau 2: charge G sur le plancher étage courant.

N °	DESCRIPTION	EPAISSEUR (m)	Densité (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
5	Enduite de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
ΣG	5.2			

La charge permanent G=5.2 KN/m²

D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation à prendre dans les étages courants Est estimée à : **Q = 1.5 KN/m²**

D'après le

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

DTR BC 2.2 La surcharge d'exploitation à prendre dans le REZ de chaussée (usage commerce)

Est :

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

4.2 II.1 Plancher à dalle pleine :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité la hauteur de la dalle est donnée par :

$$0.4 < \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4.76}{5.45} = 0.87 < 1$$

$$\rightarrow h_d = \left(\frac{Lx}{50} \div \frac{Lx}{40} \right) = (9.52 \div 11.9) \text{ cm}$$

b. Condition d'isolation acoustique (BAEL91) :

* Contre les bruits aériens $2500 \times h_d = 350 \text{ kg/m}^3 \rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

* Contre les bruits impacts $2500 \times h_d = 400 \text{ kg/m}^3 \rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

Condition de sécurité en matière d'incendie :

$h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe-feu.

$h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heure de coupe-feu.

On opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à $h_d = 15 \text{ cm}$.

Tableau 3: plancher étage courant en dalle plein.

N °	DESCRIPTION	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage, y compris la couche de mortier de pose 2cm.	0.60
2	Lit de sable	0.36
3	Enduit	0.36
4	Cloison intérieur	0.9
	Dalle plein 20cm	5.0
	Somme	7.22

La charge permanent $G=7.22 \text{ KN/m}^2$

Est la charge d'exploitation :

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

4.3 II.1 BALCON

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée

Par :

$L / 15 < e < L / 20 + 7$ avec :

$L_{max} = 1,10 \text{ m}$

$7.3 < e < 12.5 \text{ cm}$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

Le balcon est constitué par une console en béton armé

On estime le poids propre du balcon comme suit :

Tableau 4. Charges permanent du balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m3)	G (KN/m2)
Carrelage	0.02	10	0.2
Mortier de pose	0.02	10	0.2
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle plein	0.16	25	4
Enduite ciment	0.02	20	0.4
G		Σ	5.16

Charge permanent $G =$

D'après le **DTR BC 2.2** La surcharge d'exploitation à prendre dans le balcon

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

4.4 II.3 Murs Extérieurs

Définition

Ils jouent un rôle important dans l'isolation phonétique et thermique du bâtiment, Le mur extérieur est tout simplement le mur qui dessine l'esthétique de l'extérieur de l'habitat.

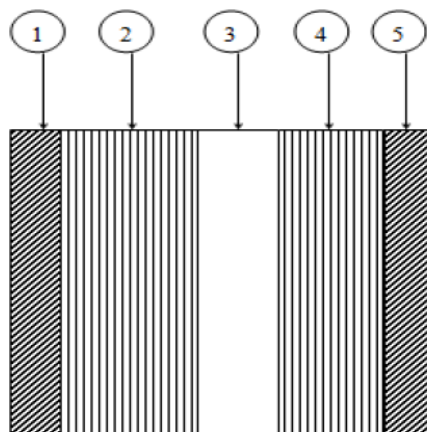


Figure 8 : mur extérieur.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

Tableau 5 : Charge G du mur extérieur.

N °	DESCRIPTION	EPAISSEUR (m)	Densité (KN/m3)	Poids G (KN/m2)
1	Enduit ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
ΣG	2.85			

La charge permanent $G = 2.85 \text{ KN/m}^2$

4.5 II.4 Escaliers :

Définition :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

Terminologie

e = épaisseur d'escalier

h = hauteur du contre marche

g = giron

L_0 = longueur projetée de la pailasse

H = hauteur de la volée.

α : inclinaison de la pailasse

L' : longueur réelle de l'escalier.

L : longueur réelle de la volée.

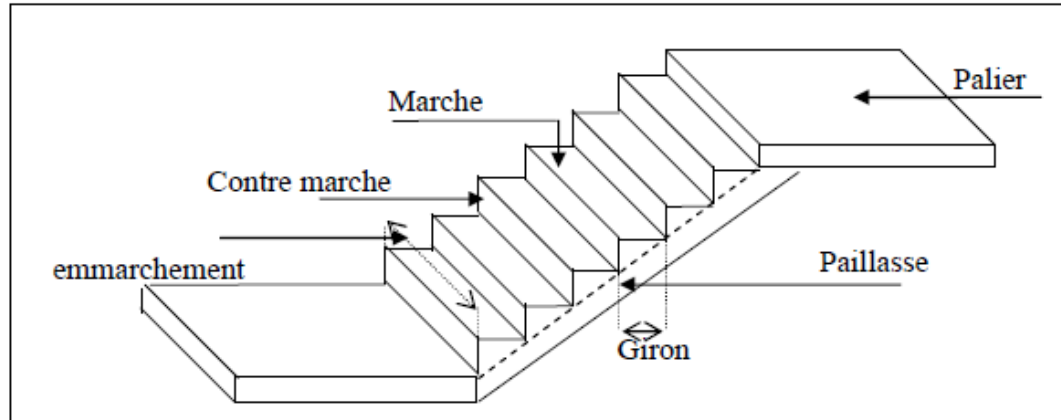


Figure 9 : Schéma d'escalier.

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :
Escaliers droits à trois volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage

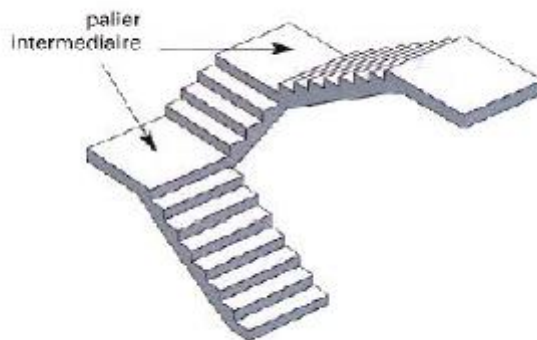


Figure 10: Escalier a trois volée.

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

On a :

$$0.59 \text{ m} \leq g + 2h \leq 0.66 \text{ m}$$

Volée 1 et 3 (sous-sol et RDC) :

$$H = 1.70\text{m et } L_0 = 1.8\text{m}$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{3.24 + 2.89} = 2.36\text{m}$$

Epaisseur de paillasse :

$$\frac{L_t}{30} \leq e \leq \frac{L_t}{20} \rightarrow \frac{491}{30} \leq e \leq \frac{491}{20}$$

$$\rightarrow 16.36\text{cm} \leq e \leq 24.55\text{cm}$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

→ Soit : $e = 20\text{cm}$

On prendre $h=17$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

Avec $n=10$ nombres de contre marche

Et $(n-1) = 9$ nombres de marche

D'après la relation de Blondel on a :

$$g + 2h \leq 65 \text{ donc : } g + 2 \cdot 17 \leq 65 \rightarrow g \leq 31\text{cm} \rightarrow g = 30\text{ cm}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_0} = 0.85$$

$$\alpha = 40.36^\circ$$

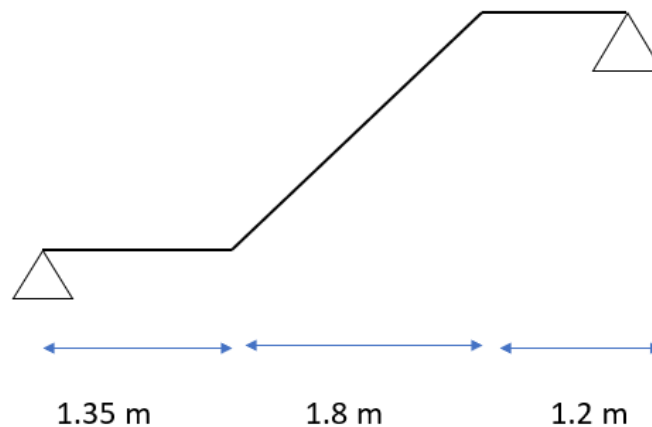


Figure 11 : Volées 1 et 3 (sous-sol et RDC)

Volée2 (sous-sol et RDC) :

$H = 1.02\text{m}$ et $L_0 = 1.36\text{m}$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{1.82 + 1.04} = 1.7\text{m}$$

Epaisseur de paillasse :

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

$$\frac{410}{30} \leq e \leq \frac{410}{20}$$

$$\rightarrow 13.66\text{cm} \leq e \leq 20.5\text{cm}$$

→ Soit : $e = 20\text{cm}$

On prendre $h=17$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$$

Avec $n=6$ nombres des contres marches et $(n-1) = 5$ nombres des marches

D'après la relation de Blondel on a :

$$g + 2h \leq 65 \text{ donc : } g + 2 \cdot 17 \leq 65 \rightarrow g \leq 31 \text{ cm} \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$tg\alpha = \frac{H}{L_0} = 0.85$$

$$\alpha = 36.86^\circ$$

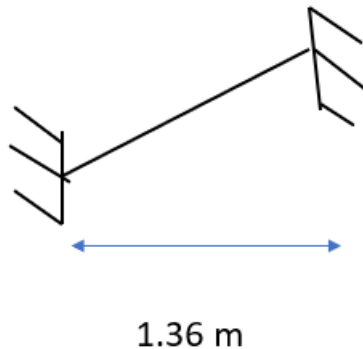


Figure 12 : Volée 2 (RDC et sous-sol).

Volée 3 (Etage courant).

$H = 1.53\text{m}$ et $L_0 = 1.8\text{m}$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{3.24 + 2.34} = 2.36\text{m}$$

Epaisseur de paillasse :

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

$$\frac{491}{30} \leq e \leq \frac{491}{20}$$

$$\rightarrow 16.36\text{cm} \leq e \leq 24.55\text{cm}$$

$$\rightarrow \text{Soit : } e = 20\text{cm}$$

On prendre $h=17$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

Avec $n=9$ nombres de contre marche et $(n-1) = 8$ nombres de marche

D'après la relation de Blondel on a :

$$g + 2h \leq 65 \text{ donc : } g + 2 \cdot 17 \leq 65 \rightarrow g \leq 31 \text{ cm} \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$tg\alpha = \frac{H}{L_0} = 0.85$$

$$\alpha = 40.36^\circ$$

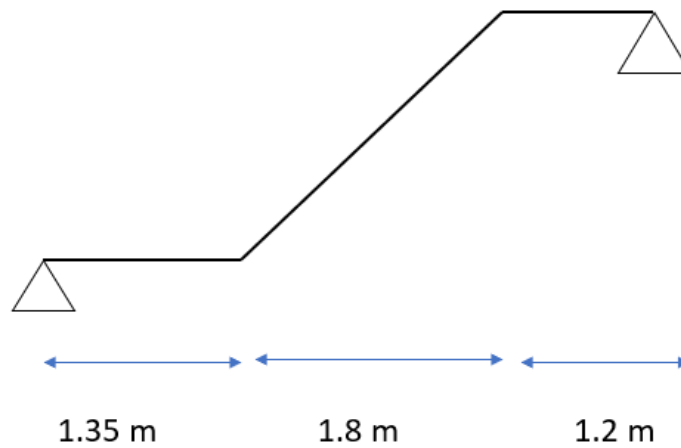


Figure 13 : Volée 1 et 3 (Etage courant).

Volée 2 (Etage courant).

$H = 0.68\text{m}$ et $L_0 = 1.35\text{m}$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{1.82 + 0.46} = 1.50\text{m}$$

Epaisseur de paillasse :

$$\frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{20}$$

$$\rightarrow 13\text{cm} \leq e \leq 19.5\text{cm}$$

$$\rightarrow \text{Soit : } e = 20\text{cm}$$

On prend $h = 17$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4$$

Avec $n = 4$ nombres de contre marche et $(n - 1) =$ nombre de marche

D'après la relation de Blondel on a :

$$g + 2h \leq 65 \text{ donc : } g + 2 \cdot 17 \leq 65 \rightarrow g \leq 31\text{cm} \rightarrow g = 30\text{cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_0} = 0.85$$

$$\alpha = 26.56^\circ$$

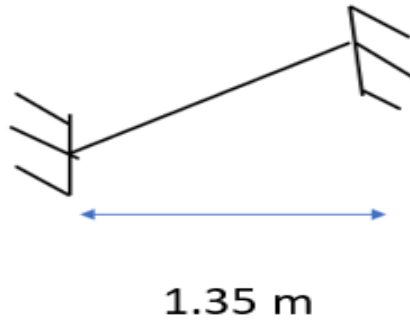


Figure 14 : schéma du voile 2 étage courant.

Evaluation des charges et surcharges pour le sous-sol :

Tableau 6 . Charges permanent du Palier.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids surfacique γ (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.2	25	5
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Charge permanent $G = 6.4 \text{ KN/ m}^2$

Surcharge d'exploitation [(DTR.B.C.2.2)] : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Tableau 7 : Volée RDC et sous-sol.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids surfacique γ (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Marches	0.17/2	22	1.87
05	Paillasse	0.20/cos α	25	6.5
06	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Charge permanent $G = 9.77 \text{ KN/ m}^2$

Surcharge d'exploitation [(DTR.B.C.2.2)] : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

Tableau 8 : Charges G de la Volée étage courant.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids surfacique γ (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Marches	0.17/2	22	1.87
05	Paillasse	0.20/cos α	25	6.25
06	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Charge permanent $G = 9.52 \text{ KN/ m}^2$

Surcharge d'exploitation [(DTR.B.C.2.2)] : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

4.6 II.5 l'acrotère

Définition

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour Rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher Terrasse.

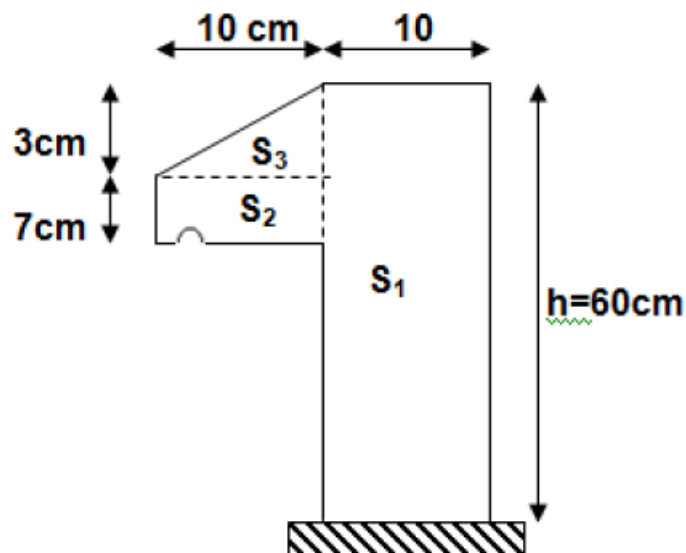


Figure 15 :Schéma de l'acrotère.

b. Evaluation des charges

1)- Charge permanent :

Poids propre

$$G = \gamma_b * S * 1$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

$$S = S1 + S2 + S3$$

$$S = 60 \times 10 + 5 \times 10 + 0.5 \times (10 \times 3)$$

$$S = 685 \text{ cm}^2 = 0.0685 \text{ m}^2$$

Donc :

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$\mathbf{G = 1.7130 \text{ KN/ml}}$$

Enduit de ciment

Enduit extérieure : (e=1.5cm)

Enduit intérieure : (e= 2 cm)

$$\mathbf{Gt = G+G1+G2 = 2.133 \text{ KN/ ml}}$$

Evaluation des charges

Tableau 9 :Charge G de l'acrotère.

N°	Description	Poids "G" (KN/m2)	Σ G (KN/m2)
1	Corps de l'acrotère	1.713	2.133
2	Enduit de ciment extérieur	0.18	
3	Enduit de ciment intérieur	0.24	

La charge permanente totale est estimée à $\mathbf{G = 2.133 \text{ (KN/m}^2\text{)}}$

D'après le **DTR BC 2.2**

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

4.7 II.6 Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la Condition de la flèche qui est :

$$\frac{L \text{ max}}{15} \leq h \leq \frac{L \text{ max}}{10}$$

Lmax : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

$$L_{max} = 545 \text{ cm.}$$

$$36.33 \text{ cm} \leq h \leq 54.5 \text{ cm.}$$

Soit : $h = 40\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003) :

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.}$$

$$h / b \leq 4 \text{ cm}$$

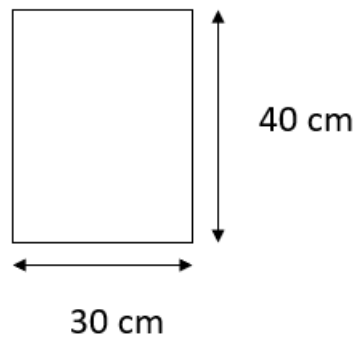


Fig.II.9. Poutre principale.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

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

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

$$h / b = 40 / 30 = 1.33\text{cm.}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de

$$\mathbf{B \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2}$$

4.8 II.7 Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

L_{max} Portée libre maximale entre nus d'appuis.

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

$$L_{max} = 476\text{cm}$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

$$31.73\text{cm} \leq h \leq 47.6$$

Soit : **h = 35 cm et b = 30 cm**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003) :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4\text{cm}.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm}$$

$$h / b = 35 / 30 = 1.16\text{cm}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de

$$\mathbf{B \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2}$$

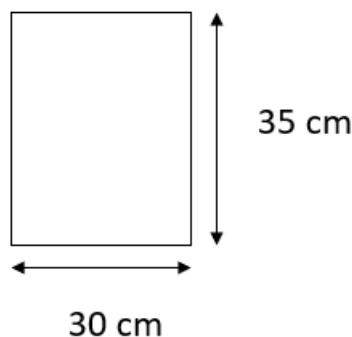


Fig.II.10. Poutre secondaire .

4.9 II.8 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1). Doivent Satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa:

$$\text{Min} (b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min} (b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

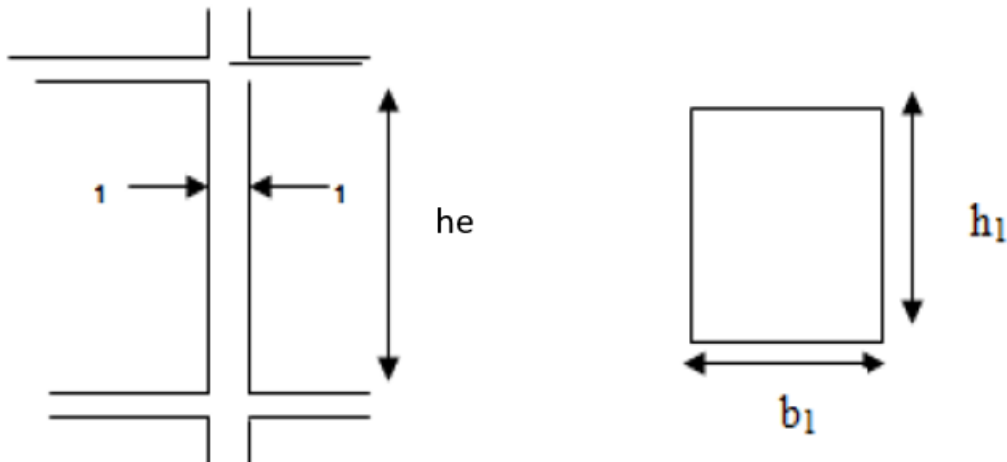


Figure 16: Schéma du Poteau.

Tel que :

He : Hauteur d'étage.

He = 3.74m Pour les étages courants.

He = 4.42m pour le RDC et le sous-sol.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Pour les poteaux de sous-sol et RDC on prend $b_1 = 55\text{cm}$ et $h_1 = 55\text{cm}$

Pour les poteaux des étages courants on prend $b_1 = 45\text{cm}$ et $h_1 = 45\text{cm}$

4.10II.9 Les voiles

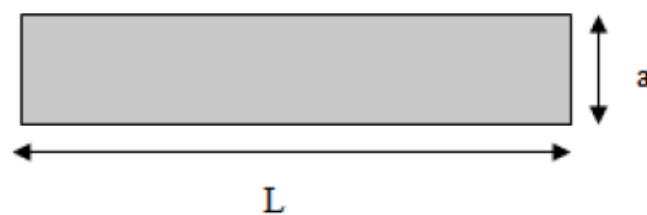


Figure 17 : Schéma du voile.

Pour les étages courants :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

L'épaisseur a :

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{ cm}\right)$$

$$a \geq \max\left(\frac{374}{20}; 15\text{ cm}\right) = \max(18.7\text{ cm}; 15\text{ cm})$$

On prend $a = 20\text{ cm}$ pour les étages de 1 à 11

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

Pour le RDC et le sous-sol

$$h_e \text{ (RDC)} = 442 \text{ cm et}$$

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

$$\rightarrow a \geq \max \left(\frac{442}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

$$\rightarrow a \geq \max (22.1; 15 \text{ cm})$$

On prendre : $a = 25 \text{ cm}$

$$L = 4 * a = 4 * 22.1 = 88.4 \text{ cm}$$

4.11II.10 DESCENTE DE CHARGES :

La descente de charge est le chemin suivi par diverses actions (charges et...

Surcharges) du niveau le plus élevé de la structure jusqu'au niveau le plus bas qui le précède

En transférant au sol, nous effectuerons des largages de charge pour la colonne la plus sollicitée, ce qui

Sa surface contenue est souvent plus grande.

Enoncé de la loi de dégression

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q1 = Q2 = Q3 = \dots = Q11 = Q$. (Étages à usage d'habitation), et soit $Q0$ La surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : $Q0$

Niveau 1 : $Q0 + Q$

Niveau 2 : $Q0 + Q + 0.95Q$

Niveau3 : $Q0 + Q + 0.95 Q + 0.9 Q$

Niveau n : $Q0 + Q + 0.95 Q + 0.9 Q + 0.85Q + 0.8 Q + \dots + 0.5Q$.

Poteau (poteau centrale) :

La surface afférente

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = 2.97 + 3.93 + 6.50 + 4.91 = 18.31 \text{ m}^2$$

Poids des planchers :

-Poids propre du plancher terrasse :

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

$$P_{pt} = G \times S = 6.31 \times 18.31 = 115.54 \text{ KN}$$

- Poids propre du plancher étage courant et RDC :

$$p_{pc} = G \times S = 5.2 \times 18.31 = 95.21 \text{ KN}$$

Poids des poutres :

-Poutres principales :

$$P_{pp} = (0.40 \times 0.30 \times 5.45) \times 25 = 16.35 \text{ KN}$$

-Poutres secondaires :

$$P_{ps} = (0.35 \times 0.30 \times 4.76) \times 25 = 12.50 \text{ KN}$$

-Poids total des poutres :

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = 16.35 + 12.5 = 28.85 \text{ KN}$$

d) Poids des poteaux :

Pour les poteaux de 11ème ; 10ème et 9ème étages : $P = (0,35 \times 0,35 \times 3.74) \times 25 = 11.45 \text{ KN}$

Pour les poteaux de 8ème , 7ème et 6 -ème étages : $P = (0,40 \times 0,40 \times 3.74) \times 25 = 14.96 \text{ KN}$

Pour les poteaux de 5ème, 4 -ème et 3 -ème étages : $P = (0,45 \times 0,45 \times 3.74) \times 25 = 18.93 \text{ KN}$

Pour les poteaux de 2 -ème , 1^{ers} étages : $P = (0,50 \times 0,50 \times 3.74) \times 25 = 23.37 \text{ KN}$

Pour les poteaux de sous-sol et le RDC : $P = (0,55 \times 0,55 \times 4.42) \times 25 = 33.42 \text{ KN}$

e) Surcharges d'exploitation :

-La surface d'influence $S = 18.31 \text{ [m}^2\text{]}$.

- plancher terrasse inaccessible $Q_0 = 1 \times 18.31 = 18.31 \text{ [KN]}$.

- plancher d'étage courante et RDC $Q = 1,50 \times 18.31 = 27.47 \text{ [KN]}$.

-Plancher balcon $Q = 3,5 \times 18.31 = 64.08 \text{ [KN]}$

Plancher sous-sol : $Q = 5 \times 18.31 = 91.55 \text{ [KN]}$

Les surcharges cumulées :

Terrasse : $Q_0 = 18.31 \text{ [KN]}$

Etage 1 : $Q_0 + Q_1 = 18.31 + 27.47 = 45.78 \text{ [KN]}$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

$$\text{Etage 2 : } Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 18.31 + 0,95(2 \times 27.47) = 70.503 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 3 : } Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18.31 + 0,90(3 \times 27.47) = 92.48 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 4 : } Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18.31 + 0,85(4 \times 27.47) = 111.71 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 5 : } Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18.31 + 0,8(5 \times 27.47) = 128.19 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 6 : } Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18.31 + 0,75(6 \times 27.47) = 141.93 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 7 : } Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 18.31 + 0,7(7 \times 27.47) = 152.91 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 8 : } Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 18.31 + 0,65(8 \times 27.47) = 116.15 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 9 : } Q_0 + 0,6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 18.31 + 0,60(9 \times 27.47) = 166.65 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 10 : } Q_0 + 0,55(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 18.31 + 0,55(10 \times 27.47) = 169.40 \text{ [KN]}$$

$$\text{RDC : } Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 18.31 + 0.50(11 \times 27.47) = 169.4 \text{ [KN]}$$

$$\text{Sous-sol : } Q_0 + 0,45(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 18.31 + 0.45(91.55 + 11 \times 27.47) = 195.48 \text{ [KN]}$$

Tableau 10 : Charges permanentes [KN]

N°	Poids Des planchers	Poids Des Poteaux	Poids Des Poutres	G(t)	G Cumulée
1	115.54	11.45	28.85	155.84	155.84
2	95.21	11.45	28.85	135.42	291.26
3	95.21	11.45	28.85	135.42	426.68
4	95.21	14.96	28.85	139.02	565.7
5	95.21	14.96	28.85	139.02	704.72
6	95.21	14.96	28.85	139.02	843.74
7	95.21	18.93	28.85	142.99	986.73
8	95.21	18.93	28.85	142.99	1129.72
9	95.21	18.93	28.85	142.99	1272.71
10	95.21	23.37	28.85	147.43	1420.12
11	95.21	23.37	28.85	147.43	1567.57
RDC	95.21	33.42	28.85	157.48	1725.05

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

Sous-sol	95.21	33.42	28.85	157.48	1882.53
----------	-------	-------	-------	--------	---------

Tableau 11 : Surcharges d'exploitation.

N°	Q [KN]	Q Cumulée [KN]
1	18.31	18.31
2	27.47	45.78
3	27.47	70.503
4	27.47	92.48
5	27.47	111.71
6	27.47	128.19
7	27.47	141.93
8	27.47	152.91
9	27.47	116.15
10	27.47	166.65
11	27.47	169.40
RDC	27.47	169.4
Sous-sol	91.553	195.48

Calcul de l'effort normal (KN)

À l'ELU

$$NU = 1.35G + 1.5Q$$

$$NU = (1.35 \times 1882.53) + (1.5 \times 195.48)$$

$$NU = 2834.63 \text{ KN}$$

À l'ELS

$$NS = G + Q$$

$$NS = 1834.87 + 195.48$$

$$NS = 2078.01 \text{ KN}$$

Poteau de rive

$$S = s_1 + s_2 = 6.69 \text{ m}^2$$

Poid des planchers :

-Poids propre du plancher terrasse :

$$P_{pt} = G \times S = 6.31 \times 6.69 = 42.21 \text{ KN}$$

- Poids propre du plancher étage courant et sous-sol :

$$p_{pc} = G \times S = 5.2 \times 6.69 = 34.79 \text{ KN}$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

Surcharges d'exploitation :

-La surface d'influence $S = 6.69[m^2]$.

- plancher terrasse inaccessible $Q_0 = 1 \times 6.69 = 6.69 [KN]$.

- plancher d'étage courant $Q = 1,50 \times 6.69 = 10.03 [KN]$.

Plancher sous-sol :

$$Q = 5 \times 6.69 = 33.45 [KN]$$

Les surcharges cumulées :

Terrasse : $Q_0 = 6.69 [KN]$

Etage 1 : $Q_0 + Q_1 = 6.69 + 10.03 = 17 [KN]$

Etage 2 : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 6.69 + 0,95(2 \times 10.03) = 25.75 [KN]$

Etage 3 : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 6.69 + 0,90(3 \times 10.03) = 33.8 [KN]$

Etage 4 : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6.69 + 0,85(4 \times 10.03) = 40.8 [KN]$

Etage 5 : $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 6.69 + 0,8(5 \times 10.03) = 46.8 [KN]$

Etage 6 : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 6.69 + 0,75(6 \times 10.03) = 51.83 [KN]$

Etage 7 : $Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 6.69 + 0,7(7 \times 10.03) = 55.84 [KN]$

Etage 8 : $Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 6.69 + 0,65(8 \times 10.03) = 58.85 [KN]$

Etage 9 : $Q_0 + 0,6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 6.69 + 0,60(9 \times 10.03) = 60.85 [KN]$

Etage 10 : $Q_0 + 0,55(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 6.69 + 0,55(10 \times 10.03) = 61.85 [KN]$

RDC : $Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 6.69 + 0.50(11 \times 10.03) = 61.85 [KN]$

Sous-sol : $Q_0 + 0,45(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 6.69 + 0.45(33.45 + 11 \times 10.03) = 71.4 [KN]$

Tableau 12 : Charges permanentes [KN].

N°	Poids Des planchers	Poids Des Poteaux	Poids Des Poutres	G(t)	G Cumulée
1	42.21	11.45	28.85	82.51	82.51
2	34.79	11.45	28.85	75.09	157.6
3	34.79	11.45	28.85	75.09	232.69
4	34.79	14.96	28.85	78.6	311.29
5	34.79	14.96	28.85	78.6	389.89
6	34.79	14.96	28.85	78.6	468.79
7	34.79	18.93	28.85	82.57	551.36

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

8	34.79	18.93	28.85	82.57	633.93
9	34.79	18.93	28.85	82.57	716.5
10	34.79	23.37	28.85	87.01	803.51
11	34.79	23.37	28.85	87.01	890.52
RDC	34.79	33.42	28.85	97.06	987.58
Sous-sol	34.79	33.42	28.85	97.06	1084.6

Tableau 13 : Surcharges d'exploitation.

N°	Q [KN]	Q Cumulée [KN]
1	6.69	6.69
2	10.03	17
3	10.03	25.75
4	10.03	33.8
5	10.03	40.8
6	10.03	46.8
7	10.03	51.83
8	10.03	55.83
9	10.03	58.85
10	10.03	60.85
11	10.03	61.85
RDC	10.03	61.85
Sous-sol	33.45	71.4

Calcul de l'effort normal (KN) :

À l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_U = (1.35 \times 1084.6) + (1.5 \times 71.4)$$

$$N_U = 1571.31 \text{ KN}$$

À l'ELS

$$N_S = G + Q$$

$$N_S = 1084.6 + 71.4$$

$$N_S = 1156 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_U (\text{max}) = 2834.63 \text{ KN (pour le poteau ***)}$$

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

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

Donc $N_u = 1.1 \times 2834.63 = 3118.093 \text{ KN}$

L'effort normal maximum : $N_u = 3118.093 \text{ KN}$

Vérification des poteaux :

Vérification à la compression simple du poteau de sous-sol et RDC et 1er jusqu'à 11eme étage :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6f_{c28}$$

Avec B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6f_{c28}} \rightarrow B \geq 0.207 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.55 \times 0.55 = 0.302 \text{ m}^2 \geq 0.203 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

Tableau 14 : Vérification.

Poteau	Section Adopté	Nu	$\frac{N_u}{0.6f_{c28}} (m^2)$	$B_{adp} (m^2)$	Vérification
11eme ; 10eme et 9eme étages	35 × 35	749.94	0.049	0.1225	CV
de 8eme , 7eme et 6 -ème étages	40 × 40	755.31	0.05	0.1600	CV
5eme, 4 -ème et 3 -ème	45 × 45	773	0.048	0.2025	CV
2 -ème , 1 ^{er} s étages	50 × 50	573.84	0.038	0.2500	CV
Sous-sol et RDC	55 × 55	664.07	0.044	0.3025	CV

Vérification au flambement

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec $l_f = 0.7 \times l_0$

$$I = \frac{b^3 \times h}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$As \geq 0.8\%Br$

On prend

$As = 1\%Br$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 + \gamma_s} \right]}$$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Tableau 15 : Le critère de stabilité des poteaux.

Poteau	$B(cm^2)$	$l_0(Cm)$	l_f	λ	a	B_r	N_u	B_{rcal}
35 × 35	1225	393	275.1	27.23	0.75	1089	749.94	4449
40 × 40	1600	334	233.8	20.25	0.79	1444	755.31	4254
45 × 45	2025	329	230.3	17.72	0.80	1849	773	4299
50 × 50	2500	324	226.8	17.45	0.80	2304	573.84	3119
55 × 55	3025	319	223.3	14.07	0.82	2809	664.07	3603

D'après le tableau on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour
Tous les poteaux.

5 Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous
Avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les
Sections suivantes :

- Poutres principales : 30×40cm².
- Poutres secondaires : 30×35cm².
- poteaux de 11eme ;10eme et 9eme étages 0,35 x 0,35 cm²

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments secondaires

-poteaux de 8eme ,7eme et 6 -ème étages 0,40 x 0,40 cm²

-poteaux de 5eme, 4 -ème et 3 -ème étages 0,45x 0,45 cm²

-poteaux de 2 -ème ,1^{er}s étages 0,50 x 0,50 cm²

-poteaux de sous-sol et le RDC 0,55 x 0,55 cm²

CHAPITRE III :

Etude des planchers.

6 III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments du planchers cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

7 III.2 Etude poutrelle étage courant :

Choix de la méthode de calcul :

La méthode forfaitaire est applicable si les conditions suivantes sont remplies :

[BAEL91 (Art. B.6.2.210)]

Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5 \text{KN/m}^2)$

- Plancher étage courant :

$$G = 5,2 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq (10,4 \text{KN/m}^2 ; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6,31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq (12,62 \text{KN/m}^2 ; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\text{Le rapport : } 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{3,30}{5,45} = 0,60 \leq 0,8 \dots\dots\dots \text{C. non vérifiée.}$$

-Le moment d'inertie est constant dans les différents travées C.V.

-Fissuration peu nuisible C.V.

-Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à l'application de la méthode **Caquot**.

Pré dimensionnement :

On a adopté un plancher corps creux telle que : $h = (16+4)$.

_ l'épaisseur de l'hourdis = 16 cm

-l'épaisseur de la table de compression et : 4 cm

Calcul des moments :

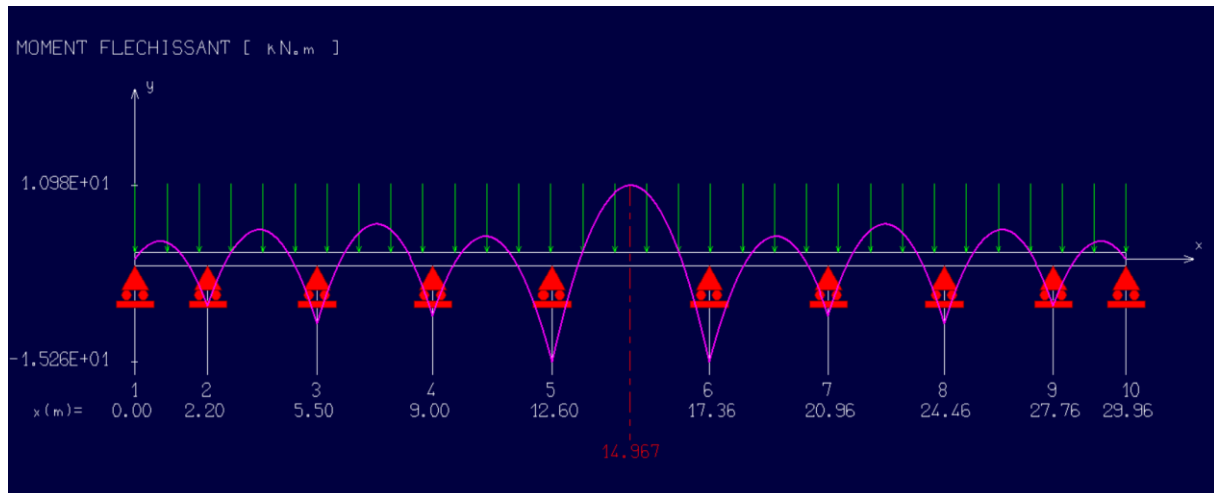


Figure 18: moment fléchissant de la poutrelle.

Calcul de ferrailage :

a) En travée :

$$M_{u\ max} = 10.98\ \text{MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\ \text{MPa}$$

$$M_0 = bh_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] f_{bu} = 59.07\ \text{KN.m}$$

Puisque $M_u < M_0 = 59.07\ \text{KN.m}$

Le béton tendu et la section sera calculée comme une section Rectangulaire (65x20) cm²

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

==> section simplement armée

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.98$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.98 \times 10^3}{0.98 \times 18 \times 348} = 1.78\ \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left(0.23d \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right)$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 21\ \text{Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 18 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 1.14\ \text{cm}^2$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$A = 1.78\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.14\text{cm}^2$$

On prend $A = 1.78\text{cm}^2$

Soit : 2T12 = 2.26(cm²)

b) En appui :

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)
= 10cm × 20cm

$M_a = 15.26$ KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

==> **section simplement armée**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.06$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.97$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.26 \times 10^3}{0.97 \times 18 \times 348} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left(0.23d \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right)$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 18 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 2.51 \text{ cm}^2$

Soit : 3T12 = 3.39 [cm²].

Vérification à l'effort tranchant :

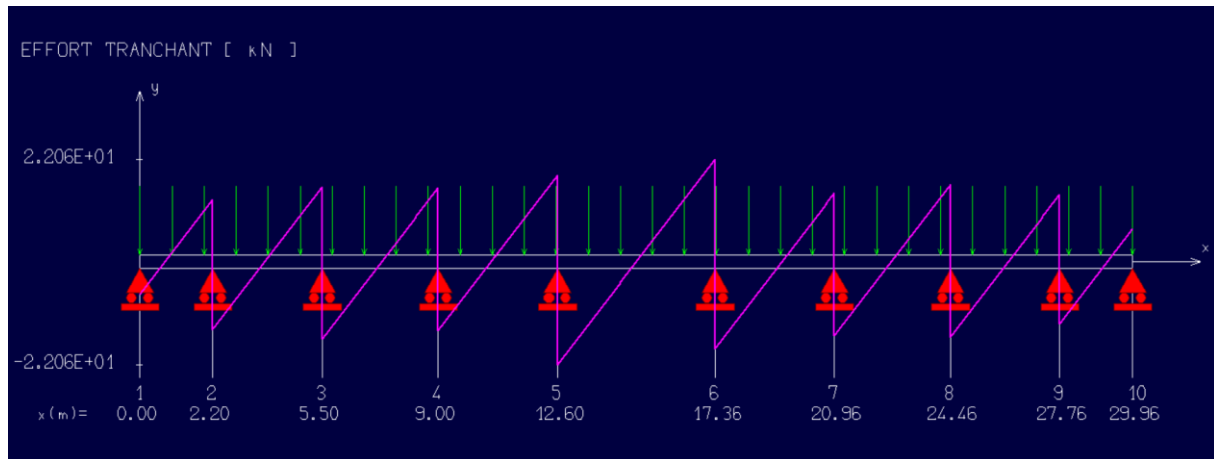


Figure 19 : effort de tranchant.

$$T_{u_{max}} = 22.06 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{22.06 \times 10^3}{100 \times 180} = 1.22 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right)$$

$$\rightarrow \Phi_1 \leq \min\left(\frac{200}{30}; \frac{100}{10}; 10 \text{ mm}\right)$$

$$\rightarrow \Phi_1 \leq 5.71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales ont un diamètre de 6 mm

$$A_t = 2 \cdot \phi \text{ 6 cm}^2$$

L'espace des cadres :

$$s_{t1} \leq \min(0.9d; 50 \text{ cm})$$

$$s_{t1} \leq \min(15.75 \text{ cm}; 50 \text{ cm})$$

$$s_{t1} = 15.75 \text{ cm}$$

$$s_{t2} \leq \left(\frac{A_t \times f_e}{0.4b_0}\right) = 488.2 \text{ cm}$$

$$s_{t3} \leq \left(\frac{0.8 \cdot A_t \times f_e}{b_0(\tau - 0.3f_{tj})}\right) = 111.19$$

$$S_t \leq \min(st1; st2; st3)$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$s_t = 15\text{cm}$$

Pourcentage minimale d'armature :

On doit vérifier que $S_t > S_{t \max}$

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \cdot b_0} = 0.87\text{MPa} \geq 0.4\text{MPa}.$$

Longueur scellement droit (L_s) :

$$\tau_s = 0.6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.825\text{MPa}$$

Avec $\Psi_s=1.5$ (Haute adhérence)

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.825} = 354\text{mm} = 35.4\text{cm}$$

$L_s=35.3 \text{ cm} > b=30 \text{ cm}$... Condition non vérifiée

Pour cela on adopte un ancrage courbe

Ancrage courbe pour des barres tendues :

On doit réaliser des crochets à 45° et on vérifie que

$$L_1 2.56L_2 \geq L_s - 3.92r$$

La condition est vérifiée avec l'ancrage d'un acier 10 avec un crochet de 45°

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**
- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A \geq 1.15 \frac{T_{\max}}{f_e} = 1.15 \times \frac{34.5 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$A = 2.51 \text{ cm}^2 \geq 0.99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Vérification de la compression du béton**

$$\tau_{bc} = \frac{2T_{\max}}{b \cdot a} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s}$$

Avec $\gamma_s=1.5$

Chapitre III : Etude des planchers

$$T_{max} < 0.26b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$$

Avec $a=0.9d = 15.75 \text{ cm}$

$$T_{max} = 22.06 < 122.86$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.066 \geq 0.0625$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow 0.066 \geq 0.029$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \text{condition vérifiée.}$$

On a tous les conditions vérifiées donc on n'a pas besoin de passer au calcul de la flèche.

- **Ferraillage :**

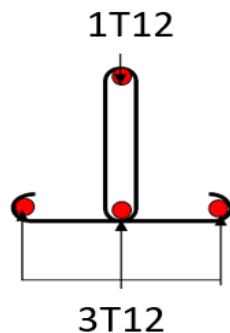


Figure 20: ferraillage en appuis.

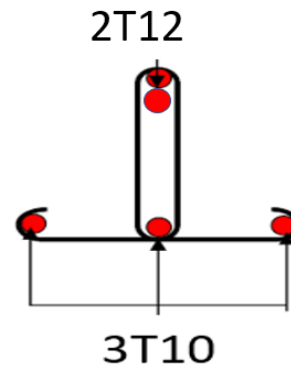


Figure 21: ferraillage en travée.

Ferraillage de la table de compression :

D'après le C.B.A 93, la dalle surmontant les corps creux doit une épaisseur minimale de 4cm, et doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser 20cm (pour les armatures perpendiculaires aux nervures) et 33cm (pour les armatures parallèles aux nervures).

Le treillis soudé a pour fonction :

1. La limitation du risque de fissuration du béton par retrait.
2. La résistance aux effets des charges appliquées Sur des surfaces de contact réduites.
3. La répartition entre nervures voisines Des charges localisées notamment Celles engendrées par les cloisons.

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235 \text{ MPa}$.

Alors :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = 4 \times b / f_e = (4 \times 0,60) / 235 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre III : Etude des planchers

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_t}{2} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5T6 = 1,41cm² Pour armatures perpendiculaires aux poutrelles.

St = 20cm ≤ 20cm Condition vérifiée.

5T6 = 1.41cm² Pour armatures parallèles aux poutrelles.

St = 20cm < 33cm Condition vérifiée.

Ferrailage de la dalle de compression :

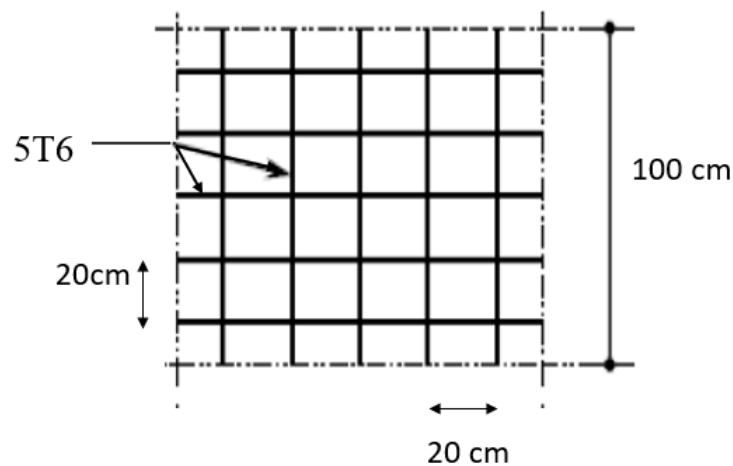


Figure 22 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

7.1 III.5. Etude poutrelle étage sous-sol :

Pré dimensionnement

On a adopté un plancher corps creux telle que : $h = (16+4)$.

_ l'épaisseur de l'hourdis = 16 cm

-l'épaisseur de la table de compression et : 4 cm

Calcul des moments :

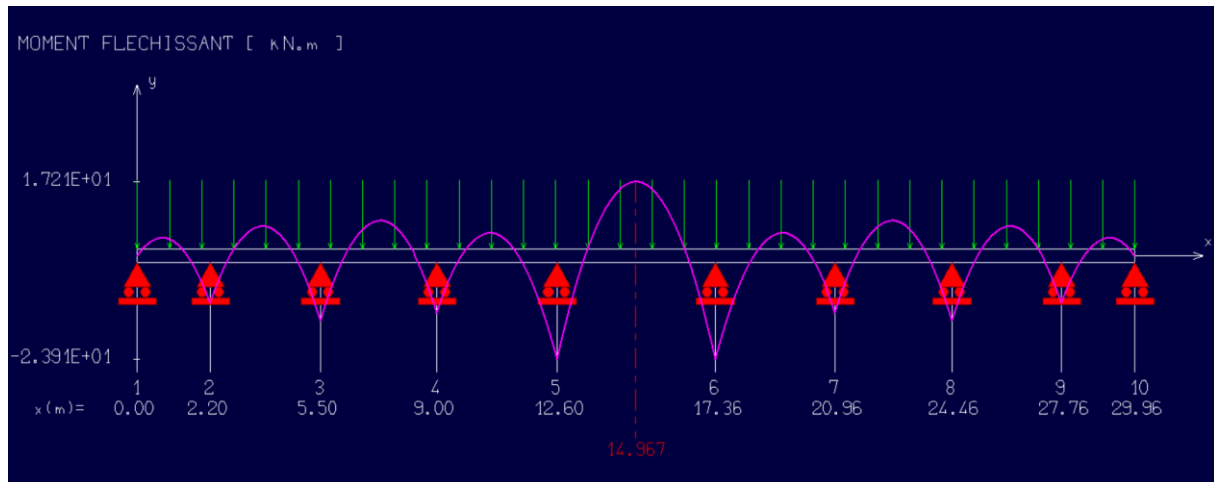


Figure 23 : moment fléchissant.

a) En travée :

$$M_{u\ max} = 17.21\ MPa$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\ MPa$$

$$M_0 = bh_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] f_{bu} = 59.07\ KN.m$$

Puisque $M_u < M_0 = 59.07\ KN.m$ le béton tendu et la section sera calculée comme une section Rectangulaire (65x20) cm²

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

==> section simplement armée

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.06$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.97$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.21 \times 10^3}{0.97 \times 18 \times 348} = 2.83\ cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left(0.23d \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right)$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 21\ MPa$$

$$A_{min} = 0.23 \times 18 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 1.14\ cm^2$$

$$A = 2.83\ cm^2 > A_{min} = 1.14\ cm^2$$

On prend $A = 2.83\ cm^2$

Soit : 4T10 = 3.14[cm²] avec un espacement $St = 25$ [cm].

b) En appui :

Chapitre III : Etude des planchers

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)
 $= 10\text{cm} \times 20\text{cm}$

$M_a = 23.91 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.5 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

==> **section simplement armée**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.5$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.91 \times 10^3}{0.5 \times 18 \times 348} = 7.63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left(0.23d \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right)$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_c = 28 = 21 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 18 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.63 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 7.63 \text{ cm}^2$

Soit : 4T16 = 8.04 [cm²] avec un espacement $St = 25$ [cm].

Vérification a l'effort tranchant :

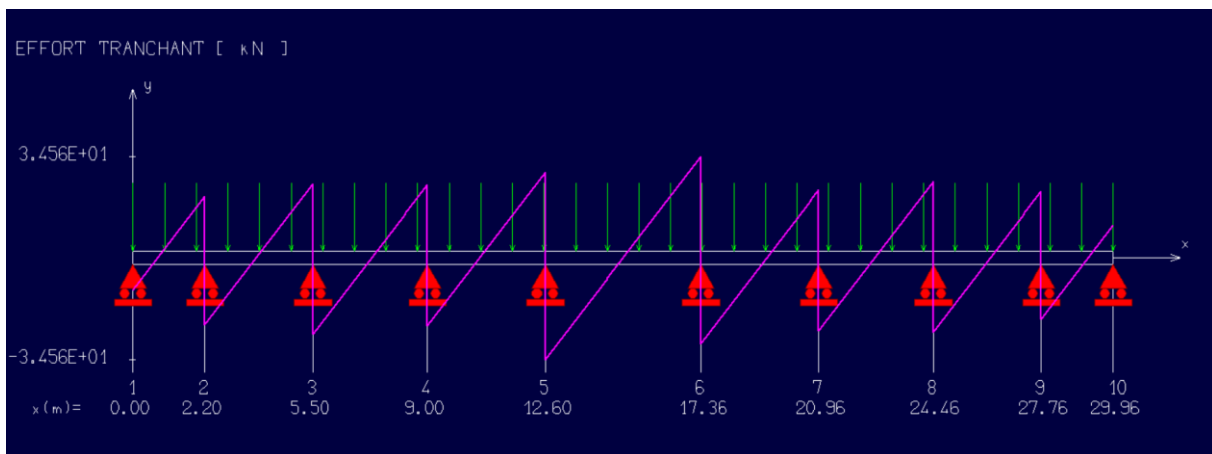


Figure 24 : effort tranchant.

$$T_{umax} = 34.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \cdot d} = \frac{34.56 \times 10^3}{100 \times 180} = 1.92 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Etude des planchers

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = 1.92MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

Condition vérifier

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right).$$

$$\rightarrow \Phi_1 \leq \min\left(\frac{200}{30}; \frac{100}{10}; 10mm\right)$$

$$\rightarrow \Phi_1 \leq 5.71mm$$

Les armatures transversales ont un diamètre de 6 mm

$$A_t = 2 \cdot \phi \cdot 6cm^2$$

L'espace des cadres :

$$s_{t1} \leq \min(0.9d; 50cm)$$

$$s_{t1} \leq \min(15.75cm; 50cm)$$

$$s_{t1} = 15.75cm$$

$$s_{t2} \leq \left(\frac{A_t \times f_e}{0.4b_0}\right) = 488.2cm$$

$$s_{t3} \leq \left(\frac{0.8 \cdot A_t \times f_e}{b_0(\tau - 0.3f_{tj})}\right) = 111.19$$

$$St \leq \min(st1; st2; st3)$$

$$s_t = 15cm$$

Pourcentage minimale d'armature :

On doit vérifier que $St > St_{max}$

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \cdot b_0} = 0.87MPa \geq 0.4MPa$$

Longueur scellement droit (Ls) :

$$\tau_s = 0.6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.825MPa$$

Avec $\Psi_s=1.5$ (Haute adhérence)

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.825} = 354mm = 35.4cm$$

$L_s=35.3 cm > b=30 cm$...Condition non vérifier

Chapitre III : Etude des planchers

Pour cela on adopte un ancrage courbe

Ancrage courbe pour des barres tendues :

On doit réaliser des crochets à 45° et on vérifie que

$$L_1 \geq 2.56L_2 \geq L_s - 3.92r$$

La condition est vérifiée avec l'ancrage d'un acier A10 avec un crochet de 45°

Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

Vérification des armatures longitudinales :

$$A \geq 1.15 \frac{T_{max}}{f_e} = 1.15 \times \frac{34.56 \times 10^3}{400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 0.99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Vérification de la compression du béton :

$$\tau_{bc} = \frac{2T_{max}}{b \cdot a} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s}$$

Avec $\gamma_s = 1.5$

$$T_{max} < 0.26b \cdot a \cdot f_{c28}$$

Avec $a = 0.9d = 15.75 \text{ cm}$

$$T_{max} = 34.56 < 122.86$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.066 \geq 0.0625 \text{ CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow 0.066 \geq 0.029 \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

La section de la poutrelle et sur ferraille donc on opte pour une dalle pleine pour le premier étage.

7.2 III.2. Etude des dalles pleines :

Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimension L_x et L_y appuyés sur 2 ou 3 côtés. Nous désignerons par L_x la plus petite dimension de la dalle et L_y la plus grande.

Dans l'étude des dalles, on considère généralement une bande de 1m de largeur c.à.d. que :

Chapitre III : Etude des planchers

On a $b=100\text{cm}$.

Pour le calcul des dalles, nous distingueront deux cas :

- A-dalle portant sur deux (02) sens si : $0,4 < L_x / L_y < 1$

Et la dalle est uniformément b-dalle ne portant que dans un (01) seul sens si: $L_x / L_y < 0,4$

On a

$$L_x = 4.76 \text{ m}$$

$$L_y = 5.45 \text{ m}$$

$$: 0,4 < L_x / L_y < 1 \quad \rightarrow \quad 0.4 < 0.87 < 1$$

Le panneau porte sur deux sens Dalle deux sens.

Remarque :

Dalle non exposé aux intempérie $\rightarrow c = 1 \text{ cm}$ et diamètre max $\Phi \leq h_d/10 = 15\text{cm}$

On prend $\Phi = 10 \text{ cm}$

III.1.1 Descente de la charge :

Pour une bande de 1m de longueur $\rightarrow q_u = q_u \times 1\text{m}$

Pour une bande de 1m de largeur $\rightarrow q_s = q_s \times 1\text{m}$

Evaluation des charges :

- Les charges sur poutrelles sont évaluées comme suite :

$$Q \text{ (charge d'exploitation)} = 5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.2 + 1.5 \times 5 = 17.22$$

ELS

$$p_s = G + Q = 12.2 \text{ KN/m}^2$$

Moment fléchissant :

A l'ELU

$$M_{ux} = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2$$

$$M_{uy} = \mu_y \cdot M_{ux}$$

A l'ELS

$$M_{sx} = \mu_x \cdot P_s \cdot l_x^2$$

$$M_{sy} = \mu_y \cdot M_{sx}$$

Tableau III. : moment en x et y.

Panneau	$\rho = L_x / L_y$	μ_x	μ_y	M_x	M_y
ELU	0.87	0.0486	0.7244	16.79	12.16
ELS	0.87	0.0556	0.8074	13.54	10.93

Chapitre III : Etude des planchers

➤ **Et Coefficient de poisson** : $\begin{cases} \nu = 0 \text{ pour le beton fissure ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ pour le beton fissure ELS} \end{cases}$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 16,79 = 12,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 12,16 = 10,336 \text{ KN.m}$$

- **En appui**

Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 16,79$$

$$= -8,395 \text{ KN.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 12,16 = -6,08 \text{ KN.m}$$

Appuis de rive

$$M_{aiy} = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 12,16 = -3,648 \text{ KN.m}$$

ELS

$$l_x = 4,76 \text{ m}; \quad l_y = 5,45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,5}{5} = 0,87 > 0,4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 13,54 = 10,155 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 10,93 = 9,29 \text{ N.m}$$

- **En appui**

Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 13,54 = -6,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 10,93 = -5,465 \text{ KN.m}$$

Appuis de rive

Chapitre III : Etude des planchers

$$M_{aiy} = -0,3 \times M_y^s = -0,3 \times 10,93 = -3,279$$

Tableau 16: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Sens	ELU		ELS	
	Mt[KN.m]	Ma[KN.m]	Mt[KN.m]	Ma[KN.m]
X-X	12.59	8.395	10.155	6.77
Y-Y	10.336	6.08	9.29N	5.465

Calcul de ferrailage :

a) Sens X-X :

- En travée :

➤ ELU

$$M_{tx}^u = 12,59 \text{ KN.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{12,59 \times 10^3}{100 \times 14,4^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,042)} \right)$$

$$\alpha = 0,053$$

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

$$\beta = 0,97$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,59 \times 10^3}{0,97 \times 14,4 \times 348} = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx}^u = 2,59 \text{ cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

Chapitre III : Etude des planchers

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28\text{cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 2,59\text{cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$As = \mathbf{5T10} = 3,93\text{cm}^2 (e = 20 \text{ cm}).$$

➤ ELS

$$M_{\text{tx}}^s = 10.155 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans armature comprimée.
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{\text{tx}}^u}{M_{\text{tx}}^s} = \frac{12.59}{10.155} = 1,23$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 > 0,053$$

➤ Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

- **En appui :**

➤ ELU

$$M_{\text{ax}}^u = 8.395 \text{ KN.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

Chapitre III : Etude des planchers

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{8.395 \times 10^3}{100 \times 14,4^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392(\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,028)} \right)$$

$$\alpha = 0,035$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,035$$

$$\beta = 0,98$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.395 \times 10^3}{348 \times 14,4 \times 0,98}$$

$$A_{tx}^u = 1,70 \text{ cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 1,70 \text{ cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2 (e = 20 \text{ cm})$$

➤ ELS

Chapitre III : Etude des planchers

$$M_{tx}^s = 6.77 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{8.395}{6.77} = 1,24$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 > 0,035$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

b) Sens Y-Y :

- **En travée :**

➤ **ELU**

$$M_{ty}^u = 10.336 \text{ KN.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{10.336 \times 10^3}{100 \times 14.4^2 \times 14.2} = 0,035 < 0,392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,035)} \right)$$

$$\alpha = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,050$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\beta = 0,98$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$
$$= \frac{10.336 \times 10^3}{0.98 \times 14.4 \times 348}$$
$$A_{ty}^u = 2,10 \text{ cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 2,10 \text{ cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$A = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad (e = 20 \text{ cm})$$

➤ **ELS**

$$M_{ty}^s = 9.29 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400

Chapitre III : Etude des planchers

- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s}$$
$$= \frac{10.336}{9.29} = 1.11$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,11 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,305 > 0,044$$

➤ Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

- **En appui :**

➤ **ELU**

$$M_{ay}^u = 6.08 \text{ KN.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{6.08 \times 10^3}{100 \times 14.4^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,020)} \right)$$

$$\alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,029$$

$$\beta = 0,98$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.08 \times 10^3}{348 \times 14.4 \times 0,98}$$

$$A_{ay}^u = 1,23 \text{ cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

Chapitre III : Etude des planchers

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28\text{cm}^2$$

$$A_{\text{ay}}^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_{\text{ay}}^u = 1,28\text{cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$A = 5\text{T}10 = 3,93\text{cm}^2 (e = 20 \text{ cm})$$

➤ **ELS**

$$M_{\text{ay}}^s = 5,465 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{\text{ay}}^u}{M_{\text{ay}}^s}$$

$$= \frac{6,08}{5,465} = 1,11$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,11 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,305 > 0,029$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

Vérification

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u)$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{15,26 \times 10^3 \times 4,76}{2} \times \frac{5,45^4}{5,45^4 \times 4,76^4}$$

$$T_x^u = 70,74 \text{ MPa.}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{15,26 \times 10^3 \times 5,45}{2} \times \frac{5,45^4}{5,45^4 \times 4,76^4}$$

$$T_y^u = 81 \text{ MPa.}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u) = \text{Max}(70,74; 81)$$

$$T_{max} = 81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{81 \times 10^2}{100 \times 14,4} = 0,056 \text{ MPa} < \tau_a = 1 \text{ MPa}$$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

• Vérification de la flèche :

Chapitre III : Etude des planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{545} = 0,029 < \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \rightarrow \frac{10.155}{20 \times 13.54} = 0,037 > 0,029 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$j = G - \text{poids des murs } 1m$$

$$j = 575 - 100 = 475 \text{ daN/m}$$

$$G = g \times 1 m = 575 \text{ dan/m}$$

- **Calcul des moments fléchissant**

$$M_g = 0,75 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0556 \times 575 \times 4,76^2$$

$$M_g = 5432.72 \text{ daN.m}$$

$$M_j = 0,75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0556 \times 475 \times 4,76^2$$

$$M_j = 4487.90 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0,75 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0556 \times 1075 \times 4,76^2$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$M_p = 10156.83 \text{ daN.m}$$

- **Module de déformation longitudinale**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment d'inertie I_0 :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 4,71 \times 14,5)}{(100 \times 16) + (4,71 \times 15)} = 8,27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,27 = 7,73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + \eta \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8,27^3}{3} + \frac{100 \times 7,73^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (7,73 - 2)^2$$

$$I_0 = 36569,58 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentage des armatures**

Chapitre III : Etude des planchers

$$\rho = \frac{A}{b \times d}$$
$$= \frac{4.71}{100 \times 14.4} = 3.27 \times 10^{-3}$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0,327$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{5432.72}{4,71 \times 0,911 \times 14,4} = 87.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{10156.83}{4,71 \times 0,911 \times 14,4} = 180.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{4487.90}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 72.63 \text{ MPa}$$

- **Calcul de μ_g , μ_j et μ_p**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00327 \times 87.92 + 2,1} \right]$$

$$\mu_g = -0,13$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00327 \times 180.55 + 2,1} \right]$$

$$\mu_p = 0,17$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003248 \times 72.63 + 2,1} \right]$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\mu_j = -0,20$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,00327}$$

$$\lambda_i = 6,42$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 6,42 = 2,56$$

- **Pour la charge (g)**

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36569,58}{1 + 6,42 \times 0,13}$$

$$I_{fg}^i = 21926.59cm^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36569,58}{1 + 2,56 \times 0,13}$$

$$I_{fg}^v = 30181.97cm^4$$

- **Pour la charge (j)**

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 36569,58}{1 + 6,42 \times 0,20}$$

$$I_{fj}^i = 17612.31cm^4$$

- **Pour la charge (p)**

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 36569,58}{1 + 6,42 \times 0,17}$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$I_{fp}^i = 1923.26 \text{ cm}^4$$

• Calcul des flèches partielles

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5432.72 \times 476^2}{10 \times 32164,20 \times 21926.59} = 0,17$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5432.72 \times 450^2}{10 \times 10818,87 \times 30181.97} = 0,37$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{jj}^i} = \frac{4487.90 \times 476^2}{10 \times 32164,20 \times 17612.31} = 0,18$$

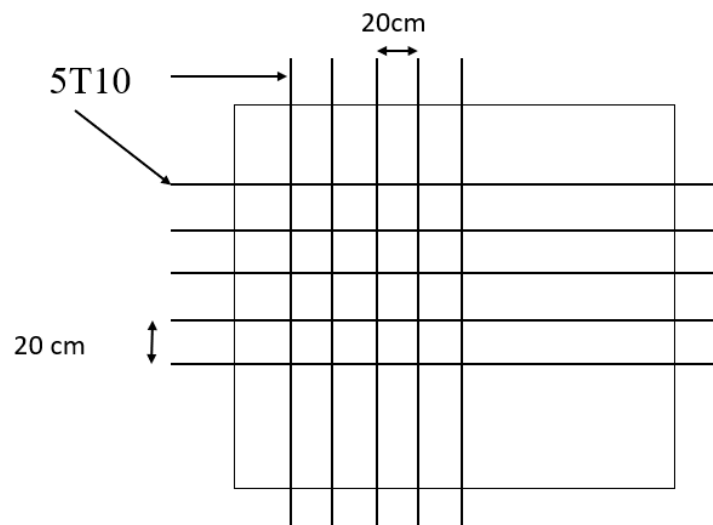
$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{10156.83 \times 476^2}{10 \times 32164,20 \times 1923.26} = 0,72$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ft} = (0,37 - 0,18) + (0,72 - 0,17) \leq \Delta_{ft} = \frac{450}{500}$$

$$\Delta_{ft} = 0,74 < \Delta_{ft} = 0,9 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Ferraillage du plancher :



Chapitre III : Etude des planchers

Figure 25 :Schéma du ferrailage en travée des dalles. (Nappes inférieures).

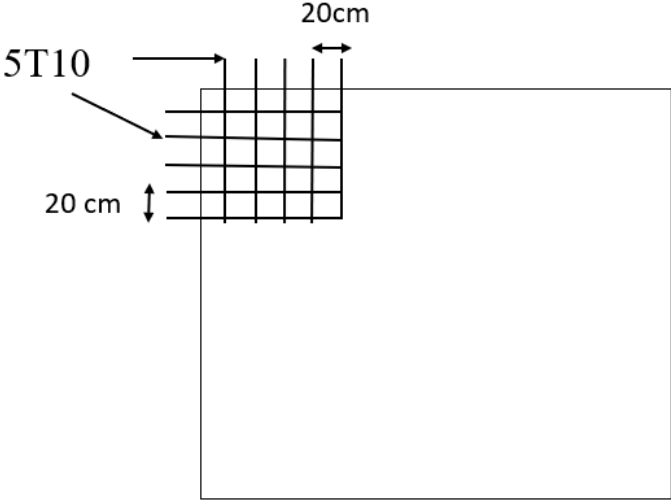


Figure 26: Schéma du ferrailage en appui des d

Chapitre IV :

Etude des éléments secondaires.

8 IV.1. Les balcons

Définition :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps

De hauteur $h=1[m]$ en brique creuse de $10[cm]$ d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

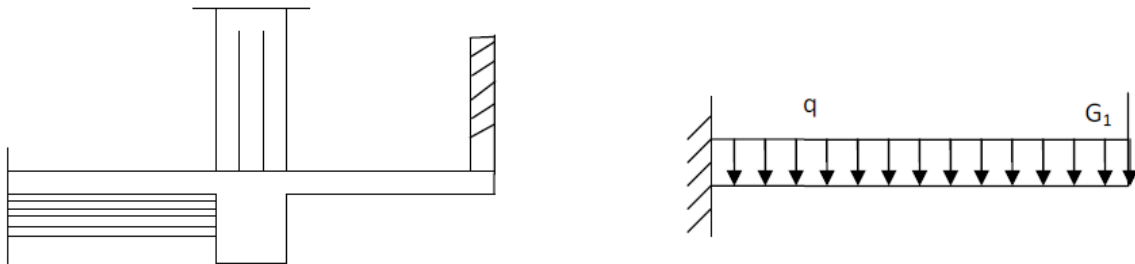


Figure 27 : schéma du balcon.

$$e > \frac{L}{10} \rightarrow e = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

Soit $e = 15 [cm]$

$G = 4.9 \text{ KN}$

a) - charge concentrée :

Poids propre du garde-corps..... $G=1.46 [KN]$.

Charge due à la main courante $Q=1[KN]$

b) - surcharge d'exploitation : $Q=3,5 [KN/ml]$.

c)-Combinaison de charges :

· Dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5.16 + 1,5 \times 3,5 = 12.21 [KN/ml]$.

· Garde-corps : $q_{u1} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1.46 = 1,971 [KN/ml]$.

· due à la main courante $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 [KN]$.

• Calcul le moment sollicitant :

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} + q_{u2} \cdot l + q_{u3} \cdot l = 10.64 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.04 < \mu_l = 0.392$$

==> section simplement armée

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.98$$

Soit : **4T10** = 3.14[cm²] avec un espacement St= 25[cm].

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10** avec : Ar= 3.14 cm²

- **Vérification à l'ELU :**

a) *Vérification de la condition de non fragilité :*

$$A_{min} = \left(0.23d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Condition vérifier

- *Vérification de l'effort*

Il faut vérifier que :

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

$$V_U = q_u \cdot L + q_{u1} = 11.86 \times 1.10 + 1.971 = 15.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{15.02 \times 10^3}{100.10 \times 13.5} = 1.11 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifier

- *Vérification de l'adhérence des barres :*

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 226.8 \text{ mm}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i} = 0.545 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.5 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_u \quad \implies \text{condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement :

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 \times f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42 \text{ cm}$$

\implies Soit des crochets de longueur $La = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = 17 \text{ [cm]}$.

Soit $La = 17 \text{ [cm]}$.

c) Ecartement des barres :

.. **Armatures principales :**

$$e \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = (30, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ [cm]} \implies \text{condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$e \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ [cm]} \implies \text{condition vérifiée.}$$

• Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge :

$$\cdot \text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = 4.9 + 3.5 = 8.4 \text{ [KN]}$$

$$\cdot \text{Garde-corps : } G_{s2} = 1.46 \text{ [KN]}$$

$$\cdot q_{s3} = q \implies q_{s3} = 1 \text{ [KN]}$$

Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + (G_{s2} \times (l - 5) - q_{s3} \times 1) = 7.68 \text{ KN.m}$$

Vérification à l'ELS :

a) - Dans le béton :

$$b. \frac{y_1^2}{2} - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$\rightarrow 50y_1^2 + 47.1y_1 - 635.85 = 0$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$y_1 = 3.1\text{cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y_1^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - y_1)^2 = 6087.36\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7.68 \times 10^6}{6087.36 \times 10^4} \times 31 = 3.91$$

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Condition vérifier

Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration préjudiciable

$$; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{cj}})$$

$$\eta = 1.6 \rightarrow \phi \text{ des armatures} > 6[\text{mm}].$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{cj}})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max(200; 201.63) = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \min(266.67; 201.63) = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \cdot \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{7.68 \times 10^6}{6087.36 \times 10^4} \times (135 - 31) = 196.81\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 196.81\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63$$

Condition vérifier.

Ferraillage du balcon :

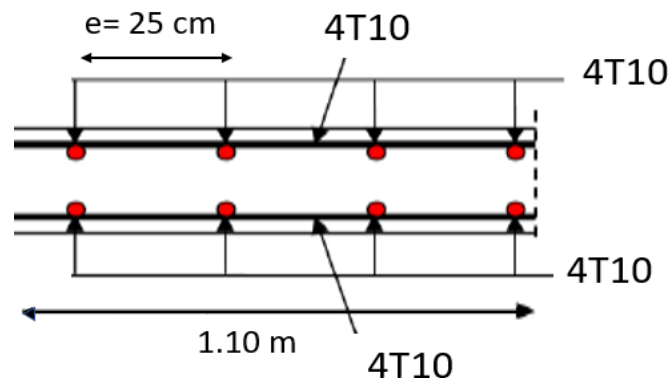


Figure 28 : Ferrailage du balcon.

9 IV.2.L'acrotère :

Hypothèse de calcul

L'acrotère sera calculé en flexion composée pour un bond de 1 ml, et la fissuration est considéré préjudiciable.

a) Evaluation des charge et surcharge

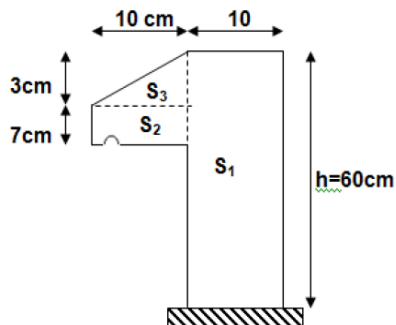


Figure 29 : Schéma de l'acrotère.

Poids propre

$$G = \gamma_b * S * 1$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = 60 \times 10 + 5 \times 10 + 0.5 \times (10 \times 3)$$

$$S = 685 \text{ cm}^2 = 0.0685 \text{ m}^2$$

Donc :

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7130 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment

Enduit extérieure : (e=1.5cm)

Enduit intérieure : (e= 2 cm)

$$G_t = G + G_1 + G_2 = 2.133 \text{ KN/ ml}$$

b. Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 2.133 = 2.87 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 2.133 \text{ kN/ml}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

c. Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN/ml}$$

d. Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN. m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN. m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN. m}$$

e. Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

f. Excentricité :

$$e = M_U / N_U = 0,9 / 2,87 = 0,31 \text{ m}$$

$$e_p / 2 = 0,05 \text{ m} < 0,264 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_U = N_U [e + h/2 - c] = 2,87 [0,05 + 0,6/2 - 0,02] = 0,94 \text{ kn. m}$$

$$(d - c') N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c')) f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') N_U - M_U = 0,11 \text{ KN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c')) f_{bc} \times b \times h$$

$$((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) \times 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$0.11 < 24.80 \text{ kn.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait

Pour une section rectangulaire ($b \times h$) = $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

Calcul du ferrailage (E.L.U).

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{cb}} = \frac{0.94 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.01$$

Avec :

$$\mu_l = 0.8 \times 0.678 \times (1 - (0.4 \times 0.678)) = 0.395 > \mu = 0.01 \rightarrow A' = 0$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.012$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.012 = 0.99$$

On calcul :

Afs: Section d'armatures en flexion simple ;

Afc: Section d'armatures en flexion composée.

$$A_1 = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.94 \times 10^3}{0.99 \times 8 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 0.33 \text{ cm}^2$$

b. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

➤ Les armatures principales :

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.31 \text{ m}$$

$d = 0.9h_t = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{ft28}{fe}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$\Rightarrow A_{s \min} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_u ; A_l ; A_{\min}) \Rightarrow \max (0.33 ; 0.34 ; 1)$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T6** ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Les armature de répartitions :**

$$A_r = A_s / 4 = 1.13 / 4 = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte. ; $A_s = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **4T6**

- **Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

- a. Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + h/2) = 2.133 \times (0,31 - 0,02 + 0.10/2) = 0.72 \text{ kN. m}$$

- b. Position de l'axe neutre :**

$$b/2 \times y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - (15)(1.13)(9 - y) = 0$$

$$50y^2 - 16.95y - 152.55 = 0$$

$$y = 1,59 \text{ cm}$$

- c. Moment d'inertie:**

$$I = b/3 \times y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 100/3 \times 1.59^3 + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,57)^2)$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

- d. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = M_{ser} / I \times y = 954 / 1064,68 \times 1,59 = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.56 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

e. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$\bar{\sigma}_{st} = \min(23f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$; Fissuration préjudiciable

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = \eta \times M_{ser} / I (d - y) = 1,6 \times 954 / 1064,68 \times (9 - 1,59) = 10,62, \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 10,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$;Condition vérifiée

f. Contrainte de cisaillement :

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

$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$

$\tau_u = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$.

Condition vérifiée.

• Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$ Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15C_p$; Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,513 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,513 = 1,206 \text{ kN}$

$F_p = 1,206 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$;Condition vérifié

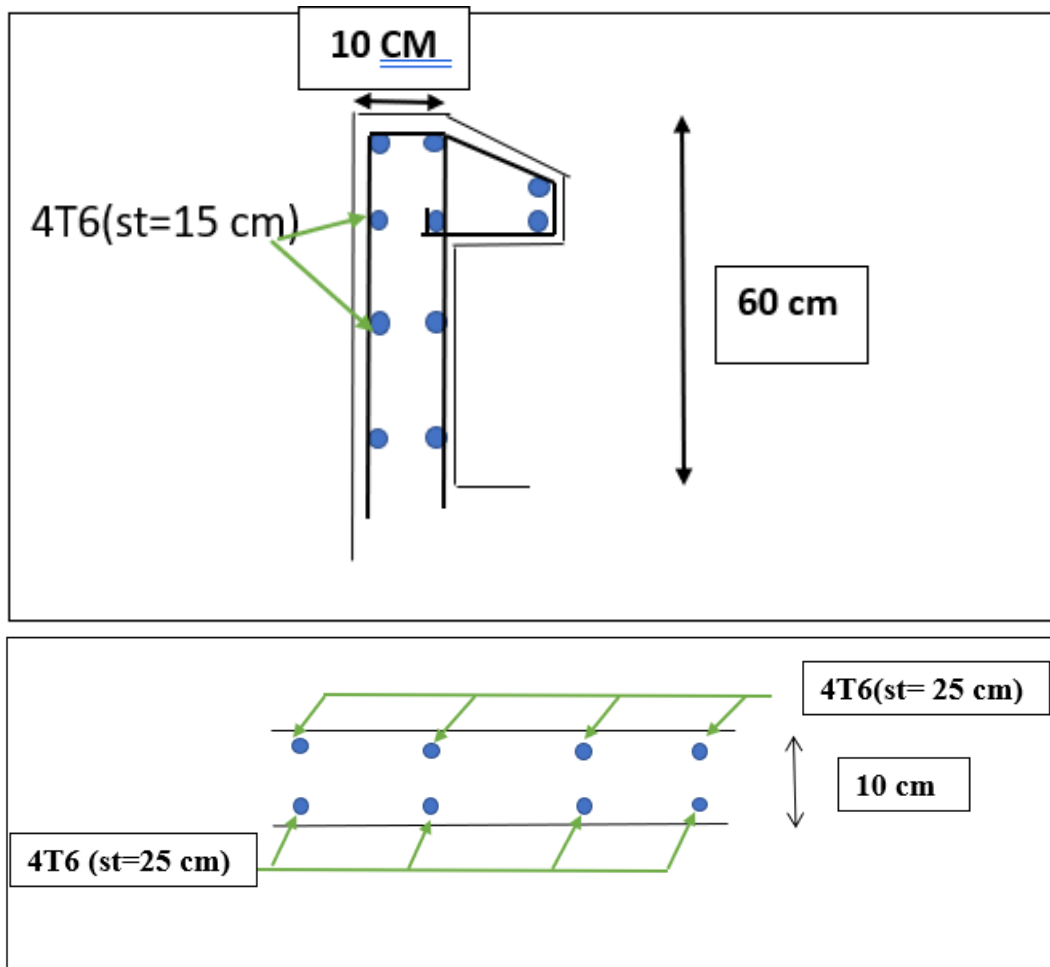


Figure 30: ferrailage de l'acrotère.

10 IV.3.LES ESCALIER

Calcul des escaliers :

Méthode de calcul :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Evaluation des charges :

Le Palier : $G_p = 6.4 \text{ KN/m}^2$; $Q_p = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

La volée RDC : $G_v = 9.77 \text{ N/m}^2$; $Q_v = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

La volée étage courant et sous-sol :

: $G_v = 9.52 \text{ N/m}^2$; $Q_v = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

Combinaisons des charges :

E.L.U :

Le palier : $q_{up} = 1,35 \times 6.4 + 1,5 \times 2,5 = 12.39 \text{ KN/ml}$.

Les volées RDC et le sous-sol : $q_{uv} = 1,35 \times 9.77 + 1,5 \times 2,5 = 16.94 \text{ KN/ml}$.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

La volée de l'étage courant : $q_{uv} = 1,35 \times 9,52 + 1,5 \times 2,5 = 16,60 \text{ KN/ml}$.

E.L.S:

Le palier : $q_{serp} = 6,4 + 2,5 = 8,9 \text{ KN/ml}$.

Les volées RDC et le sous-sol : $q_{serv} = 9,77 + 2,5 = 12,27 \text{ KN/ml}$

La volée de l'étage courant : $q_{uv} = 9,52 + 2,5 = 12,02 \text{ KN/ml}$.

a) **Volée 1 et 3 de le RDC et le sous-sol :**

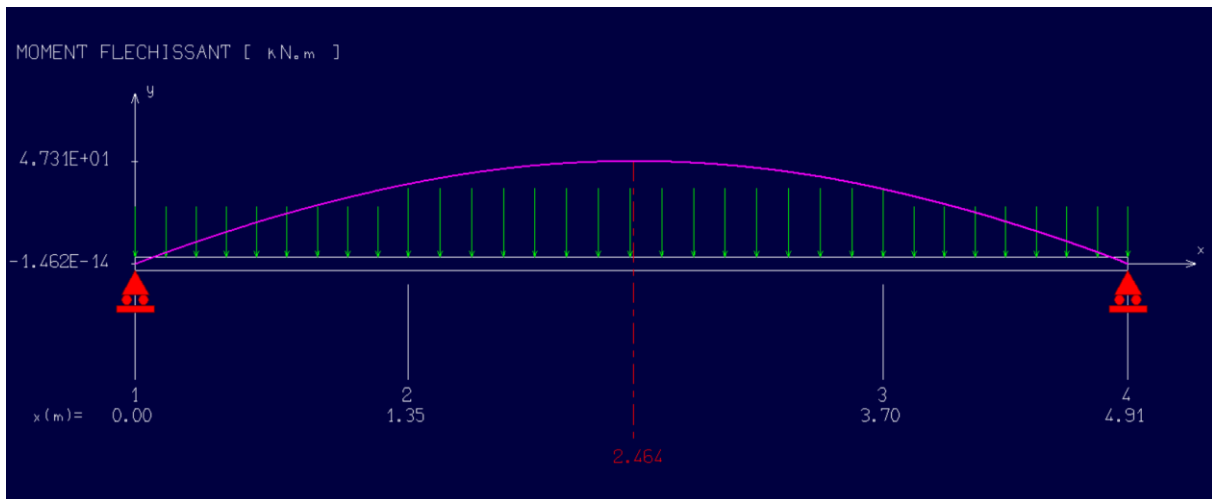


Figure 31 : moment fléchissant.

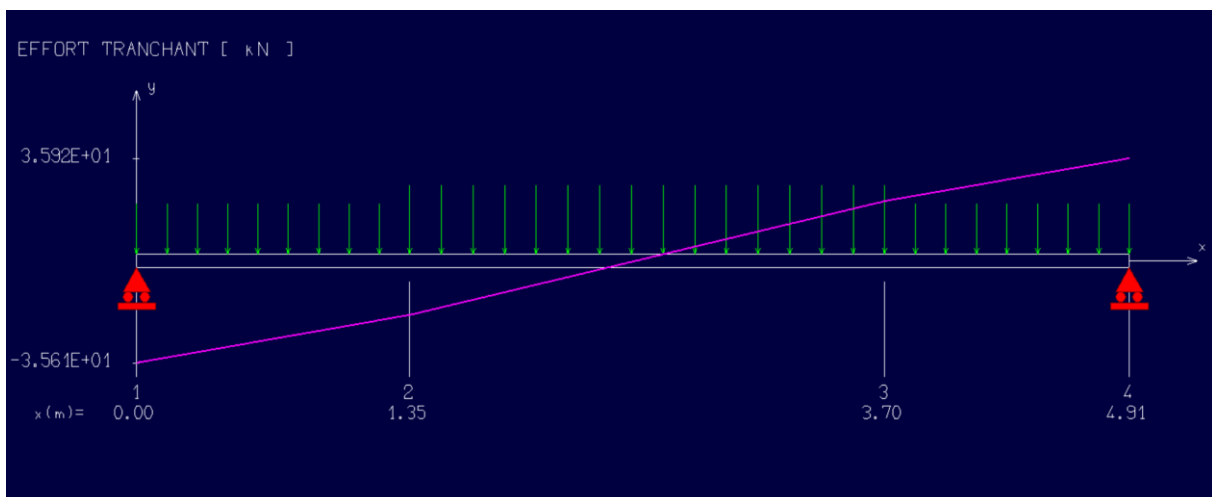


Figure 32 : effort tranchant.

Le moment max à $x=2,46\text{m}$: $M_{\max} = 47,3 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max est : $T_{\max} = 35,92 \text{ KN}$

Donc

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 40,20 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,4 \times M_{\max} = 18,92 \text{ KN.m}$

CALCUL DE FERRAILLAGE

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Armatures longitudinales :

À l'ELU :

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu \ell = 0.392, \mu < \mu \ell \rightarrow \dot{\lambda} = 0;$$

$$\text{avec : } \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{40.20 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.087$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha).$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tableau 17 : calcul des armatures.

	M(KN.m)	$\dot{\lambda}$	α	β	A_{cal}	Aadop(cm²)
Travée	40.20	0	0.11	0.95	6.75	6T12= 6.79
Appuis	18.92	0	0.052	0.97	6.61	6T12= 6.79

• **E.L.S :**

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

• **Condition de non fragilité : [BAEL91 (article A.4.2, 1)]**

$$A_{min} \geq 0.23 b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.41 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : [BAEL91 (article B.6.4)]

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h \rightarrow A'_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

	Acal (cm²)	Amin (cm²)	A'min(cm²)	A_{max}(cm²)	Aadop(cm²)
Travée	6.75	2.41	2	6.75	6T12= 6.79
Appuis	6.61	2.41	2	6.61	6T12=6.79

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

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

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

$$S_T = 25 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'effort :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_U}{b. d} = \frac{35.92 \times 10^3}{1000 \times 18} = 1.99 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.99MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

Condition vérifier

- **Vérification de la flèche :**
- $h/L \geq 1/16 \rightarrow 20/435 = 0,046 \not\geq 0,0625$ Condition non vérifiée.
- $As/b \cdot d \leq 4,2/f_e \rightarrow 6.79/100 \times 18 = 0,0037 < 0,0105$ Condition vérifiée.
- $h/L \geq Mt/10M_0 \rightarrow 20/435 = 0,045 \not\geq 0,85/10 = 0,085$ Condition non vérifiée.

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

La flèche totale [BAEL91 (Art. B.6.5,2)]:

-Les flèches *fv* et *fi* dues à l'ensemble des charges permanentes.

-La flèche *fij* due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

- la flèche *fip* due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

- La flèche admissible [BAEL91 (Art. B.6.5,3)]:

$f_{adm} = L / 500$; pour les éléments supports reposant sur 2 appuis si la portée L est au plus égale à 5 m.

• **Calcul de la flèche : [BAEL91 (Art. B.6.5.3)]**

Position de centre de gravité de la section homogène :

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

Avec : η : coefficient d'équivalence ($\eta=15$).

$$Y_G = 10.38 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G\right)^2 + \eta \cdot A_s \cdot (d - Y_G)^2 = 67731.56 \text{ cm}^4$$

• **Déformation instantanée :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{2 + 3 \frac{b_0}{b} \cdot \rho}$$

$$b_0 = b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6.79}{100 \cdot 18} = 0.0037$$

$$\lambda_i = 5.67$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

- **Déformation différée :**

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i \rightarrow \lambda_v = 2.268$$

- **Moment fléchissant à l'E.L. S :**

$$M = 34.23 \text{ (KN.m)}$$

$$q = 10.58 \text{ (KN)}$$

- **Sous charges permanentes :**

$$q_g = \frac{G_p \cdot l_p + G_v \cdot l_v}{l_p + l_v} = 7.79 \text{ KN/m} \quad M_g = 0.85 \cdot 6.79 \cdot 4.91^2 / 8 = 19.95 \text{ KN.m}$$

- **Sous charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.**

Dans le cas de mise en place tardive des cloisons ou de revêtements fragiles, il est loisible de ne pas tenir compte dans la formule de la flèche de fluage antérieur à cette mise en place [BAEL91 (Art. B.6.5,2)], $f_{ij} = 0$.

- **Sous charges permanente et d'exploitation :**

$$q_p = G + Q = 6.4 + 2.50 = 8.9 \text{ KN/m} \quad M_p = 0.85 \times 8.9 \times 4.91^2 / 8 = 22.79 \text{ KN.m}$$

- **Contraintes de traction effectives de l'acier :**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) [P. Charon] :
 $\rho_1 = 100A/b \cdot d = 100\rho = 100 \times 0.0037 = 0.37$

D'après le tableau N°7 (Annexe BAEL de P. Charon):

$$\rho_1 = 0.37 \rightarrow \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 178.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 203.78 \text{ MPa}$$

- **Coefficient :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.224$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.281$$

- **Moments d'inertie fictifs :**

$$I_{fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 49405.26 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 32820.30 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 45504.39 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de la flèche :**

On a :

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$f_v^g = \frac{Mg.L^2}{10.Ev.I_{fv}^g} = 0.89 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{Mg.L^2}{10.Ei.I_{fi}^g} = 0.45 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{Mg.L^2}{10.Ei.I_{fi}^p} = 0.32 \text{ cm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta ft = f_{vg} - f_{ij} + f_{ip} - f_{ig} = 0.89 - 0 + 0.32 - 0.45 = 0.76 \text{ cm}$$

$$\Delta ft = 0.76 \text{ cm} < f_{adm} = 491/500 = 0.98 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage :

Figure 33 : Ferraillage de l'escalier.

b) Volée 2 (RDC et sous-sol).

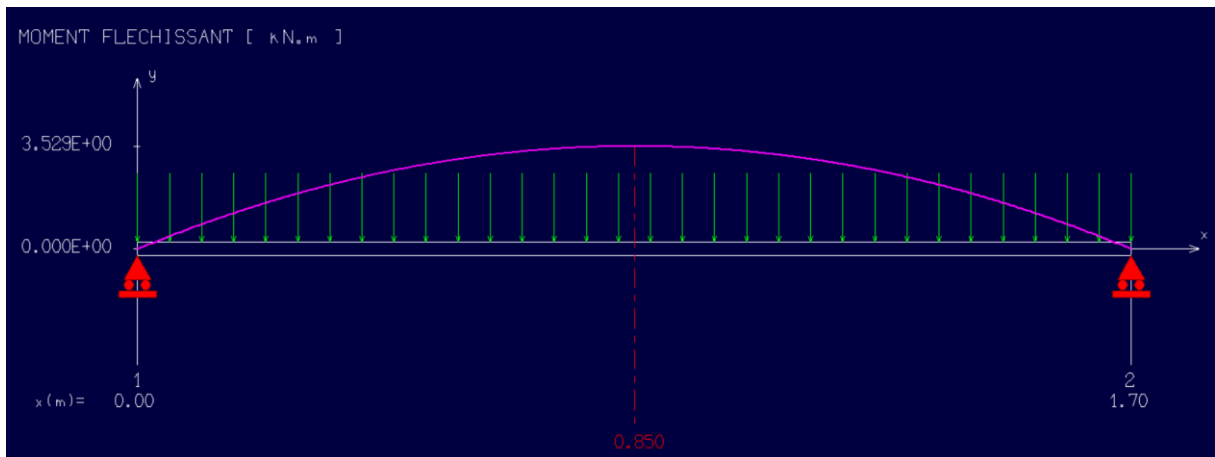


Figure 34 : moment fléchissant.

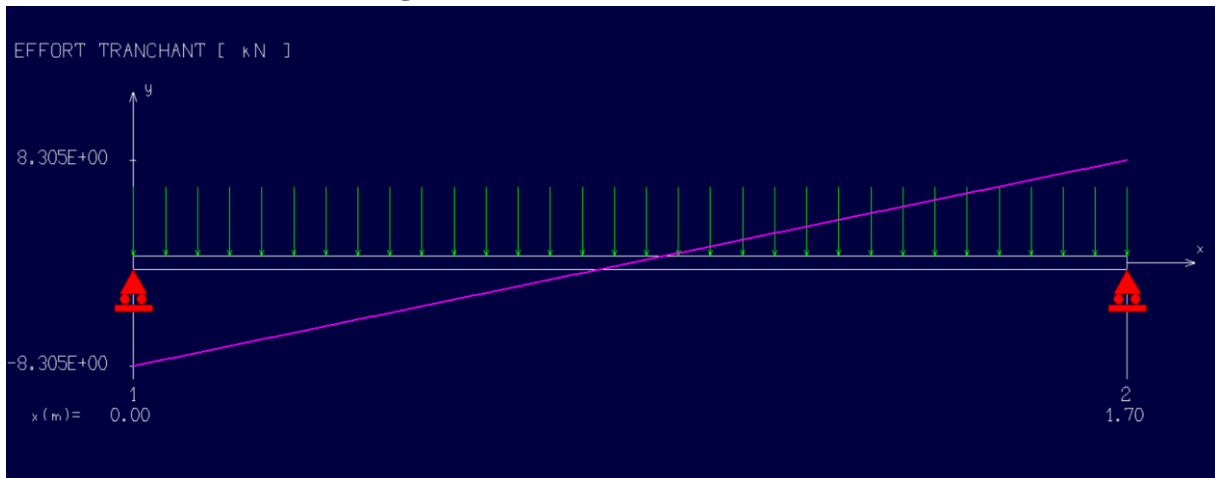


Figure 35 : effort tranchant.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Le moment max à $x=0.85m$: $M_{max}=35.29KN.m$

L'effort tranchant max est : $T_{max} = 83.05 KN$

Donc $M_t=0.85 \times M_{max} = 29.99KN.m$

$M_a=0.4 \times M_{max} = 14.11KN.m$

CALCUL DE FERRAILLAGE

Armatures longitudinales :

- E.L.U :

$f_e = 400 MPa$, $\sigma_s = 348 MPa$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 MPa$

$\mu l = 0.392$, $\mu < \mu l$ $\dot{\lambda} = 0$; avec : $\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29.99 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.065$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tableau 18 : calcul des armature.

	M(KN.m)	$\dot{\lambda}$	μ	α	β	A_{cal}	Aadop(cm²)
Travée	29.99	0	0.065	0.084	0.96	4.98	5T12=5.65
Appuis	14.11	0	0.030	0.038	0.98	2.29	4T10= 3.14

Condition de non fragilité : [BAEL91 (article A.4.2, 1)]

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.41 cm^2$$

> Pourcentage minimal : [BAEL91 (article B.6.4)]

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h \rightarrow A'_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 20 = 2 cm^2$$

	Acal (cm²)	Amin (cm²)	A'min(cm²)	Amax(cm²)	Aadop(cm²)
Travée	6.75	2.41	2	4.98	5T12= 5.65
Appuis	6.61	2.41	2	2.29	4T10=3.14

En travée :

$St = 20 cm$.

En appuis :

$St = 25 cm$

Armature de répartition en travée :

En travée :

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2$$

On adopte : 4T10=3.14 cm²

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

En appuis :

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10=3.14 cm²

Vérification de l'effort

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{83.05 \times 10^3}{1000 \times 18} = 0.46 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

- $h/L \geq 1/16 \rightarrow 20/135 = 0,148 \geq 0,0625$ Condition non vérifiée.
- $As/b \cdot d \leq 4,2/f_e \rightarrow 5.65/100 \times 18 = 0,0031 < 0,0105$ Condition vérifiée.
- $h/L \geq Mt/10M_0 \rightarrow 20/135 = 0,048 \geq 0,85/10 = 0,085$ Condition non vérifiée.

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

La flèche totale [BAEL91 (Art. B.6.5,2)]:

-Les flèches ***f_{vg}*** et ***f_{ig}*** dues à l'ensemble des charges permanentes.

-La flèche ***f_{ij}*** due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

- la flèche ***f_{ip}*** due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

- La flèche admissible [BAEL91 (Art. B.6.5,3)] : $f_{adm} = L / 500$; pour les éléments supports reposant sur 2 appuis si la portée L est au plus égale à 5 m.

• Calcul de la flèche : [BAEL91 (Art. B.6.5.3)]

Position de centre de gravité de la section homogène :

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

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

Avec : η : coefficient d'équivalence ($\eta=15$).

$$Y_G = 10.32 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G\right)^2 + \eta \cdot A_s \cdot (d - Y_G)^2$$
$$= 66880.006 \text{ cm}^4$$

Déformation instantanée :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{2 + 3 \frac{b_0}{b} \cdot \rho}$$

$$b_0 = b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \cdot 18} = 0.0031$$

$$\lambda_i = 6.77$$

Déformation différée :

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i \rightarrow \lambda_v = 2.708$$

Moment fléchissant à l'E.L. S :

$$M = 5.54 \text{ (KN.m);}$$

$$q = 28.62 \text{ (KN.)}$$

Sous charges permanentes :

$$q_g = \frac{G_p \cdot l_p + G_v \cdot l_v}{l_p + l_v} = 9.52 \text{ KN/m}$$

$$M_g = 0.85 \cdot 9.52 \cdot 1.35^2 / 8 = 1.84 \text{ KN.m}$$

- Sous charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

Dans le cas de mise en place tardive des cloisons ou de revêtements fragiles, il est loisible de ne pas tenir compte dans la formule de la flèche de fluage antérieur à cette mise en place

[BAEL91 (Art. B.6.5,2)], $f_{ij}=0$.

Sous charges permanente et d'exploitation :

$$q_p = G + Q = 9.52 + 2.50 = 12.02 \text{ KN/m}$$

$$M_p = 0.85 \times 12.02 \times 1.35^2 / 8 = 2.32 \text{ KN.m}$$

Contraintes de traction effectives de l'acier :

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) [P. Charon] :

$$\rho_1 = 100A/b \cdot d = 100\rho = 100 \times 0.0031 = 0.31$$

D'après le tableau N°7 (Annexe BAEL de P. Charon):

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$\rho l = 0,31 \rightarrow \beta l = 0,915$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 1,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 2,49 \text{ MPa}$$

Coefficient :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + \text{ft}28} = 1,72$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + \text{ft}28} = 1,72$$

Moments d'inertie fictifs :

$$I_{fv}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda v \cdot \mu_g} = 13003,02 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu_g} = 5818,22 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu_p} = 13003,02$$

*cm*⁴

Calcul de la flèche :

On a :

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = 0,023 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = 0,017 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^p} = 0,008 \text{ m}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta ft = f_{vg} - f_{ij} + f_{ip} - f_{ig} = 0,23 - 0 + 0,008 - 0,017 = 0,221 \text{ cm}$$

$$\Delta ft = 0,221 \text{ cm} < f_{adm} = 135/500 = 0,27 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage :

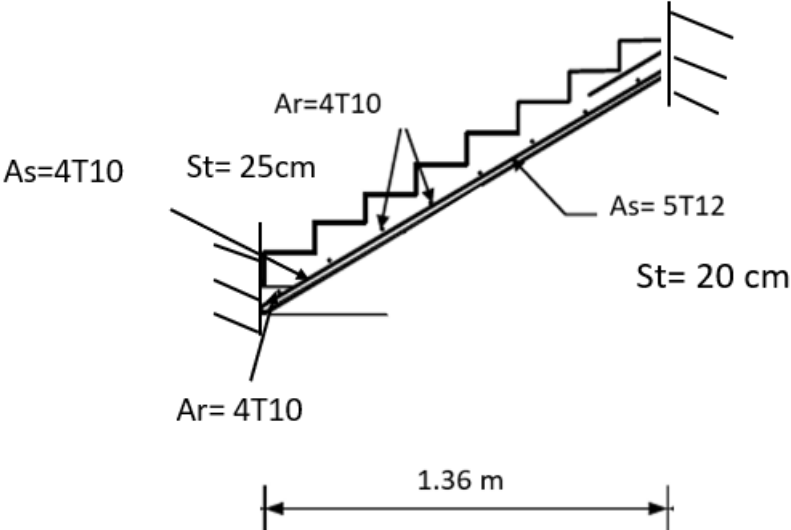


Figure 36 : ferrailage de l'escalier (volée 2).

ETAGE COURANT volée 1 et 3 :

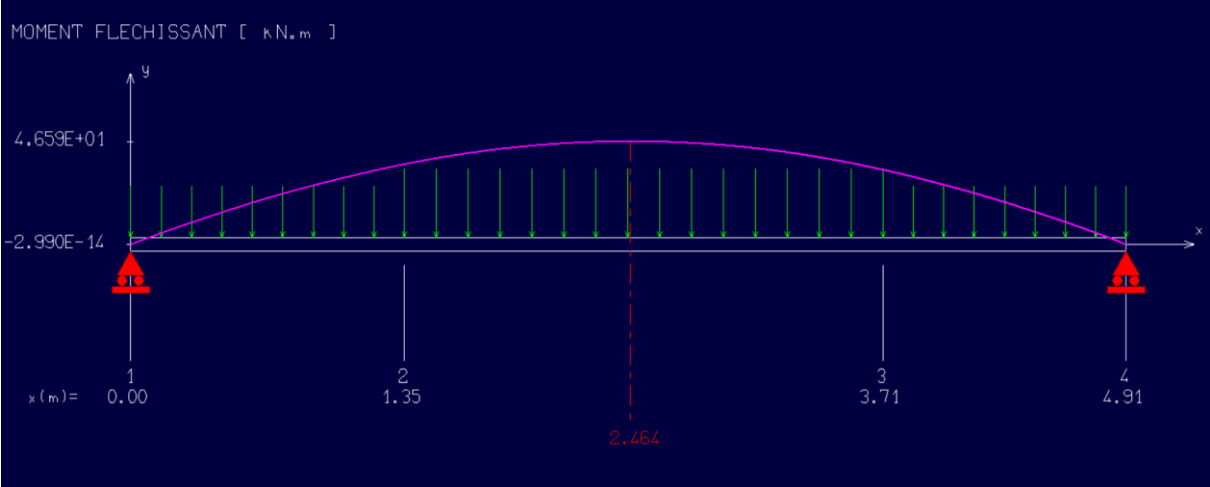


Figure 37 : moment fléchissant.

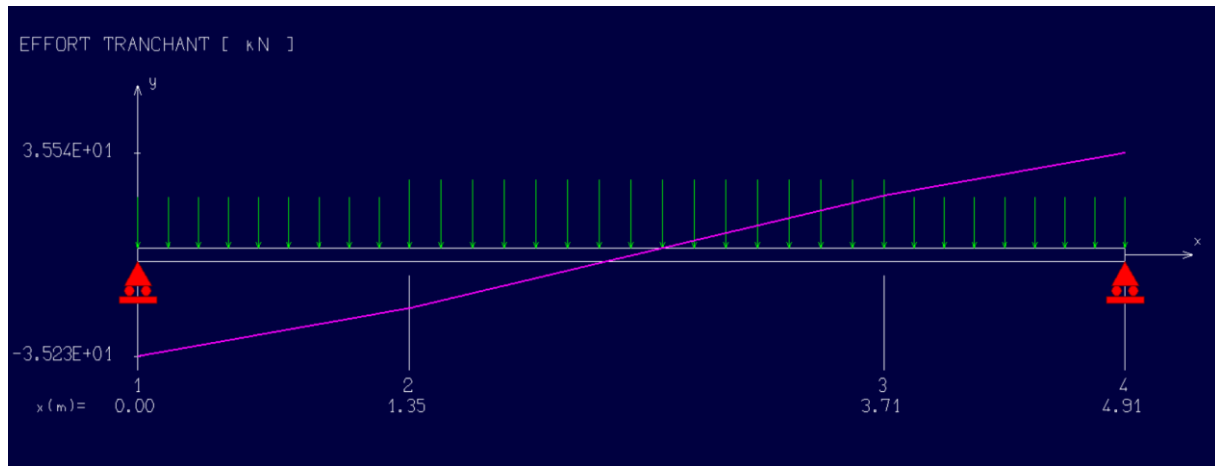


Figure 38 : effort tranchant.

Le moment max à x=2.46m : Mmax =46.59 KN.m

L'effort tranchant max est : Tmax =35.54 KN

Donc Mt=0.85× Mmax =39.60 KN.m ; Ma=0.4× Mmax = 18. 63KN.m

CALCUL DE FERRAILLAGE

: Armatures longitudinales

Type (1) :

- E.L.U :

fe = 400 MPa , σs = 348 MPa , σ_b = 14,2 MPa

$$\mu l = 0.392 , \mu < \mu l \quad \dot{\lambda} = 0 ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{39.6 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) , \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tableau 19 : calcul des armatures.

	M(KN.m)	$\dot{\lambda}$	μ	α	β	A_{cal}	Aadop(cm²)
Travée	39.60	0	0.086	0.11	0.95	6.65	6T12= 6.79
Appuis	18.63	0	0.04	0.051	0.97	3.13	4T10=3.14

Condition de non fragilité : [BAEL91 (article A.4.2, 1)]

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : [BAEL91 (article B.6.4)]

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h \rightarrow A'_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

	Acal (cm²)	Amin (cm²)	A'min(cm²)	Amax(cm²)	Aadop(cm²)

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Travée	6.65	2.17	2	6.65	6T12= 6.79
Appuis	3.13	2.17	2	3.13	4T10=3.14

En travée :

St= 20 cm

En appuis :

St=25 cm

Armature de répartition

En travée :

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

00.

En appuis :

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10=3.14cm².

Vérification de l'effort

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{35.54 \times 10^3}{1000 \times 18} = 1.97 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifier

Vérification de la flèche :

- $h/L \geq 1/16 \rightarrow 20/491=0,040 \not\geq 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée.
- $As/b \cdot d \leq 4,2/f_e \rightarrow 6.79/100 \times 18=0,0037 < 0,0105 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $h/L \geq Mt/10M_0 \rightarrow 20/491=0,040 \not\geq 0,85/10=0,085 \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

La flèche totale [BAEL91 (Art. B.6.5,2)]:

-Les flèches *fv* et *fi* dues à l'ensemble des charges permanentes.

-La flèche *fij* due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

- la flèche *fip* due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

- La flèche admissible [BAEL91 (Art. B.6.5,3)] : $f_{adm} = L / 500$; pour les éléments supports reposant sur 2 appuis si la portée L est au plus égale à 5 m.

• **Calcul de la flèche : [BAEL91 (Art. B.6.5.3)]**

Position de centre de gravité de la section homogène :

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

Avec : η : coefficient d'équivalence ($\eta=15$).

$$Y_G = 10.38 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G\right)^2 + \eta \cdot A_s \cdot (d - Y_G)^2$$
$$= 67731.56 \text{ cm}^4$$

□ **Déformation instantanée :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{2 + 3 \frac{b_0}{b} \cdot \rho}$$

$$b_0 = b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6.79}{100 \cdot 18} = 0.0037$$

$$\lambda_i = 5.67$$

Déformation différée :

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i \rightarrow \lambda_v = 2.268$$

Moment fléchissant à l'E.L. S :

$$M = 0.85 \cdot 20.92 \cdot 4.91^2 = 20.92 \text{ KN.m ;}$$

$$q = 20.92 \text{ kn}$$

- **Sous charges permanentes :**

$$q_g = \frac{G_p \cdot l_p + G_v \cdot l_v}{l_p + l_v} = 7.69 \text{ KN/m}$$

$$M_g = 0.85 \cdot 7.69 \cdot 4.91^2 / 8 = 19.69 \text{ KN.m}$$

- **Sous charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.**

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Dans le cas de mise en place tardive des cloisons ou de revêtements fragiles, il est loisible de ne pas tenir compte dans la formule de la flèche de fluage antérieur à cette mise en place [BAEL91 (Art. B.6.5,2)], $f_{ij}=0$.

Sous charges permanente et d'exploitation :

$$q_p = G + Q = 6.4 + 2.50 = 8.9 \text{ KN/m}$$

$$M_p = 0.85 \times 8.9 \times 4.91^2 / 8 = 22.79 \text{ KN.m}$$

Contraintes de traction effectives de l'acier :

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) [P. Charon] :

$$\rho l = 100A/b \cdot d = 100\rho = 100 \times 0.0037 = 0.37$$

D'après le tableau N°7 (Annexe BAEL de P. Charon):

$$\rho l = 0.37 \rightarrow \beta l = 0.915$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta l \cdot d} = 176.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta l \cdot d} = 203.78 \text{ MPa}$$

Coefficient :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + ft_{28}} = 0.780$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + ft_{28}} = 0.281$$

Moments d'inertie fictifs :

$$I_{fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda v \cdot \mu_g} = 26906.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu_g} = 13739.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu_p} = 45504.39 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

On a :

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = 0.0016 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = 0.001 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^p} = 0.003 \text{ cm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta ft = f_{vg} - f_{ij} + f_{ip} - f_{ig} = 0 \text{ cm}$$

$$\Delta ft = 0.76 \text{ cm} < f_{adm} = 491/500 = 0.98 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferrailage :

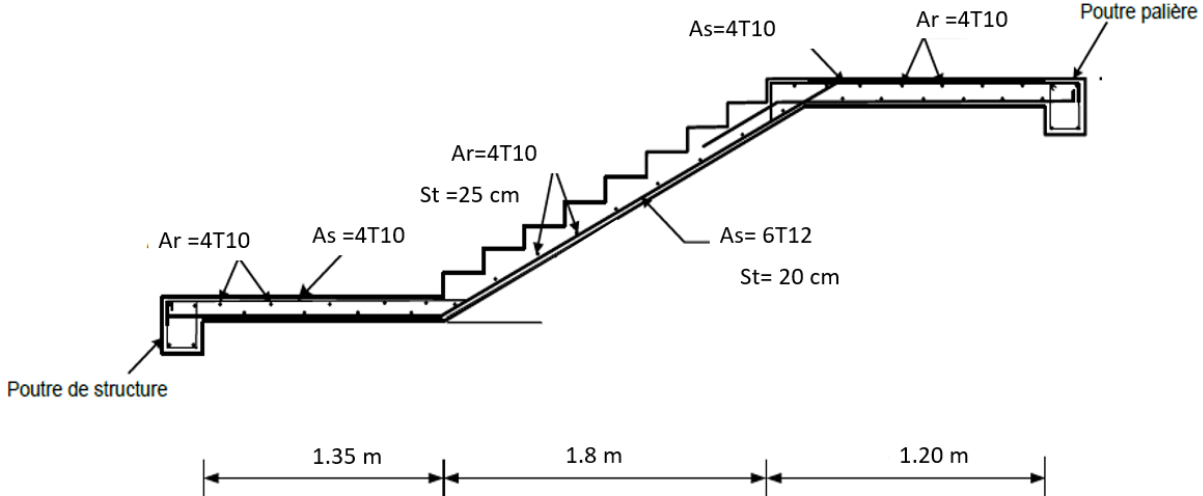


Figure 39 : ferrailage de l'escalier.

Volée 2 étage courant :

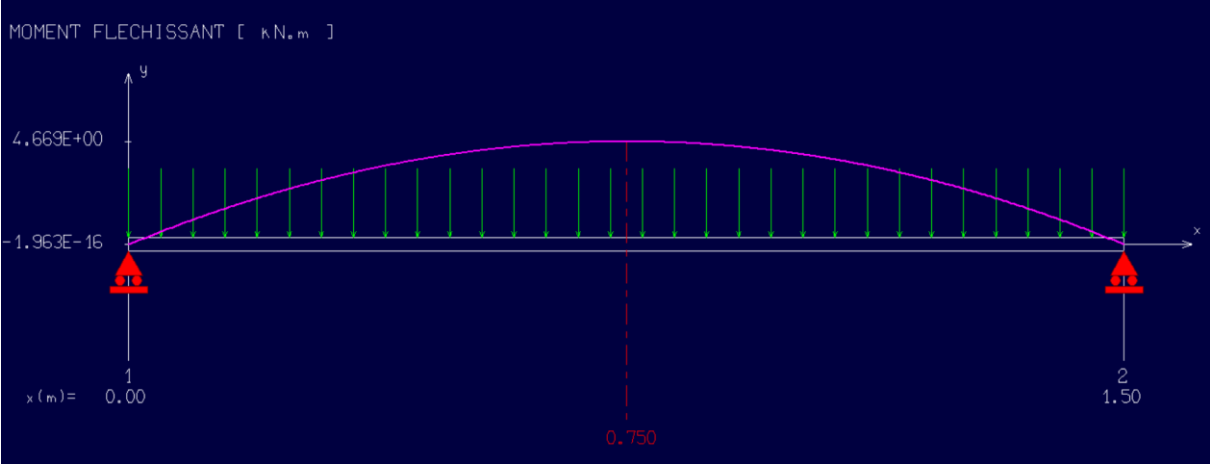


Figure 40 :Schéma de moment fléchissant.

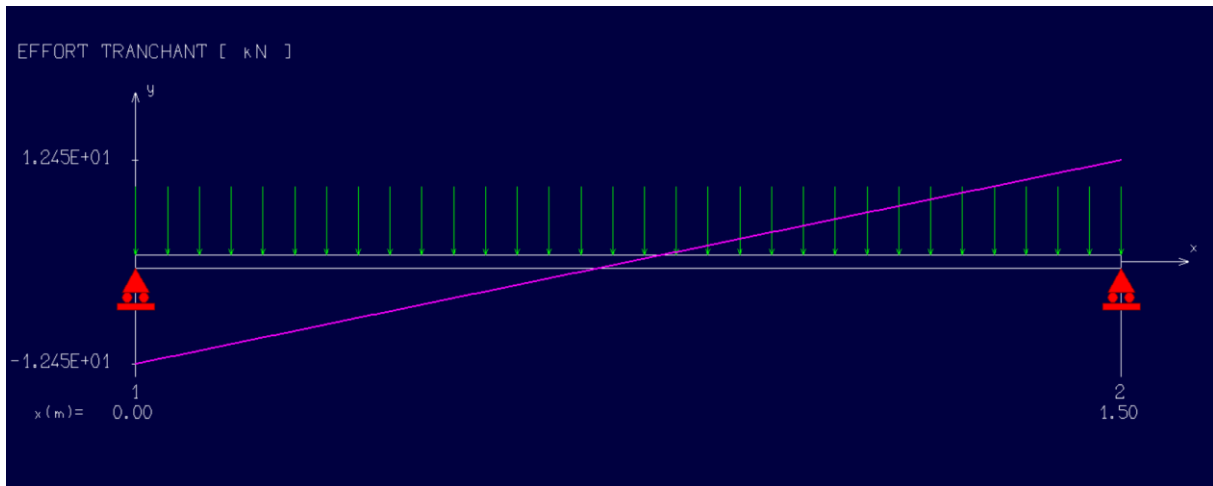


Figure 41 :Schéma de l'effort tranchant.

Le moment max à $x=0.75\text{m}$:

$$M_{\max} = 46.69 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant max est : $T_{\max} = 12.45 \text{ KN}$

Donc

$$M_t = 0.85 \times M_{\max} = 39.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 \times M_{\max} = 18.67 \text{ KN.m}$$

CALCUL DE FERRAILLAGE

: Armatures longitudinales

E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} , \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu \ell = 0.392 , \mu < \mu \ell \quad \dot{\Delta} = 0 ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{39.68 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) , \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tableau 20 : calcul des armature.

	M(KN.m)	$\dot{\Delta}$	μ	α	β	A_{cal}	Aadop(cm²)
Travée	39.68	0	0.086	0.11	0.95	6.66	6T12= 6.79
Appuis	18.63	0	0.04	0.051	0.97	3.06	4T10=3.14

Condition de non fragilité : [BAEL91 (article A.4.2, 1)]

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Pourcentage minimal : [BAEL91 (article B.6.4)]

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h \rightarrow A'_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	6.66	2.17	2	6.65	6T12= 6.79
Appuis	3.06	2.17	2	3.13	4T10=3.14

Armature de répartition

En travée :

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10=3.14cm².

En appuis :

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10=3.14cm²

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{12.45 \times 10^3}{100 \times 10 \times 18} = 0.69 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

- $h/L \geq 1/16 \rightarrow 20/135 = 0,148 \geq 0,0625$ Condition vérifiée.
- $As/b \cdot d \leq 4,2/f_e \rightarrow 6.79/100 \times 18 = 0,0037 < 0,0105$ Condition vérifiée.
- $h/L \geq Mt/10M_0 \rightarrow 20/135 = 0,148 \geq 0,85/10 = 0,085$ Condition vérifiée.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Une condition ne sont pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

La flèche totale [BAEL91 (Art. B.6.5,2)]:

- Les flèches ***f_{vg}*** et ***f_{ig}*** dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche ***f_{ij}*** due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- la flèche ***f_{ip}*** due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.
- La flèche admissible [BAEL91 (Art. B.6.5,3)] : $f_{adm} = L / 500$; pour les éléments supports reposant sur 2 appuis si la portée L est au plus égale à 5 m.

• Calcul de la flèche : [BAEL91 (Art. B.6.5.3)]

Position de centre de gravité de la section homogène :

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

Avec : η : coefficient d'équivalence ($\eta=15$).

$$Y_G = 10.38 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G\right)^2 + \eta \cdot A_s \cdot (d - Y_G)^2$$
$$= 67731.56 \text{ cm}^4$$

Déformation instantanée :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{2 + 3 \frac{b_0}{b} \cdot \rho}$$

$$b_0 = b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6.79}{100 \cdot 18} = 0.0037$$

$$\lambda_i = 5.67$$

Déformation différée :

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i \rightarrow \lambda_v = 2.268$$

Moment fléchissant à l'E.L. S :

$$M_s = 2.36 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 12.02 \text{ kn}$$

Sous charges permanentes :

$$q_g = \frac{G_p \cdot l_p + G_v \cdot l_v}{l_p + l_v} = 9.52 \text{ KN/m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$M_g = 0.85 * 9.52 * 1.35^2 / 8 = 1.84 \text{ KN.m}$$

Sous charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

Dans le cas de mise en place tardive des cloisons ou de revêtements fragiles, il est loisible de ne pas tenir compte dans la formule de la flèche de fluage antérieur à cette mise en place [BAEL91 (Art. B.6.5,2)], $f_{ij}=0$.

Sous charges permanente et d'exploitation :

$$q_p = G + Q = 12.02 \text{ KN/m}$$

$$M_p = 0.85 * 12.02 * 1.35^2 / 8 = 2.32 \text{ KN.m}$$

Contraintes de traction effectives de l'acier :

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) [P. Charon] :

$$\rho l = 100A/b \cdot d = 100\rho = 100 * 0.0037 = 0.37$$

D'après le tableau N°7 (Annexe BAEL de P. Charon):

$$\rho l = 0.37 \rightarrow \beta l = 0.915$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta l \cdot d} = 16.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta l \cdot d} = 20.74 \text{ MPa}$$

Coefficient :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + \text{ft}28} = 1.56$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + \text{ft}28} = 1.52$$

Moments d'inertie fictifs :

$$I_{fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda v \cdot \mu_g} = 16417.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu_g} = 7567.61 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu_p} = 7746.05 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

On a :

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = 0.01 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = 0.01 \text{ cm}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$f_i^p = \frac{Mg.L^2}{10.Ei.f_i^p} = 0.13m$$

$$\Delta ft = fgv - fji + fpi - fgi$$

$$\Delta ft = fvg - fij + fip - fig = 0,01 - 0 + 0.13 - 0.001 = 0,04 \text{ cm}$$

$$\Delta ft = 0,04 \text{ cm} < fadm = 135/500 = 0,27 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage :

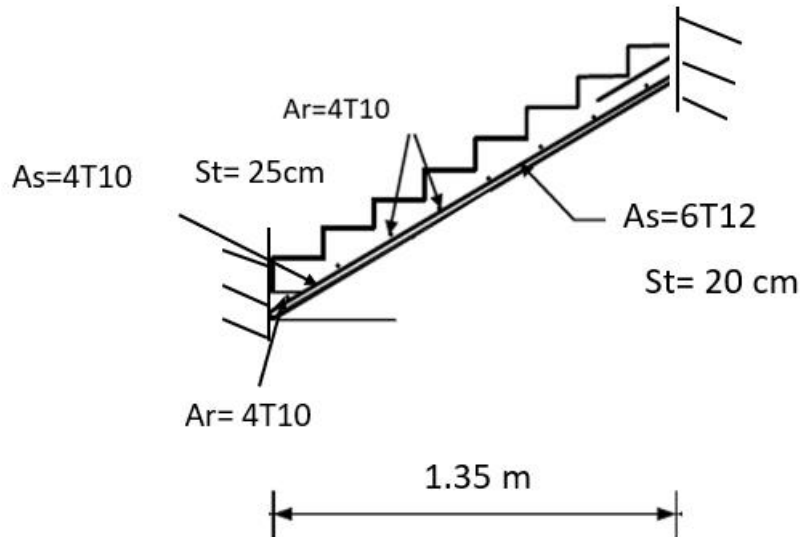


Figure 42 : ferraillage de l'escalier (volée 2 étage courant).

10.1.1IV.4. La poutre palière :

La poutre palière est soumise simultanément à la flexion et à la torsion.

Dimensionnement :

D'après la condition de flèche défini par le [BAEL91 (Article B.6.5.1)]:

$$h = (1/15 \div 1/10) Lmax ; \text{ on a : } Lmax = 4.1 \text{ m}$$

$$h = (27.33 \div 41) \text{ cm}$$

D'après les RPA 2003[Art. 7.5.1], les poutres doivent vérifier les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ donc on prend : $b = 35 \text{ cm}$ et $h = 40 \text{ cm}$
- $h/b < 4$

Méthode de calcul :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g .
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur extérieur gm .

Evaluation des charges :

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

- Poids propres de la poutre G

- La réaction de la volée (p, q) :

- Poids du mur : $gm = h \times \gamma = 4.22 \text{ KN/ml}$.

Donc : $g = b \times h \times \gamma = 0.35 \times 0.40 \times 2500 = 3.5 \text{ KN/ml}$

$q_{\text{eq}} = Q \times L/2 = 2,50 \times 4,1/2 = 5,11 \text{ KN/ml}$

$p = q_{\text{eq}} \times L^2/2 = 5.11 \times 4.1^2/2 = 10.73 \text{ KN.ml}$

Combinaisons d'action :

E.L.U :

$q_u = 1,35(g + p + gm) + 1.5Q = 19.07 \text{ KN/ml}$

E.L.S :

$q_{ser} = g + p + gm + Q = 13.56 \text{ KN/ml}$

Ferraillage de la poutre palière :

❖ **Calcul des moments :**

à **ELU**

- Moment de flexion :

$$M_0 = M_{\text{max}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 40.07 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 40.07 = 34.06 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 40.07 = -12.02 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant max (ELU) :

$$T_u = 12.45 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

En travée :

ELU :

$$M_u^t = 34.06 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34.06 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.004$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.98$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.45 \times 10^3}{0.98 \times 36 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature :

6T10

$$A_s = 4.37 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{12.45 \times 10^3}{100 \times 10 \times 18} = 0.69 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

ELS

État limite de compression du béton

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

□ Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc là

Vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

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

Tableau : la contrainte de compression du Béton.

	α	Mu (KN)	MS (KN)	γ	$\bar{\alpha}$
Appuis	0,0854	8.45	12.02	1.4	0.45

Condition vérifier.

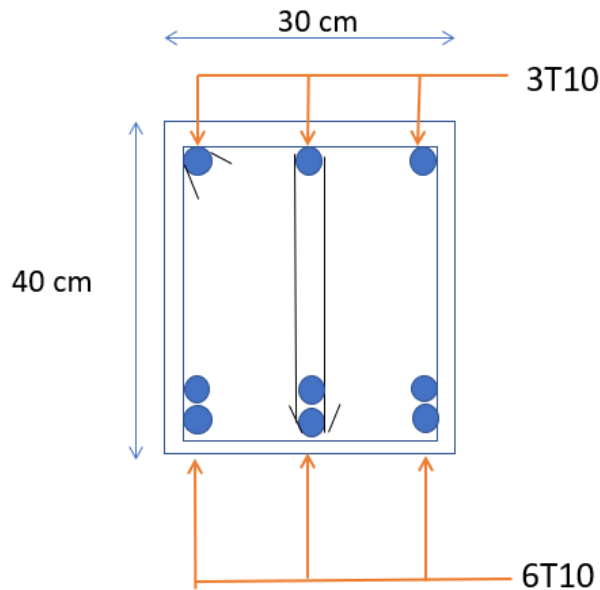


Figure 43 : ferrailage de la poutre palière.

11 IV.5. Etude de l'ascenseur

Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents niveaux du bâtiment

Caractéristiques de l'ascenseur :

Le bloc comporte une cage d'ascenseur avec vitesse d'entraînement ($V = 1 \text{ m/s}$) :

- La surface de cabinet est : $S = 2.10 \times 2.05 = 4.305 \text{ m}^2$
- La charge totale transmise par système de levage et par la cabine est :
 $P = 90 \text{ KN}$.
- $L_x = 2.10 \text{ m}$; $L_y = 2.05 \text{ m}$; $S = 4.305 \text{ m}^2$

Calcul de la dalle pleine :

Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

Pré dimensionnement : La dalle est continue.

Hauteur de la dalle « h »

$$h \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{210}{30} = 7 \text{ cm}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

ht doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003)

On optera pour une hauteur : $h = 15\text{cm}$.

Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :

$$U = U_0 + 2k_{e0} + h_0$$

$$V = V_0 + 2k_{e0} + h_0$$

Avec:

$K=1$ pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0 = 5\text{cm}$ étant l'épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15\text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ Cotes de rectangle sur lequel la charge P s'applique.

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

Condition de non poinçonnement :

$$p \leq .0.045\mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec c

μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de Feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2\text{m}$$

$$P=9t < 0.045\mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 47.25\text{t} \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.10}{2.05} = 1$$

→La dalle travaille dans les deux sens

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du Coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0.0528 \text{ et } \mu_y = 0.6494$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{4.85 \text{ KN/ml}}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$.

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = \mathbf{8.0475 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{uy1} = 0.6494 \times 2.05 = 1.33 \text{ KN.m}^{-1}$$

Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0.0628 \text{ et } \mu_y = 0.7111$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN.m}^{-1}$$

$$M_{sy1} = 0.7111 \times 1.61 = 1.14 \text{ KN.m}^{-1}$$

Moments dus à la charge localisée :

$$M_x = p \cdot (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p \cdot (\nu M_1 + M_2)$$

$M_1; M_2$ Coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{U}{L_y}$

U et V côtés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{210} = 0.5$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$\frac{V}{Ly} = \frac{105}{205} = 0.51$$

$$\rightarrow M_1 = 0.095$$

$$\rightarrow M_2 = 0.067$$

Tapez une équation ici.

A l'ELU

$$M_{ux2} = qM_1$$

$$M_{uy2} = qM_2$$

Avec

$$M_{uy2} = 12.15 \times 0.067 = 12.3 \text{ KN.m}^{-1}$$

A l'ELS

$$M_{sx2} = qM_1$$

$$M_{sy2} = qM_2$$

$$M_{x2} = p \cdot (M_1 + vM_2) = (0.095 + 0.2 \times 0.067) \times 90 = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = p \cdot (vM_1 + M_2) = (0.067 + 0.2 \times 0.067) \times 90 = 7.74 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments agissant au centre du panneau :

A l'ELU :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16.57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.63 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.88 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Ferraillage :

Sens X-X :

Aux appuis

$$M_a = 0.3 \times 16.57 = 4.97 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.97 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.99$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.97 \times 10^3}{0.99 \times 13 \times 348} = 1.10 \text{cm}^2$$

Soit : 4T10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm.

En travée :

$$M_t = 0.85 \times 16.57 = 14.08 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{14.08 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\beta = 0.97$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.08 \times 10^3}{0.99 \times 13 \times 348} = 3.14 \text{cm}^2$$

Soit : **4T10 = 3.14 cm²** avec St = 25cm.

Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité :

Armatures principales

$$A \geq \frac{b \cdot h \cdot l_0}{2 \left(3 - \frac{Lx}{Ly}\right)} = 0.30 \text{cm}^2$$

$A \geq 0.30 \text{cm}^2$ Condition vérifier

Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Sens x-x

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

3-Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

Au niveau de U

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{2U_0 + V_0} = 3.75t$$

Au niveau de V :

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{2U_0 + V_0} = 3.75t$$

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right]$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 0.33 \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{3750}{1 \times 0.13} = 0.288MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Vérification à l'E.L. S :

Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x

Aux appuis $Ma = 4.97 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_a \times 100}{b \cdot d} = \frac{2.51 \times 100}{100 \times 13} = 0.193$$

$$K = 0.018 \text{ et } \beta = 0.93$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \times d \times A_a} = 163.77 MPa$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

$$\sigma_s = K\sigma_s = 0.018 \times 163.77 = 2.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée

$$M_t = 14.08 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_t \times 100}{b \cdot d} = \frac{4.71 \times 100}{100 \times 13} = 0.362$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_a} = 232.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = K\sigma_s = 0.029 \times 232.27 = 6.73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

4- Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, Aucune vérification n'est nécessaire.

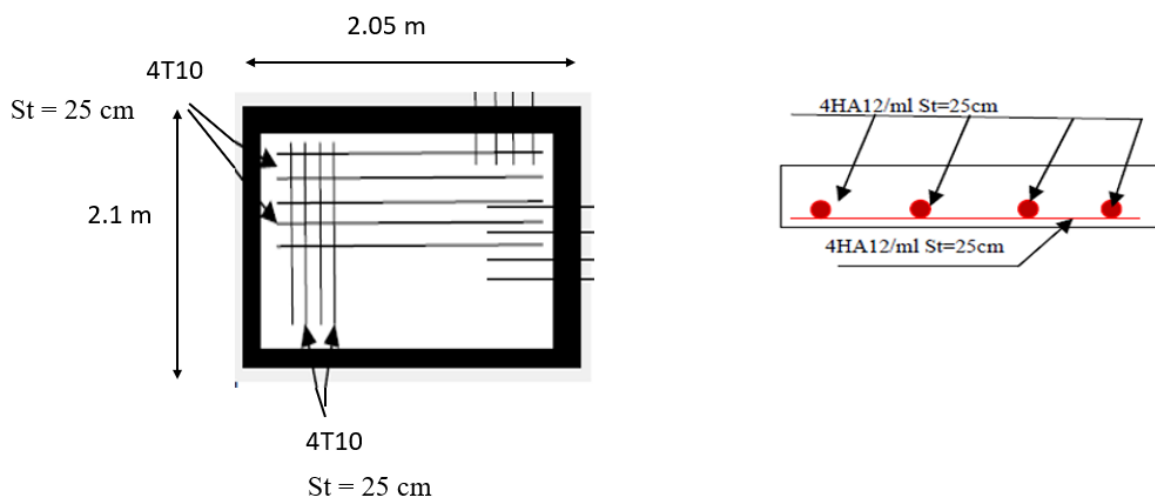


Figure 44 : Schéma de ferrailage de dalle du local machine.

Chapitre V : L'ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.

12 V.1.INTRODUCTION :

Le but de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer les propriétés dynamiques spécifiques de la structure lors de vibrations libres. L'étude dynamique de la structure telle qu'elle apparaît est souvent très complexe du fait du nombre de fonctions et d'éléments présents dans la structure. Pour cette raison nous utilisons des logiciels prédéfinis basés sur la méthode des éléments avec une modélisation qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les Normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la Conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

13 IV.3. Méthodes de calcul

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

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la Structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles Dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques Fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Méthode dynamique modale spectrale :

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 effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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.

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel Qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

14 V.2. Choix de la méthode de calcul :

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise car, les conditions de son application (article 4.1.2.RPA) ne sont pas totalement réunies.

Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse définis dans le RPA99 V 2003.

Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation est effectuée comme suit :

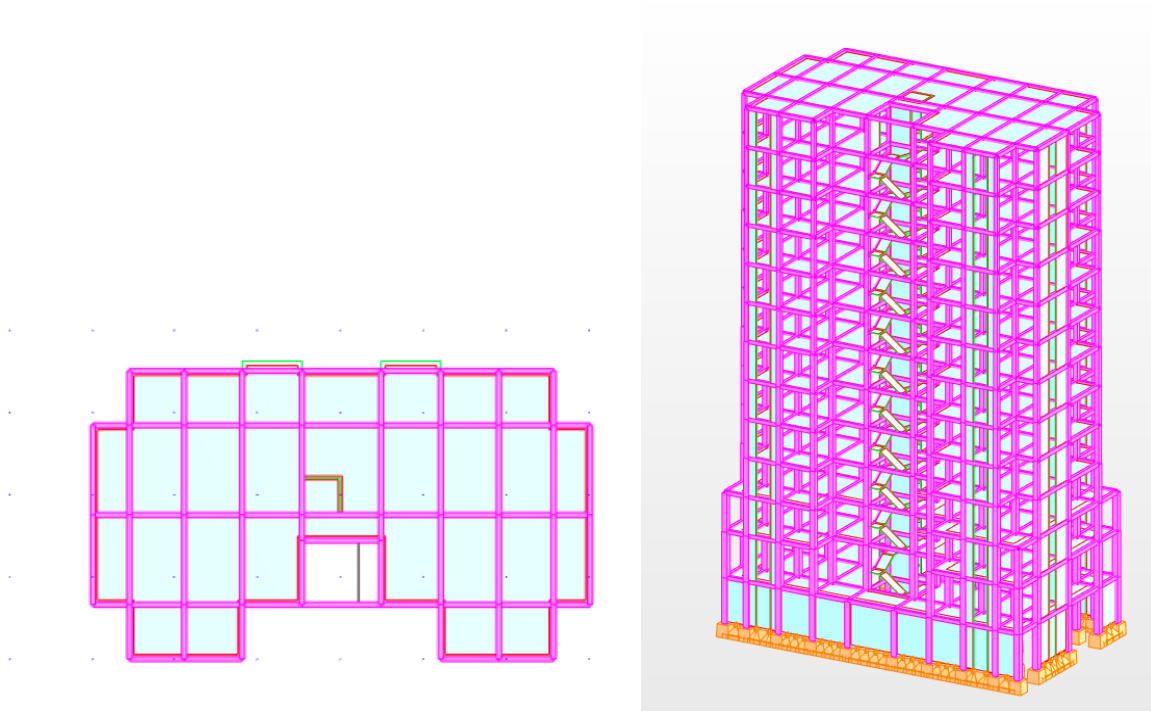


Figure 45: vue en plan et en 3D de la structure.

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

Le RPA99/version2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_2} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure.

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T : Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité.

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

Classification du site :

Selon le RPA99V2003 (tableau 3.2) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Dans l'absence du rapport géotechnique, on suppose que le sol est un sol meuble (catégorie S3).

Périodes caractéristique T1, T2 :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.7) Pour un site type S3 :

T1 = 0.15 (sec)

T2 = 0.50 (sec)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Sol d'implantation de notre structure.

Coefficient d'accélération de zone A :

Selon le RPA11V3002 (tableau 4.9) Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas le bâtiment situé à MOSTAGANEM.

Groupe d'usage : **groupe2**

Zone sismique : **zone IIa** => **A = 0.15**

Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA11V3002 (formule 4.2) Le facteur d'amortissement est donné par

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Avec

η : Facteur de correction de l'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

$\xi = 10\% \rightarrow$ Présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

$\eta = 0.76 \geq 0.7$

Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le RPA pour que R=5, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

Pour un coefficient de comportement $R=5$ les voiles reprennent 88 % des sollicitations dues aux charges verticales

Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum P_i$$

Critère Q	Px	Py
1-condition minimales sur les files de contreventements	0	0
2-Redondance en plan	0.05	0.05
3-Régularité en plan	0.05	0.05
4- Régularité en élévation	0	0
5- contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6- contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10

$$Q_x = Q_y = 0.25$$

$$Q=1.25$$

Disposition des voiles

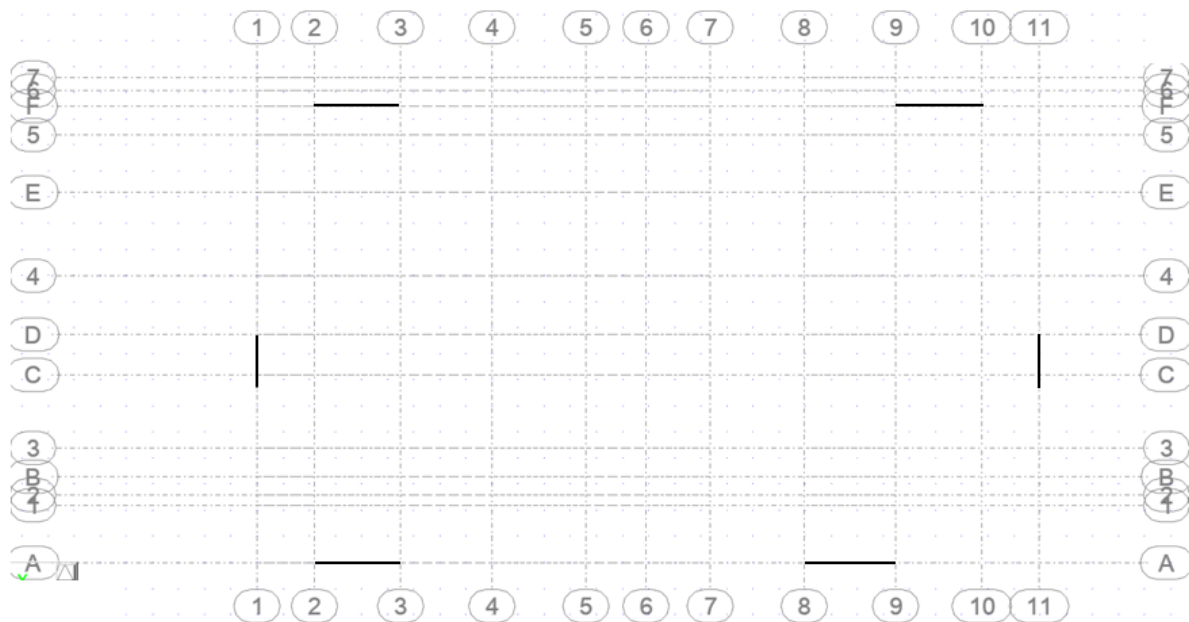


Figure 46 : disposition des voiles.

Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 11 V 3002 (l'article 4.2.4 - a) :

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Tableau 21 : Périodes et facteurs de participation modale.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
7/ 1	1.08	0.00	75.16	0.00	75.16
7/ 2	0.94	64.27	75.21	64.26	0.05
7/ 3	0.86	70.78	76.15	6.51	0.93
7/ 4	0.35	70.79	89.56	0.01	13.41
7/ 5	0.27	80.01	89.71	9.22	0.15
7/ 6	0.26	86.98	89.76	6.97	0.05
7/ 7	0.18	86.98	94.66	0.01	4.90
7/ 8	0.13	88.54	94.72	1.56	0.06
7/ 9	0.12	93.53	94.74	4.99	0.01

Les Poids totaux de la structure W :

Égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

Avec :

$$w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

w_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.

w_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (tableau 4.5 RPA).

Dans notre cas on a un bâtiment d'habitation et commerces donc $\beta = 0.6$

W : le poids total de la structure, il est tiré d'une manière automatique du logiciel de calcul.

$$W=33878.80KN$$

EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE PAR LA METHODE STAIQUE EQUIVALENTE :

Dans cette méthode, l'intensité effective de la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales sous forme d'effort tranchant maximum selon la formule :

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Avec :

a) coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est en fonction des usages de la structure, de la zone sismique et de la période de vie de la structure.

Dans notre cas de projet situé dans la wilaya de MOSTAGANEM et à usage d'habitation

Usage 2 donc : A=0.15.

Facteur de qualité (Q) :

Q=1.25

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

En fonction de système de contreventement **R = 5**.

c) **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donnée par le **tableau (4.6)** du **RPA99/Version2003**. CT = 0,050

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

$\xi = 10\%$ → Présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

$\eta = 0.76 \geq 0.7$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

D'après (l'article 4.3.4 du RPA11V3002) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique (formule 4.6 et 4.7).

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

h_N : Hauteur totale de la structure.

$h_N = 45.56$ m

CT = 0,050

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

D : La dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens X $\rightarrow DX = 29.96 \text{ m}$; Sens Y $\rightarrow DY = 17.50 \text{ m}$

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \rightarrow \text{Sens X} : T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.74s$$

$$\text{Sens Y} : T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.94s$$

$$T_x = \min(0.87s ; 0.74s) = 0.74s$$

$$T_y = \min(0.87s ; 0.94s) = 0.88s$$

Sens X

$$A=0.15$$

$$Q=1.25$$

$$W=33878.80\text{KN}$$

$$\text{On a } T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow 0.50s \leq 0.74s \leq 3s$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.46$$

$$V_{stX} = 1484.33 \text{ KN}$$

Sens Y-Y

$$A=0.15$$

$$Q=1.25$$

$$W=33878.80\text{KN}$$

$$\text{On a } T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow 0.50s \leq 0.87s \leq 3s$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.31$$

$$V_{stY} = 1664.29 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismiques de calcul :

D'après (l'article 4. 3.6 RPA 99 V2003) :

La résultante des forces sismiques a la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

Sens x

$$V_{stX} = 1484.33 \text{ KN}$$

$$V_{dynamique} = 1481.38 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{stX}}{V_{dynamique}} = \frac{1484.33}{1481.38} = 1 > 0.8 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Sens y

$$V_{stY} = 1664.29 \text{ KN}$$

$$V_{dynamique} = 1481.38 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sty}}{V_{dynamique}} = \frac{1664.29}{1481.38} = 1.12 > 0.8 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Modélisation de la structure :

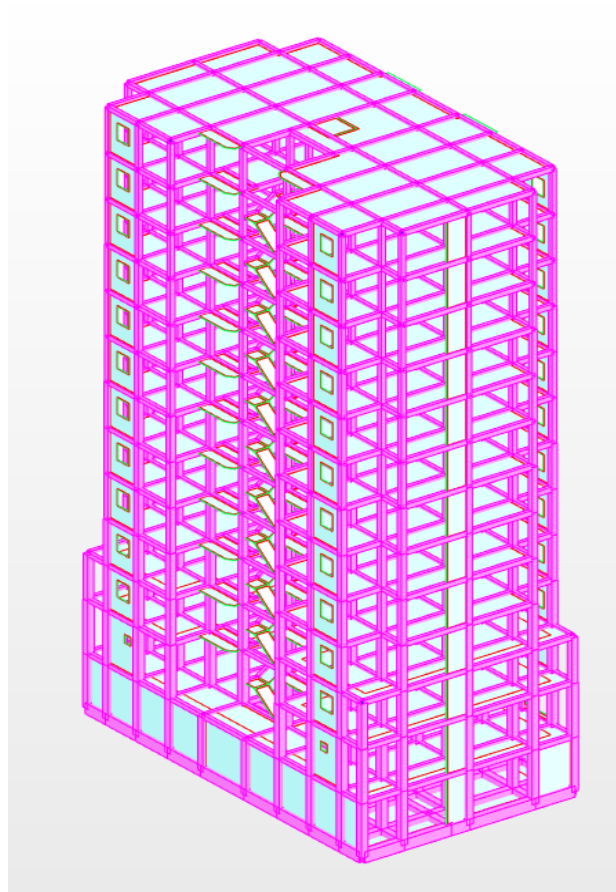


Figure 47. : structure du bâtiment en 3D.

Les trois premiers modes de déformation de la structure :

1er Mode :

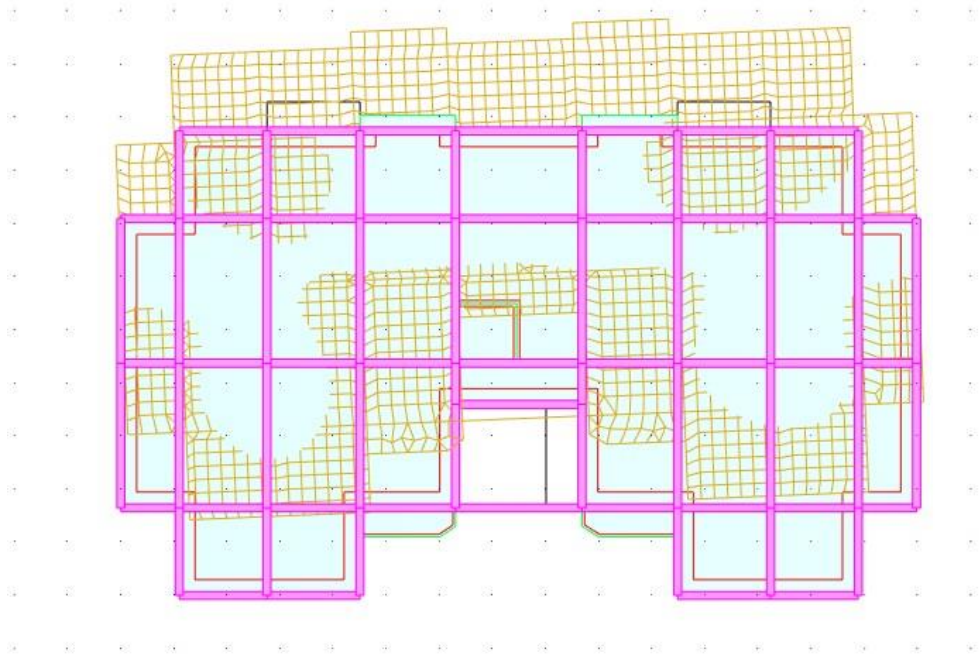


Figure 48 : mode 1 en sens Y.

2ème Mode :

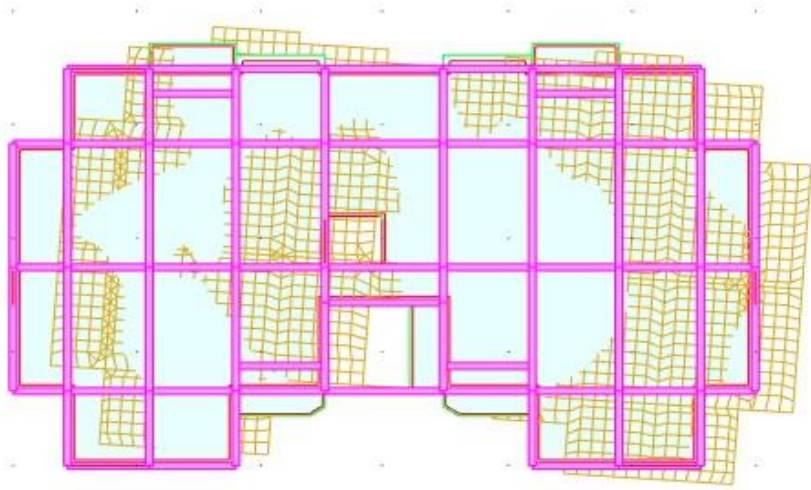


Figure 49: mode 2 en sens X.

3ème Mode :

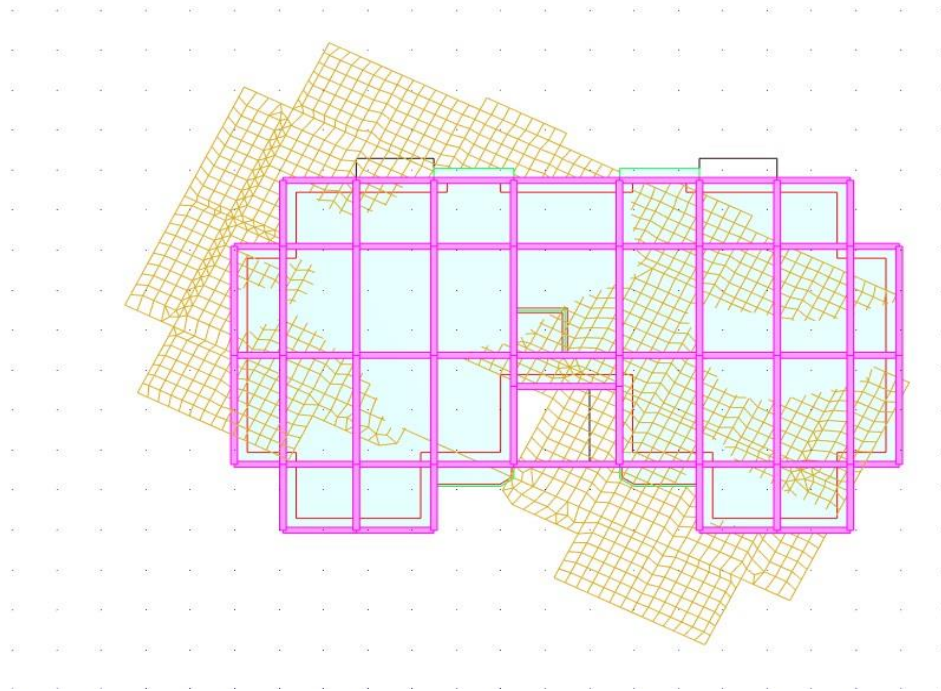


Figure 50: mode 3 (torsion).

Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

Périodes dynamiques de la structure :

Selon le tableau :

$$T_{x\,dyn} = 0.94s$$

$$T_{y\,dyn} = 1.08s$$

Tableau 22 : La période choisie pour le calcul du facteur D .

Si	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Sens X

$$Temp_x = 0.74s$$

$$T_{x\,dyn} = 0.94s$$

$$1.3Temp_x = 0.96s$$

$$\rightarrow Temp_x < T_{x\,dyn} < 1.3Temp_x$$

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

On prend la valeur de la période :

$$T_x = T_{emp_x} = 0.74s$$

Sens Y

$$T_{emp_y} = 0.87s$$

$$T_{y\ dyn} = 1.08s$$

$$1.3T_{emp_y} = 1.13s$$

$$\rightarrow T_{emp_x} < T_{x\ dyn} < 1.3T_{emp_x}$$

On prend la valeur de la période : $T_y = T_{empirique} = 0.87s$

Analyse du résultat

La participation modale du premier et deuxième mode suivant les deux directions Y et X Est atteinte les 90 % partir du 9ème mode ce qui nous donne une translation selon Y et X comme le montre les figures précédentes.

Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible ($\Delta_{adm} = 0,01 \times h_e$).

h_e : Hauteur de l'étage considéré.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous

Tableau 23 : Vérification des déplacements selon x-x.

NIVEAUX	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_e	Observation
Sous-sol	0.023	0.115	0	0.115	4.42	CV
RDC	0.434	2.17	0.115	2.055	4.42	CV
1	0.498	2.49	2.17	0.32	3.74	CV
2	0.644	3.22	2.49	0.73	3.74	CV
3	0.753	3.76	3.22	0.54	3.74	CV
4	0.819	4.09	3.76	0.33	3.74	CV
5	0.847	4.23	4.09	0.14	3.74	CV
6	0.875	4.375	4.23	0.14	3.74	CV

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

7	0.864	4.32	4.375	0.05	3.74	CV
8	0.838	4.19	4.32	0.13	3.74	CV
9	0.823	4.11	4.19	0.08	3.74	CV
10	0.771	3.55	4.11	0.56	3.74	CV
11	0.729	3.64	3.55	0.09	3.74	CV

Tableau 24 : Vérification des déplacements selon y-y.

NIVEAUX	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_e	Observation
Sous-sol	0.196	0.98	0	0.98	4.42	CV
RDC	0.710	3.55	0.98	2.57	4.42	CV
1	0.815	4.07	3.55	0.52	3.74	CV
2	0.915	4.57	4.07	0.50	3.74	CV
3	0.999	4.99	4.57	0.42	3.74	CV
4	1.009	5.045	4.99	0.05	3.74	CV
5	0.993	4.96	5.045	0.08	3.74	CV
6	0.995	4.97	4.96	0.01	3.74	CV
7	0.941	4.70	4.97	0.27	3.74	CV
8	0.870	4.35	4.70	0.35	3.74	CV
9	0.816	4.08	4.35	0.27	3.74	CV
10	0.727	3.63	4.08	0.45	3.74	CV
11	0.630	3.15	3.63	0.48	3.74	CV

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après Déplacement. Il est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 ; \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

Tel que

p_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du Niveau « k ».

Avec :

$$p_K = \sum_{i=1}^n (w_{Gi} + \beta w_{Qi}).$$

v_K : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $v_K = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_n : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0,1 < \theta_K < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

Premier ordre par le facteur

$$\frac{1}{1 - \theta}$$

Si $\theta_k > 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Sens X-X

Tableau 25 : Vérification de l'effet P- Δ.

NIVEAUX		PK	Δ(cm)	V(KN)	θ	Observation
Sous-sol	4.42	33395.22	0.023	1484.34	0.001	CV
RDC	4.42	30387.15	0.435	1484.07	0.02	CV
1	3.74	27510.84	0.499	1451	0.02	CV
2	3.74	24797.4	0.645	1398.69	0.03	CV
3	3.74	22083.96	0.754	1334.62	0.03	CV
4	3.74	19370.52	0.821	1260.18	0.03	CV
5	3.74	16657.08	0.849	1775.64	0.02	CV
6	3.74	13943.64	0.877	1078.34	0.03	CV
7	3.74	11230.2	0.866	966.65	0.02	CV
8	3.74	8516.75	0.84	841.92	0.01	CV
9	3.74	5897.68	0.825	702.2	0.01	CV
10	3.74	3184.24	0.773	537.01	0.009	CV
11	3.74	0	0.73	323.21	0	CV

SENS Y-Y

Tableau 26 : Vérification de l'effet P- Δ.

NIVEAUX	h	PK	Δ(cm)	V(KN)	θ	Observation
Sous-sol	4.42	33395.22	0.196	1435.79	0.01	CV
RDC	4.42	30387.15	0.71	1434.52	0.03	CV
1	3.74	27510.84	0.815	1395.79	0.04	CV
2	3.74	24797.4	0.915	1339.6	0.04	CV
3	3.74	22083.96	0.999	1274.58	0.04	CV
4	3.74	19370.52	1.009	1197.53	0.04	CV
5	3.74	16657.08	0.993	1109.35	0.03	CV
6	3.74	13943.64	0.995	1012.97	0.03	CV
7	3.74	11230.2	0.941	906.86	0.03	CV
8	3.74	8516.75	0.87	785.83	0.02	CV
9	3.74	5897.68	0.816	646.7	0.01	CV
10	3.74	3184.24	0.727	486.76	0.01	CV
11	3.74	0	0.63	289.87	0	CV

Analyse des résultats : Puisque tous les coefficients θ_k est inférieurs à 0,10 pour tous

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure

Les étages, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble Due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit

Limité par la condition suivante :

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

$$N_d \leq 0.30 B_c \times f_{c28}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} Est la résistance caractéristique du béton

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau 27 : **Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveaux	Section Adopté	$B_c (cm^2)$	$N_d (kn)$	V	Observations
11eme ;10eme et 9eme étages	35 × 35	1225	453.08	0.10	CV
de 8eme ,7eme et 6 - ème étages	40 × 40	1600	886.23	0.20	CV
5eme, 4 -ème et 3 -ème	45 × 45	2025	1299.36	0.25	CV
2 -ème ,1 ^{er} s étages	50 × 50	2500	1608.04	0.25	CV
Sous-sol et RDC	55×55	3025	1772.73	0.23	CV

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux.

15 VI.1 Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Il est constitué de tous les éléments porteurs : portiques (poteaux à poutres) et Voiles. Ces éléments sont en béton armé et leur rôle est d'assurer résistance et Stabilité de la structure avant et après le séisme, cette dernière doit être bien et bien renforcée disposés de manière à pouvoir résister et répondre à tous types de stress.

16 VI.2 Les Poutre :

Combinaisons d'actions :

Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} ELU: 1.35G + 1.5Q \\ ELS: G + Q \end{cases}$$

Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Recommandation du RPA99/2003 :

A) armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1) [2]

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40% en zone IIa.

□ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de Rive et d'angle doit être effectué à 90°.

B) armatures transversales : (Art 7.5.2.2) [2]

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui Ou de l'encastrement

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Ferraillage des poutres :

1) poutre principale

Sollicitation de calcul

	$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$
En appuis	-46.85	-34.32	-76.71
En travée	23.94	17.50	58.02

Calcul des armatures :

La section des poutres est rectangulaire soumise à la flexion simple.

Nous avons :

À l'ELU

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.68 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

Tableau 28 : calcul d'armature.

	M(KN.m)	μ	\hat{A}	α	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
Appuis	46.85	$0.084 < 0.186$	0	0.10	34.56	3.89
Travée	23.94	$0.043 < 0.186$	0	0.054	35.22	1.95

Ferraillage sous les combinaisons sismiques :

En travée

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.68 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{z \times \sigma_s}$$

Tableau 29 : calcul d'armature.

	M(KN.m)	μ	\hat{A}	α	Z(cm)	$A_{st}(\text{cm}^2)$
Appuis	76.71	$0.106 < 0.186$	0	0.14	33.98	6.48
Travée	58.02	$0.08 < 0.186$	0	0.10	34.56	4.90

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

$$As_{RPA \min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$As_{RPA \max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

En travée

$$As = \max (As_{t1}, As_{t2}) = \max (3,89 ; 6,48)$$

$$As = 6,48 \text{ cm}^2$$

En appui

$$As = \max (As_{a1}, As_{a2}) = \max (1,95, 4,90)$$

$$As = 4,90 \text{ cm}^2$$

Choix des bars

En travée

6T12 de section AS = 6,79cm², tel que :

($A_{RPA \min} = 6 \text{ cm}^2$, $A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$) < AS < $As_{RPA \max} = 48 \text{ cm}^2$: la condition est vérifiée.

En appui

6T12 de section AS = 6,79cm², tel que :

($A_{RPA \min} = 6 \text{ cm}^2$, $A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$) < AS < $As_{RPA \max} = 48 \text{ cm}^2$: la condition est vérifiée.

Calcul des armatures transversales :

Les cadres :

Diamètre des armatures transversales : $\phi t \leq \min (h/35, \phi l, b/10)$

$$\phi t \leq \min (1,14 ; 1,2 ; 3)$$

On prend : $\phi t = \Phi 10 \text{ mm}$

Espacement :

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\phi l ; 30) \text{ cm}$

$$St \leq \min (10 ; 18 ; 30) \text{ cm}$$

On prend : **St = 10cm**

Zone courante :

$$St \leq h/2 = 40/2 = 20$$

On prend : **St = 15cm**

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum

$10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 20 cm.

Longueur de la zone nodale :

$h' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$ $h' = 80 \text{ cm}$RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2)

Les longueurs de recouvrement

Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone IIa

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{83.13 \times 10}{30 \times 36} = 0.76 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

a) état limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du Béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE 400, donc la vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Tableau 30 : la contrainte de compression du Béton.

	α	M_u	M_S	γ	$\bar{\alpha}$
Appuis	0,1016	46.85	23.94	1.95	0.725

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Travée	0,3273	34.32	17.50	1.96	0.73
--------	--------	-------	-------	------	------

Condition vérifiée

Vérifications

Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99

Ferraillage :

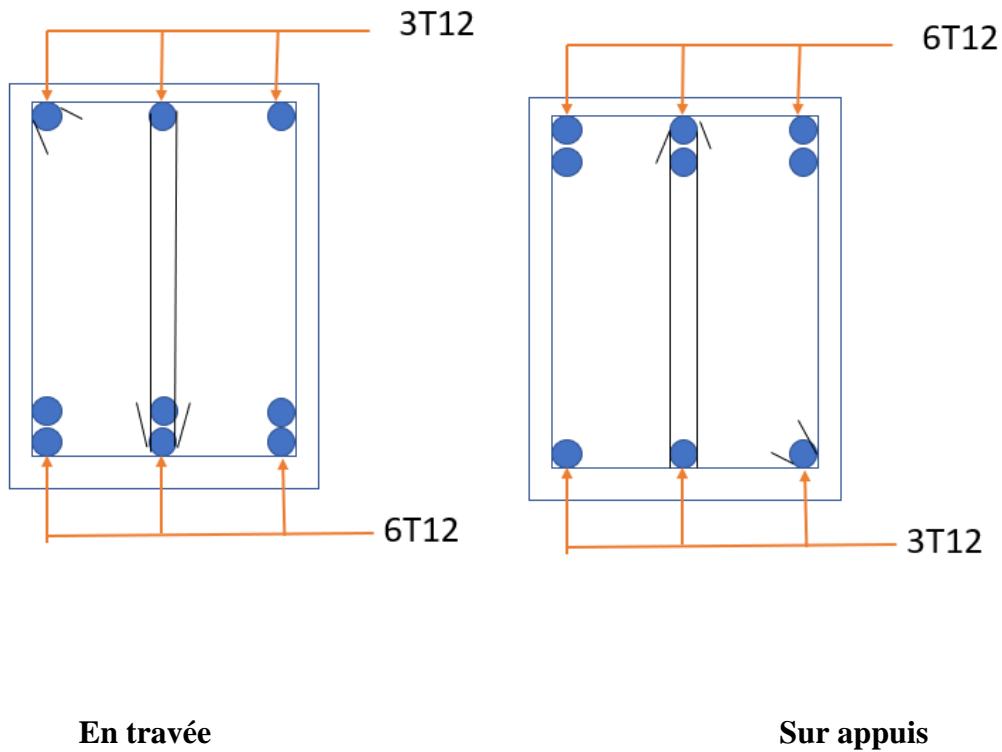


Figure 51: Ferraillage de la poutre principale (30X40).

Poutres non porteuses :

S=35x30

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ vérifiée}$

En zone de recouvrement : $= 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ vérifiée}$

Poutres transversales (poutres non porteuses)

Tableau 31 : Sollicitation de calcul

	$M_{ELU} (KN.m)$	$M_{ELS} (KN.m)$	$M_{ACC} (KN.m)$
En appuis	-50.61	-36.25	-69.81

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

En travée	36.2	22.36	59.78
-----------	------	-------	-------

Calcul des armatures :

A ELU

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.68 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

	M(KN.m)	μ	$\dot{\Lambda}$	α	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
Appuis	50.61	$0.11 < 0.186$	0	0.14	29.73	4.88
Travée	30.99	$0.07 < 0.186$	0	0.09	30.36	2.93

Ferraillage sous les combinaisons sismiques :

Ferraillage en travée

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{z \times \sigma_s}$$

	M(KN.m)	μ	$\dot{\Lambda}$	α	Z(cm)	$A_{st}(\text{cm}^2)$
Appuis	69.81	$0.165 < 0.186$	0	0.22	28.72	6.36
Travée	59.78	$0.14 < 0.186$	0	0.18	29.23	5.45

Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

$A_s \text{ RPA min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ RPA max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$0.23 b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

En Appuis

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$A_s = \max (A_{st1}, A_{st2}) = \max (4.88 ; 6.36)$$

$$A_s = 6.36 \text{ cm}^2$$

En Travée

$$A_s = \max (A_{sa1}, A_{sa2}) = \max (2.93, 5.45)$$

$$A_s = 5.45 \text{ cm}^2$$

Choix des bars

En appui

6T12 de section AS = 6.79cm², tel que :

$(A_{RPA \min} = 5.25\text{cm}^2, A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2) < AS < A_s \text{ RPA max} = 42\text{cm}^2$: la condition est vérifiée

En travée

6T12 de section AS = 6.79cm², tel que :

$(A_{RPA \min} = 5.25\text{cm}^2, A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2) < AS < A_s \text{ RPA max} = 42\text{cm}^2$: la condition est vérifiée

Calcul des armatures transversales :

Les cadres :

Diamètre des armatures transversales : $\phi t \leq \min (h/35, \phi l, b/10)$

$$\phi t \leq \min (1 ; 1,2 ; 3)$$

On prend : $\phi t = \Phi 10\text{mm}$

Espacement :

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\phi l ; 30) \text{ cm}$

$$St \leq \min (8.75; 18 ; 30) \text{ cm}$$

On prend : **St = 10cm**

Zone courante :

$$St \leq h/2 = 40/2 = 17.2$$

On prend : St = 15cm

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi t$ minimum

$10\phi t = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 20 cm.

Longueur de la zone nodale :

$h' = 2 \times h = 70\text{cm}$ $h' = 70\text{cm}$RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2)

Les longueurs de recouvrement

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone IIa

$\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{74.73 \times 10}{30 \times 31.5} = 0.79 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

a) état limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du Béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE 400, donc la vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Tableau 32 : la contrainte de compression du Béton.

	α	M_u	M_s	γ	$\bar{\alpha}$
Appuis	0,1016	50.61	36.25	1.39	0.445
Travée	0,3273	36.2	22.36	1.61	0.555

Condition vérifiée

Vérifications

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99

Poutres non porteuses :

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{vérifiée}}$

En zone de recouvrement : $= 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{vérifiée}}$

Ferraillage :

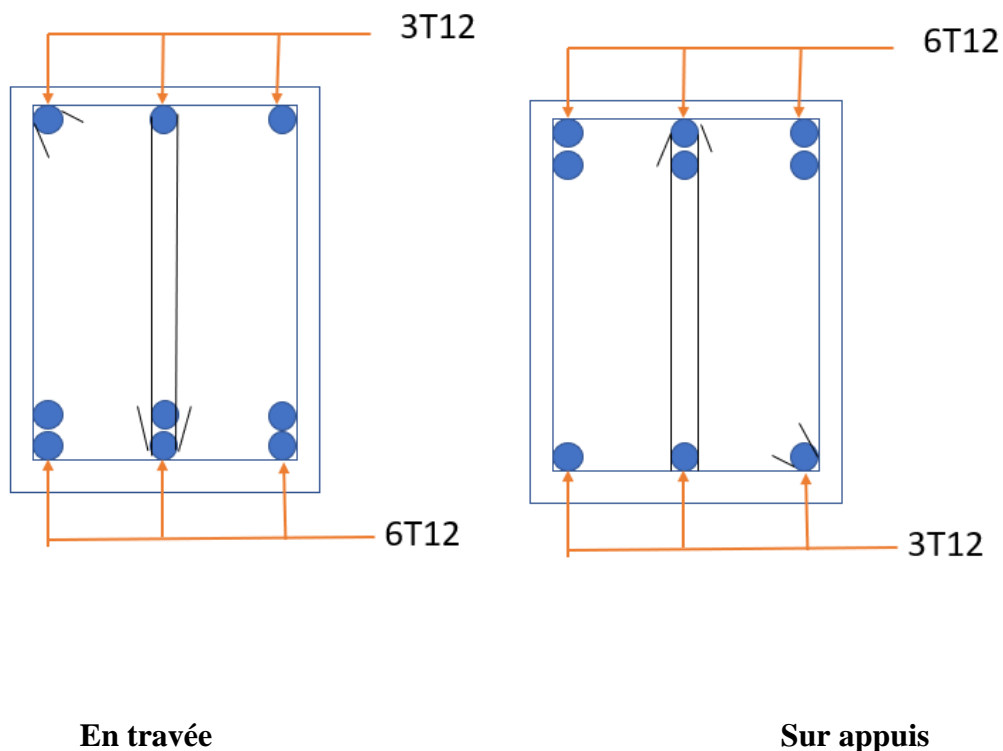


Figure 52 : Ferraillage de la poutre non porteuses (30X35)

17 VI.3. LES poteaux :

Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- effet de la dissymétrie des charges

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant ($M_y - y$, $M_z - z$) (voir fig. 6.5.).

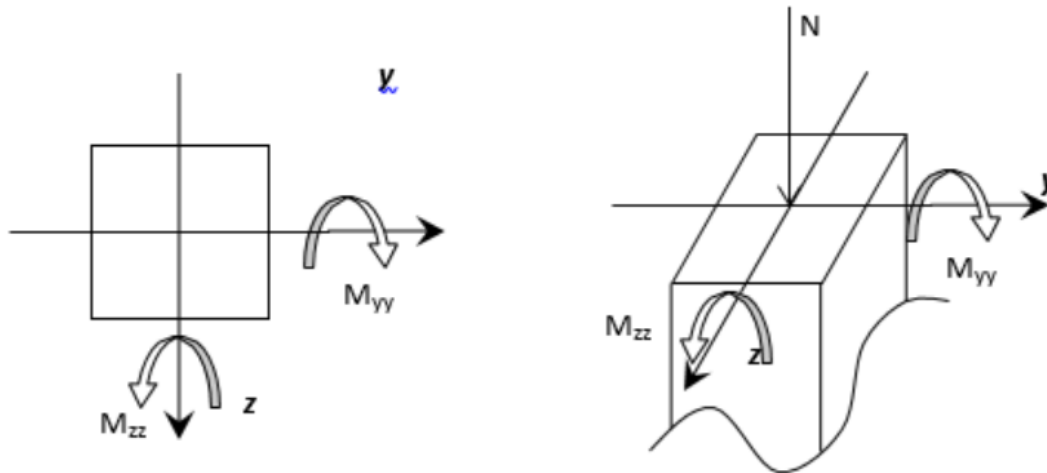


Figure 53: Sollicitation sur les poteaux.

Combinaison de charges :

- ❖ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :
 - $1.35G + 1.5Q$ Etat limite ultime.
 - $G + Q$ Etat limite de service.
 - G
- ❖ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
 - $0.8G \pm E$

Tableau 33 : Les types de poteaux .

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	Sous-sol et RDC	(55 × 55)
2	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	(50 × 50)
3	-3 ^{ème} 4 ^{ème} et -5 ^{ème} étage	(45 × 45)
4	6 ^{ème} - 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	(40 × 40)
5	9 ^{ème} - 10 ^{ème} et 11 ^{ème} étages	(35 × 35)

Les moments et l'effort normale :

Tableau 34: Les valeurs des moments de chaque niveau.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

		Poteaux 55	Poteaux 50	Poteaux 45	Poteaux 40	Poteaux 35
ELU	Nu max	1772.73	1608.04	1299.36	868.23	453.08
	My corr	7.36	10.25	14.23	17.23	15.64
	Mz corr	2.09	0.05	0.42	0.38	0.31
	My max	41.88	40.09	55.00	58.07	51.52
	N corr	185.26	1013.48	685.46	395.56	123.74
	Mz co	23.30	5.28	5.51	5.49	4.48
	Mz max	43.61	44.81	57.01	58.41	52.41
	N corr	771.07	1037.35	710.86	415.12	127.34
	My corr	63.97	12.91	18.93	19.98	17.09
AAC	Nu max	1340.56	1218.23	984.85	656.29	341.26
	My corr	42.90	31.87	43.29	44.19	34.85
	Mz corr	53.95	41.45	41.76	33.92	21.28
	My max	104.15	68.74	74.99	69.13	55.64
	N corr	1300.75	92.82	521.04	384.08	108.52
	Mz co	30.05	60.17	44.53	25.65	15.96
	Mz max	177.02	125.55	111.90	86.16	60.63
	N corr	177.02	722.87	617.26	350.18	158.89
	My corr	23.26	29.37	28.87	86.16	18.37
ELS	N sre	1281.82	1163.28	940.22	279.02	328.76
	M sre	32.06	32.47	41.33	16.63	38.06
	Ty	38.29	34.69	33.37	-10.26	26.47
	Tz	54.24	35.65	32.82	17.50	33.26

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) (0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

Exemple de calcul :

Ferraillage du poteau de section (55 X 55) cm² :

Les armatures longitudinales :

❖ **Cas 1 :**

$$N^{\max} = 1772.73 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 2.09 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N :**

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2.09}{1772.73} = 0.001 \text{ m} < \frac{h}{12} = \frac{0.55}{12} = 0.045 \text{ m} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

• **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 442 = 309.4 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{309.4}{55} = 5.62 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15; 20 \times \frac{0.001}{40} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 5.62 \text{ cm} \leq \text{max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée pour la détermination}$$

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité de second ordre} \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \text{max} \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[2 \text{ cm}; \frac{442}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre :**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0.1}{0.1 + 0.04} = 0.714$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 309.4^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.714 \times 2] = 1.77 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1772.73 \times (0.1 + 2 + 1.77) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 68.60 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1772.73 \text{ KN}$$

• **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{68.60}{1772.73} = 0.038 \text{ m} = 3.8 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 68.60 + 1772.73 \times \left(0.5 - \frac{0.55}{2}\right)$$

$$M_1 = 321.40 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 5.5) \times 14.2 \times 55 \times 55 = 604806.4 \text{ N.m}$$

$$(1) = 604.80 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1772.73 \times (0.55 - 0.055) - 321.40$$

$$(2) = 556.10 \text{ KN.m}$$

- Conclusion

$$(1) = 604.80 \text{ KN.m} > (2) = 556.10 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{321.4 \times 10^3}{55 \times 14.2 \times 49.5^2} = 0,161 < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.161}) = 0.22$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.410 = 0,91$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{321.4 \times 10^3}{0.91 \times 348 \times 49.5} = 20.50 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 20.50 - \frac{1772.73}{100 \times 348} = 20.44 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

- ❖ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.1 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

❖ Condition suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{min} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b+h)}{100}\right) = \left(\frac{0.2 \times 55 \times 55}{100}; \frac{8 \times (55+55)}{100}\right) = 8.8 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A = \max(A_{cal}; A_{minRPA}; A_{minBAEL}) = 24.2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$12T16 = 24.13 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{32.06}{1281.82} = 2.20 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 9.16 \text{ cm} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée et il nous faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} ; d = 49.5 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times (A'_1 + A'_2) = 40 \times 40 + 15(12.06 \times 2) = 3386.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{3386.8} \times \left[\frac{55 \times 55^2}{2} + 15 \times (12.06 \times 5.5 + 6.79 \times 49.5) \right] = 26.34 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 55 - 26.34 = 28.66 \text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{xx'} = \frac{55}{3} \times (26.34^3 + 28.66^3) + 15 \times [12.06 \times (20.86)^2 + 12.06 \times (49.5 - 26.34)^2]$$

$$I_{xx'} = 942371.43 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 32.06 - 1281.82 \times \left(\frac{0.55}{2} - 0.26 \right) = 12.83 \text{ KN.m}$$

• **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{12.83}{1281.82} = 0.01 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{942371.43}{3386.8 \times 28.66} = 9.70 \text{ cm}$$

$e_G = 0.01 \text{ cm} < \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = 9.70 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée (SEC).

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{B_0 \times 100} = \frac{1281.82}{3386.8 \times 100} = 4.112 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$K = \frac{M_G}{I_{xx'}} = \frac{12.83}{942371.43} = 0.00001$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4.112 + 0.007 \times 20 = 3.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 3.78 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 54.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{54240}{55 \times 100 \times 49.5} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa} (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.23 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures déterminées pour l'état limite ultime.}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

Espacement des armatures transversales :

➤ Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b + 10)\text{cm})$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone II)

$$\begin{aligned} - \text{ Zone nodale : } \delta_t &\leq \min(10\phi_{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \\ &\delta_t = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Zone courante : } \delta_t &\leq 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm} \\ &\delta_t = 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{309.4}{55} = 5.62 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 55 \times 15 = 4.12 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 pages 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2.h \square L' = 2 \times 55 \square L' = 110 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{422}{6}; 55; 55; 60\text{cm}\right) = 70.33\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50. \phi_{L\max}$$

$$L_r = 100 \text{ cm}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau 35 : récapitulatif du ferrailage des poteaux.

	Section cm ²	A _{CAL} cm ²	A _{minRPA} cm ²	A _{minBAEL} cm ²	Choix	A _{Adopté} cm ²
1	55 × 55	20.50	24.1	8.8	12T16	24.13
2	50x50	15.31	20	8	12T16	24.13
3	45x45	11.46	16.2	7.2	12T14	18.47
4	40 × 40	12.55	12.8	6.4	12T12	13.57
5	35 × 35	8.17	9.8	5.6	12T12	9.42

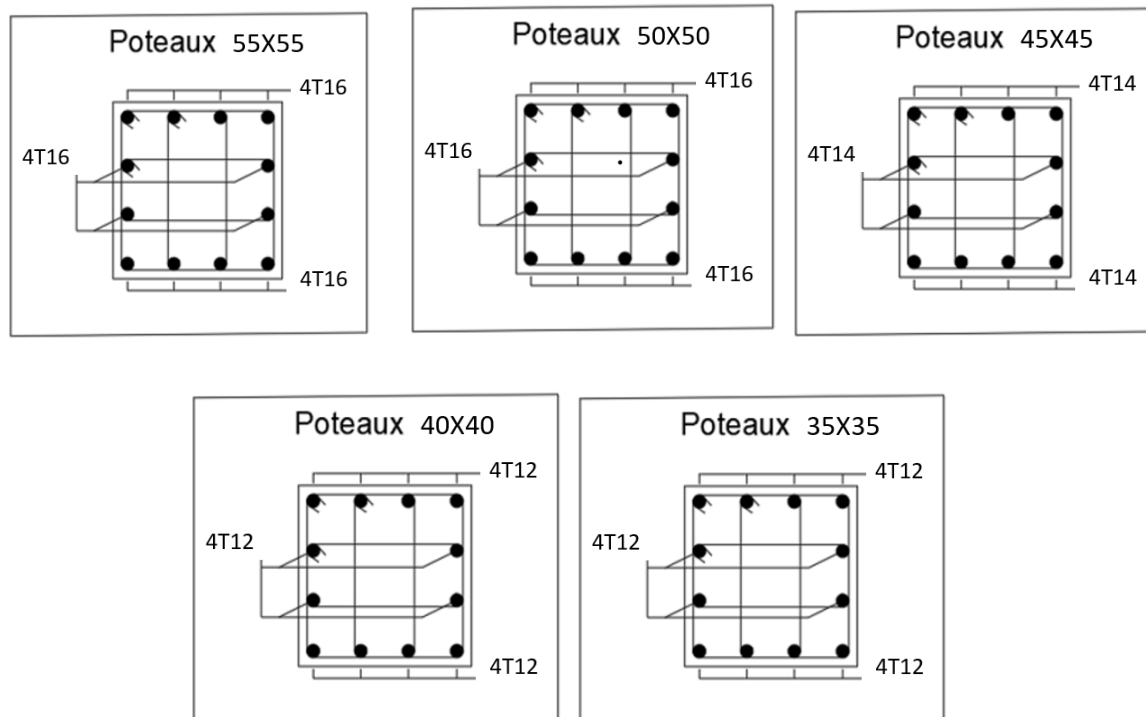


Figure 54: Ferrillages des poteaux.

18 VI.4. Voiles de contreventement :

1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception :

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Ferraillage des voiles :

(D'après le **BAEL ; RPA 99**)

1- Introduction :

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

-Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique

-Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et que la charge sismique

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

-Sur le plan vertical (aciers verticaux) -Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Ferraillage vertical :

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la flexion composée, et ceci en tenant compte des prescriptions exigées par le

RPA99V2003.

D'écrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être prise en totalité par les armatures. Leur pourcentage minimal vaut 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accroché par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement)
4. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment)
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%
 - En zone courante égale à 0.10%

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

6. En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les barres verticales devront respecter les exigences imposées aux poteaux.

Ferraillage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° .

Règles communes :

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - o $S \leq 1.5 a$ (e : épaisseur du voile).
 - o $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile .
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40λ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible . 20λ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

3- Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins quatre par mètre carré

Calcul des Armatures verticales :

Détermination des contraintes

a) - armature verticaux

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

Exemple d'application

Soit à calculer le ferrailage du voile

L= 1.80 m , ep = 20 cm

Détermination des sollicitations :(situation accidentelle)

N= 1012.63 KN

M= 20.37 KN.m

Caractéristiques géométriques

$A = L \cdot e = 0,36 \text{ m}^2$

$V=L/2 = 1.8/2 = 0.9 \text{ m}$

$I=\frac{e.L^3}{12} = 0,09\text{m}^4$

3-Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{1012.63}{0.36} + \frac{20.37 \times 0.9}{0.09} = 3.01 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{1012.63}{0.36} - \frac{20.37 \times 0.9}{0.09} = 2.6 \text{ Mpa}$$

(σ_1 , σ_2) > 0

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0,15 \% \cdot e \cdot L$).

-Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$A_{min} = 0,15\% \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

-Le diamètre :

$D \leq (1/10) \times a \text{ (mm)}$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on à :

$St \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\}$

$St = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$St \leq \min \{1, 5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \quad \square$$

$$St = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc:

$$St \leq \min \{St \text{ BAEL}; St \text{ R.P.A 99}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soient $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins ; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcule la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V}{a \cdot L}$$

$$\text{AVEC } V = 1.4V_u$$

$$V = 1.4 \times 7.58 = 10.61 \text{ KN}$$

Cette contrainte est limitée par :

$$\bar{\tau}_b = 0.005 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{10.61 \times 10^3}{20 \times 180} = 0.29 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

condition vérifiée

-Disposition des armatures :

armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20$ cm

$St/2 = 10$ cm < 20 cmCondition. Vérifiée.

$L=180$ cm

$L/10 = 18$ cm.

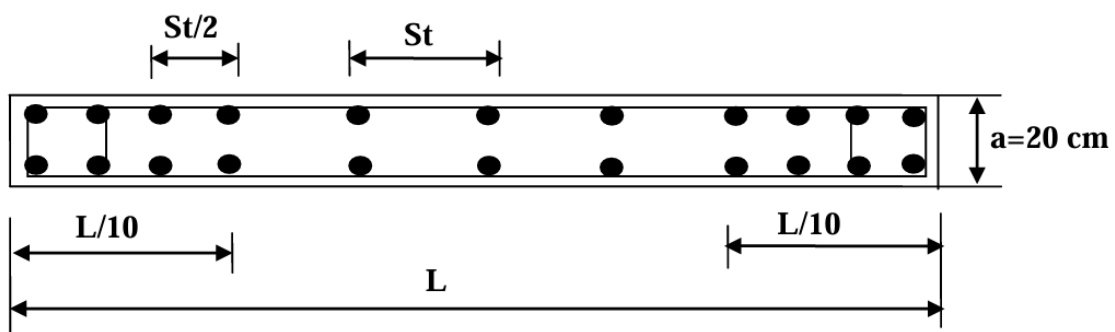


Figure 55 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur. Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur

$St \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.4.3-Armatures transversales :

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.

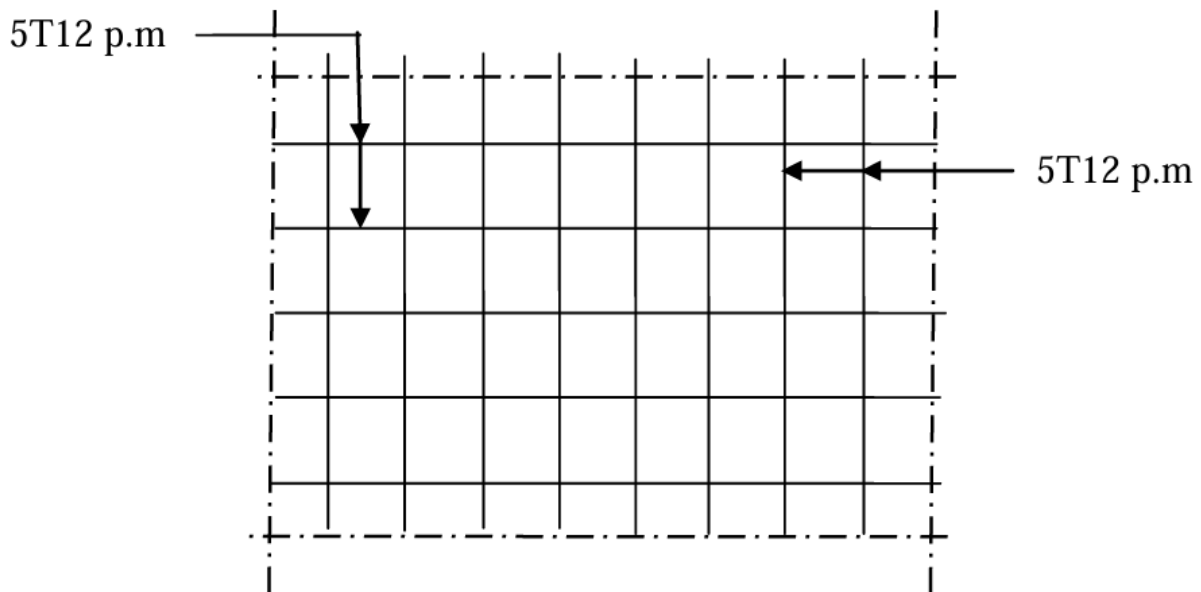


Figure 56 : Disposition du ferrailage du voile contreventement.

19 VI.5. Voile périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $e > 15\text{ cm}$, pour notre cas on a opté pour $e_p = 25\text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

• Détermination des sollicitations :

a) Calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 4.42 \times 0.25 = 1.10 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 1.10 = 2750 \text{ Kg.}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times 2750 = 3.71 \text{ KN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 2.75 \text{ KN}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

b) Calcul de la poussée des terres :

$$Q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient dû aux surcharges.

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247.$$

- Calcul des contraintes :

- $\sigma_0 = 0$

-

On va considérer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 9.27 = 12.51 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 12.51 \text{ KN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 9.27 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 9.27 \text{ KN/m}_L.$$

- Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction de } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{442}{476} = 0.92$$

$$\rho = 0.92 > 0.4$$

La dalle porte suivant deux sens.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0437 \\ \mu_y^u = 0.8251 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ux} = 0.0437 \times 12.51 \times 4.42 = 2.41 \text{KN.m} \\ M_{uy} = 2.41 \times 0.8251 = 1.99 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service:

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0.0509 \\ \mu_x^u = 0.8799 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{serx} = 0.0509 \times 9.27 \times 4.42 = 2.08 \text{KN.m.} \\ M_{sery} = 2.08 \times 0.8799 = 1.83 \text{KN.m.} \end{cases}$$

Tableau 36 : récapitulatif des sollicitations.

Combinaison	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Ma	1.99	1.83	2.14	1.97
Mt	2.41	2.08	2.59	2.24

➤ Calcul des ferrailages :

- Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2 \text{cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{ep}{10} = 2.5 \text{ cm}$$

En prend : $\phi = 1 \text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5 \text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5 \text{cm} \end{cases}$$

$$d_x = ep - cx = 22.5$$

$$d_y = ep - cy = 21.5$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ **Sens x-x :**

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$M_{tx} = 2.41 \text{KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{2.41 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0,003 < \mu_l$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,003)}\right)$$

$$\alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,038$$

$$\beta = 0,98$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.41 \times 10^3}{348 \times 22.5 \times 0,98} = 0.27$$

$$A_{ty}^u = 0.27 \text{cm}^2$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \max(A_{ay}^u, A_{min}) = 2 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures :

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

- **Choix des armatures :**

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93 \text{cm}^2/m_l$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{cm}).$$

- **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{serx} = 2.08 \text{KN.m}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min(2/3.f_e; 150) = \min(2/3.400; 150 \times 1.6) = 240 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{MPa}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Sens Y-Y

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{ty} = 2.59 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{2.59 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.003 < \mu_l$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.003)} \right)$$

$$\alpha = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.038$$

$$\beta = 0.98$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.59 \times 10^3}{348 \times 22.5 \times 0.98}$$

$$A_{ty}^u = 0.33 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \max (A_{ay}^u, A_{min}) = 2 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures :

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

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T}10/\text{mL} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{serx} = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{B} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 26.1$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.56$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A \times (d - y_1^2) = 1413.04 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0.147$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 39.55 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min(2/3 \cdot f_{e28}; 150 \text{ MPa}) = \min(2/3 \cdot 400; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L. U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 20 cm pour le ferrailage vertical et horizontal.

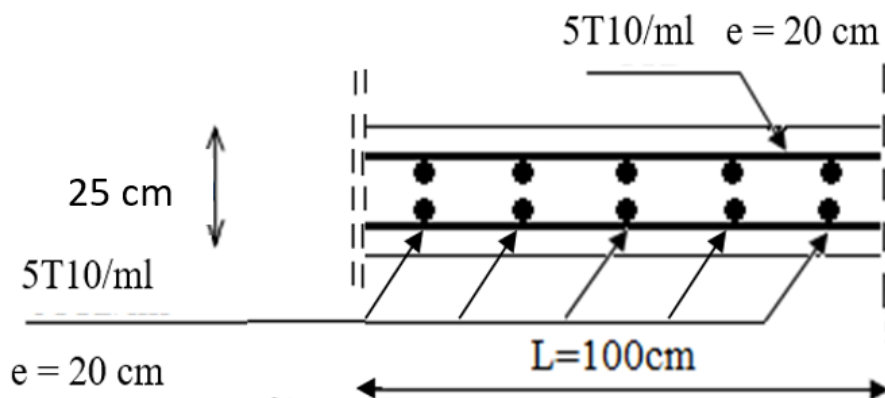


Figure 57 : Ferrailage du voile périphérique.

20 VI. 4. Voile périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur = 15 cm, pour notre cas on a opté pour $e_p = 25$ cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **Détermination des sollicitations :**

- c) **Calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 4.42 \times 0.25 = 1.10 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 1.10 = 2750 \text{ Kg.}$$

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times 2750 = 3.71 \text{ KN}$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 2.75 \text{ KN}$$

- d) **Calcul de la poussée des terres :**

$$Q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient dû aux surcharges.

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247.$$

- Calcul des contraintes :

- $\sigma_0 = 0$

On va considérer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q

- ❖ **Combinaisons fondamentales :**

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 9.27 = 12.51 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 12.51 \text{ KN/mL.}$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 9.27 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 9.27 \text{ KN/mL.}$$

- Calcul des sollicitations :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \\ \text{Suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Suivant la direction } L_x \\ \text{Suivant la direction de } L_y \end{array}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{442}{476} = 0.92$$

$$\rho = 0.92 > 0.4$$

La dalle porte suivant deux sens.

Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\mu_x^u = 0.0437$$

$$M_{ux} = 0.0437 \times 12.51 \times 4.42 = 2.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y^u = 0.8251$$

$$M_{uy} = 0.8251 \times 2.41 = 1.99 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$\mu_x^s = 0.0509$$

$$M_{sx} = 0.0509 \times 9.27 \times 4.42 = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x^u = 0.8799$$

$$M_{sxy} = 0.8799 \times 2.08 = 1.83 \text{ KN.m}$$

Tableau 37 : récapitulatif des sollicitations.

Combinaison	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Ma	1.99	1.83	2.14	1.97
Mt	2.41	2.08	2.59	2.24

➤ Calcul des ferrailages :

• Enrobage :

Fissuration préjudiciable $a = 2 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{ep}{10} = 2.5 \text{ cm}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

En prend : $\phi = 1\text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5\text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5\text{cm} \end{cases}$$

$$d_x = ep - cx = 22.5$$

$$d_y = ep - cy = 21.5$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ **Sens x-x :**

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx} = 2.41\text{KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{2.41 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0,003 < \mu_l$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,003)} \right)$$

$$\alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,038$$

$$\beta = 0,98$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.41 \times 10^3}{348 \times 22.5 \times 0,98} = 0.27$$

$$A_{ty}^u = 0.27\text{cm}^2$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.008 \times 100 \times 25 = 2\text{ cm}^2$$

$$A_r = \max (A_{ay}^u, A_{min}) = 2\text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures :

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

- **Choix des armatures :**

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

- **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{serx} = 2.08 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min(2/3 \cdot f_{te}; 150 \sigma_{st}) = \min(2/3 \cdot 400; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Sens Y-Y

- Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{ty} = 2.59 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{2.59 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14,2} = 0,003 < \mu_l$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,003)}\right)$$

$$\alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,038$$

$$\beta = 0,98$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.59 \times 10^3}{348 \times 22.5 \times 0,98}$$

$$A_{ty}^u = 0.33 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$A_r = \max (A_{ay}^u, A_{min}) = 2 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximal des armatures :

L'écartement des armatures :

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

- **Choix des armatures :**

$$5T10/ml \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

- **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{serx} = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 26.1$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.56$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A \times (d - y_1^2) = 1413.04 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0.147$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 39.55 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (2/3 \cdot f_{e28} ; 150 \sigma_b) = \min (2/3 \cdot 400 ; 150 \times 0.67) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L. U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 20 cm pour le ferrailage vertical et horizontal.

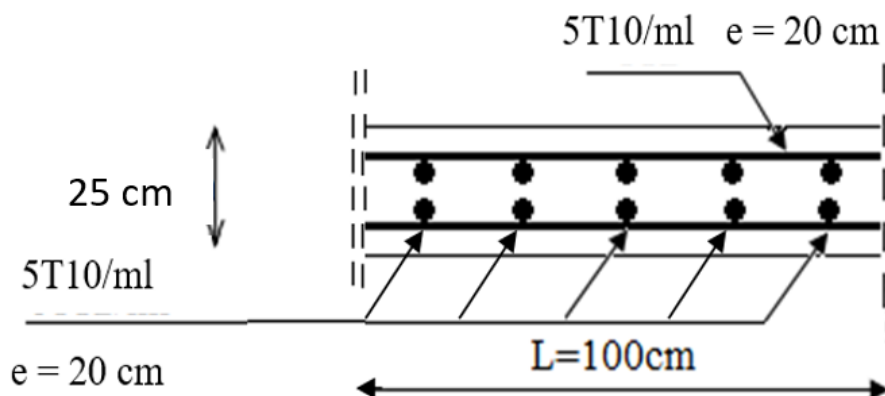


Figure 58 : Ferrailage du voile périphérique.

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure.

21 VII.1. FONDATIONS

21.1 VII.2 Introduction

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble. Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

21.2 VII.3 Le choix du type de fondation

Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont :
Type d'ouvrage construit.

- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

Classifications du sol

Selon le rapport du sol on peut être classé le sol (Argile graveleuse) en catégorie S3 (sol meuble) avec une contrainte du sol

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ Bar}$$

Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L.

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{SOL}}$$
$$\rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{10042.63}{150 \times 29.96} = 2.23m$$

On à la largeur de la semelle égale à 2.23m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les deux semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas, alors on passe au radier général.

Vérification du radier générale

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

Pré dimensionnement

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

La condition de coffrage

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est $L_{max} = 5,45m$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ soit } h_t = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Dalle : } h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{545}{20} = 27.25 \quad \rightarrow \text{ soit } h_r = 40 \text{ cm}$$

Condition de rigidité (longueur élastique) :

$$l_e = \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : La plus grande distance entre deux poteaux.

l_e : longueur élastique.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} =$$

l : Longueur élastique.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

Dans notre cas on a un sol bvmoyen, donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN} / m^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par $1ml$.

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.45^4 \times 4000}{\pi^4 \times 3216420}} \rightarrow h_t \geq 0.81m$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$\text{Nervure : } h_t = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Dalle : } h_r = 40 \text{ cm}$$

Vérification du contrainte dans le sol :

À l'ELS :

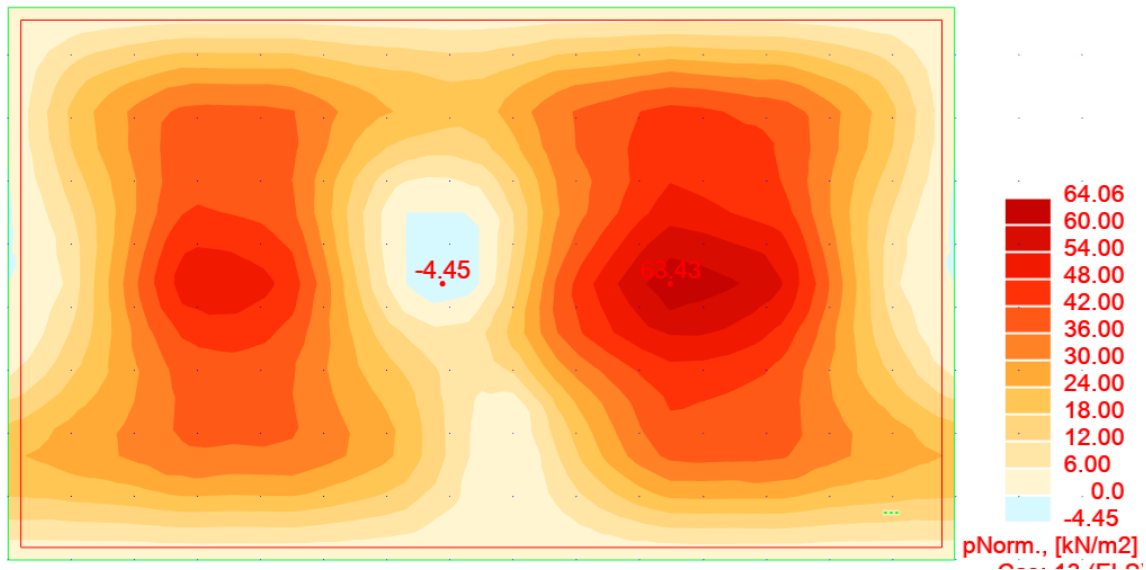


Figure 59 : distribution des contraintes à l'ELS.

$\overline{\sigma_{SOL}} = 1.5 \text{ bar} > \sigma_{max} = 0.63 \text{ bar}$
 Condition vérifier.

À l'ELU :

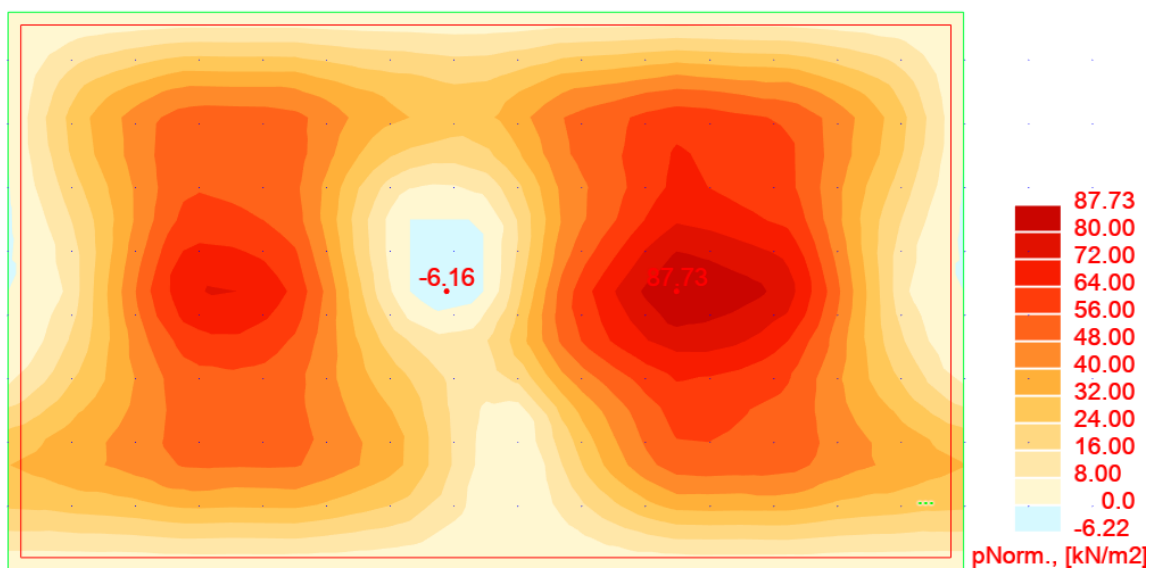


Figure 60 : distribution des contraintes à l'ELU.

$1.5 \times \overline{\sigma_{SOL}} = 2.25 \text{ bar} > \sigma_{max} = 0.87 \text{ bar}$
 Condition vérifier.

Combinaisons accidentelles :

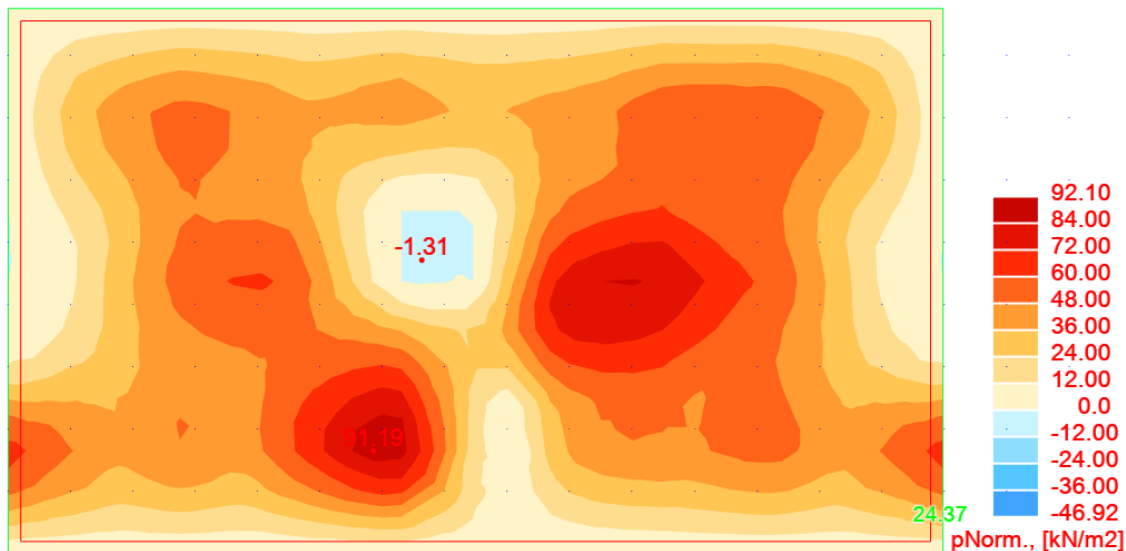


Figure 61 : distribution des contraintes (combinaisons accidentelles).

$$1.5 \times \overline{\sigma_{SOL}} = 2.25 \text{ bar} > \sigma_{max} = 0.92 \text{ bar}$$

Condition vérifier.

Vérification au non poinçonnement du radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h) = 750 \text{ cm}$$

p_u : La charge à l'ELU.

a ; b : Les dimensions du poteau.

h : Hauteur de la dalle du radier.

$$p_u = 1471.73 \text{ KN}$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 7.5 \times 1.3 \times \frac{25000}{1.5} = 7312.5 \text{ KN}$$

$$p_u = 1471.73 \text{ KN} < 7312.5 \text{ KN}$$

Condition vérifier.

Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes

Sens x-x :

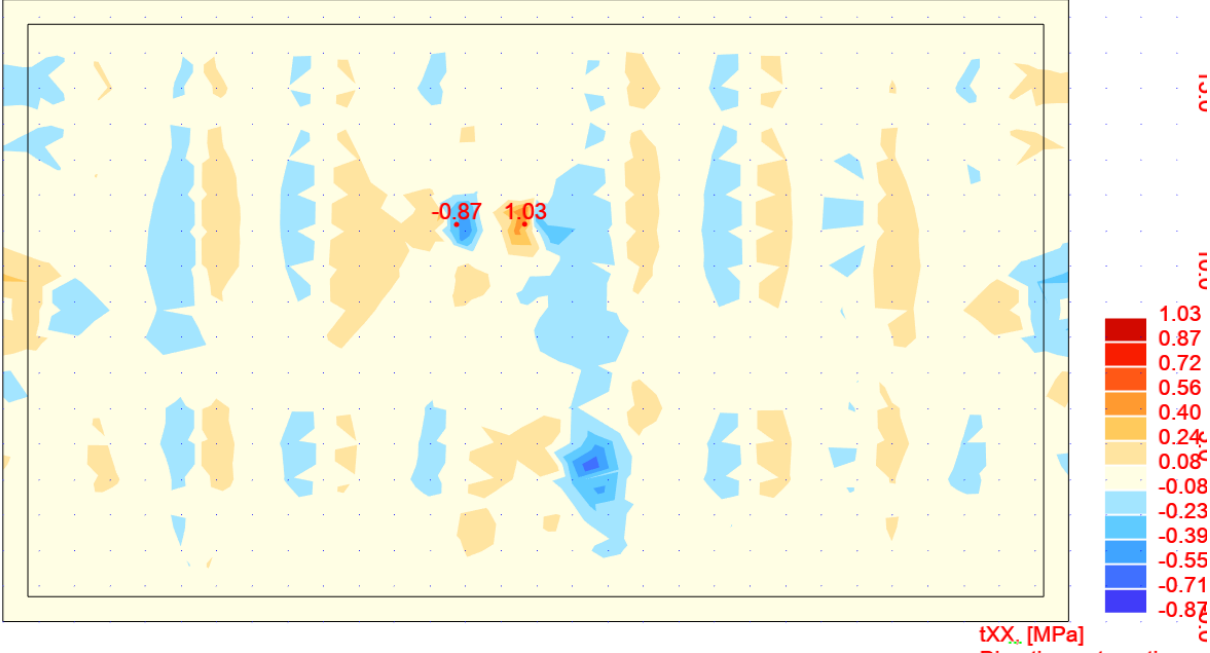


Figure 62 : Distribution de contrainte de cisaillement τ_{xx}

On a :

$$\tau_{xx} = 1.03 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{xx} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Sens y-y

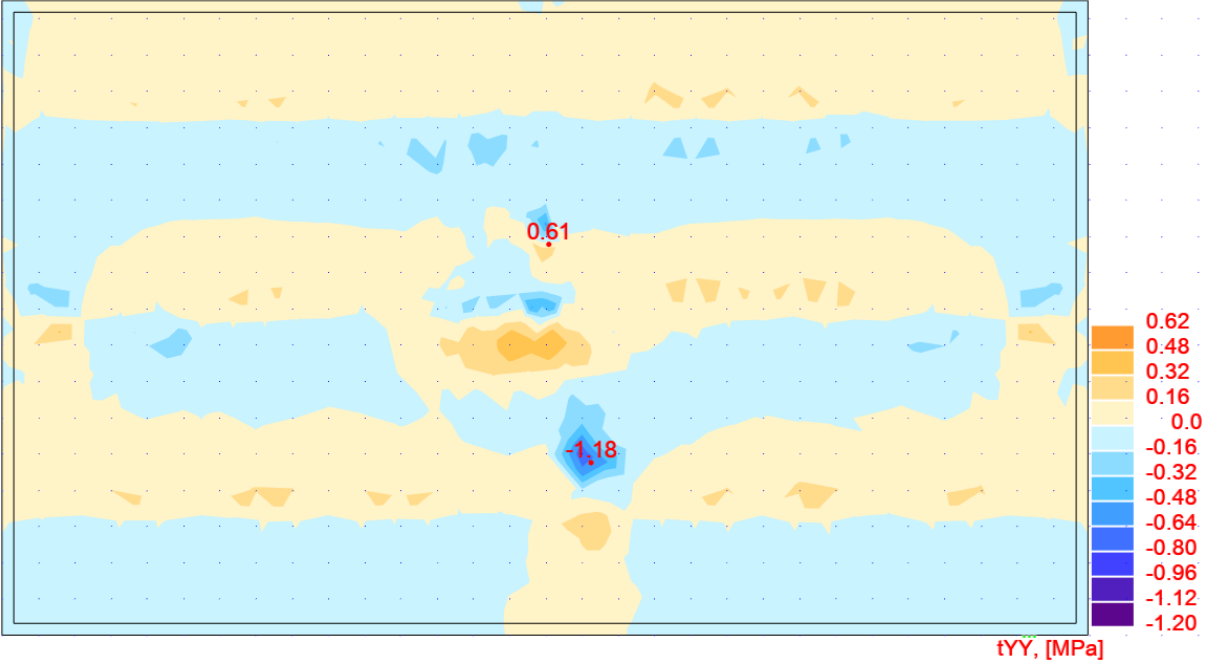


Figure 63 : Distribution de contrainte de cisaillement τ_{yy}

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

On a :

$$\tau_{xx} = 0.61 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{xx} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Ferraillage de radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, Sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus

Défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier de dimension :

$L_x = 4.76\text{m}$; $L_y = 5.45\text{m}$, On fait le calcul pour une bande de 1 m.

Sens x-x

Tableau 38: récapitulatif des moment M_{xx} (KN.M/ml)

Niveau	ELU	ELS	ACC
Travée	159.75	115.32	153.17
Appuis	-67.79	-49.04	-29.97

Tableau 39: récapitulatif des moment M_{yy} (KN.M/ml)

Niveau	ELU	ELS	ACC
Travée	118.68	85.73	107.99
Appuis	-74.85	-54.14	-32.44

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.87$$

$$\mu_x = 0.0486$$

$$\mu_y = 0.7244$$

Calcul des armatures :

On a : $e = 40\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.87$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) , \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau 40 : calcul des armatures à l'ELU.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Mu (KN.m)	159.75	-67.79	118.68	-74.85
μ	0.086	0.036	0.06	0.04
$\mu < \mu_l$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier
α	0.11	0.04	0.07	0.05
β	0.95	0.98	0.97	0.98
σ_s	348	348	348	348
As(cm2/ml)	13.42	5.52	9.66	6.09
Amin(cm2/ml)	4.34	4.34	4.34	4.34
Choix	7T16	5T12	7T14	5T14
A(cm2/ml)	14.07	5.65	10.78	7.70
Espacement (cm)	10	20	10	20

ELS :

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{c28} \right\}$$

FeE400, $\eta = 1,6$

$$\sigma_s = \min \{ 0,666 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau 41 : calcul des armatures à l'ELS.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Mu(KN.m)	115.32	-49.04	85.73	-54.14
σ_{bc} (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As(cm2/ml)	9.58	3.99	7.05	4.40
Amin(cm2/ml)	4.34	4.34	4.34	4.34
Choix	5T16	5T12	5T14	5T12
A(cm2/ml)	10.05	5.65	7.70	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{199.13 \times 10}{100 \times 36} = 0.55 \text{ MPa}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.76MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.05MPa$$

Condition vérifier

Etude de nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 90 \text{ cm} ; d = 81 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm.}$$

Ferraillage de la nervure :

Armatures longitudinales :

Pour détermination des efforts, on utilise un logiciel de calcul génie civil.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Pour le ferraillage on prend le moment maximal sur appuis et en travées.

Calcul de l'enrobage :

$$c_0 \geq 1 \text{ cm}$$

$$c_0 = 4.5 \text{ cm}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = 9 \text{ cm}$$

$$C \geq 4.5 + \frac{9}{2} = 9 \text{ cm}$$

On adopte : $c = 9 \text{ cm}$; $d = h - c = 90 - 9 = 81 \text{ cm}$

Tableau 42 : sollicitation de calcul.

Niveau	ELU	ELS
Travée	-923.78	-668.62
Appuis	473.66	342.66

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) , \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Condition de fragilité

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau 43 : calcul des armatures à l'ELU.

	Travée	Appuis
Mu (KN. m)	-923.78	473.66
μ	0.18	0.092
$\mu < \mu_l$	Vérifier	Vérifier
α	0.25	0.12
β	0.97	0.95
σ_s	348	348
As(cm2/ml)	36.41	17.68
Amin(cm2/ml)	5.37	5.37
Choix	8T25	6T20
As(cm2/ml)	39.27	18.85
Espacement (cm)	10	15

Vérification à l'ELU :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = 0.36 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = 0.36 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

Condition vérifier

Pourcentage minimale : [BAEL 91 (Art. B.6.4)]

$$A_{minRPA} = 0,001b \cdot h = 0,001 \times 55 \times 90 = 4.95 \text{ cm}^2$$

Section minimale de RPA :

$$A_{minRPA} = 0,5\% b d = 22.27 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset\right) = (25,71; 55; 25) \text{ mm}$$

; on prend : $\emptyset = 12 \text{ mm}$

- Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,30 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $St \leq \min (h/2 ; 12\phi l) = \min (45 ; 30)$

En zone courante : $St \leq h/2 = 90/2 = 45 \text{ cm}$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$ En zone nodale.

$St = 20 \text{ cm}$ En zone courante.

Ferraillage :

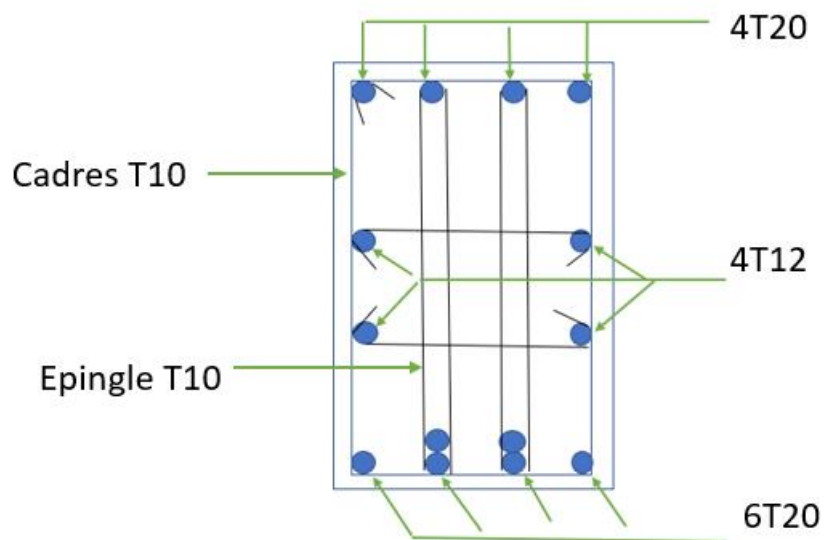


Figure 64 : ferraillage de nervure en appuis.

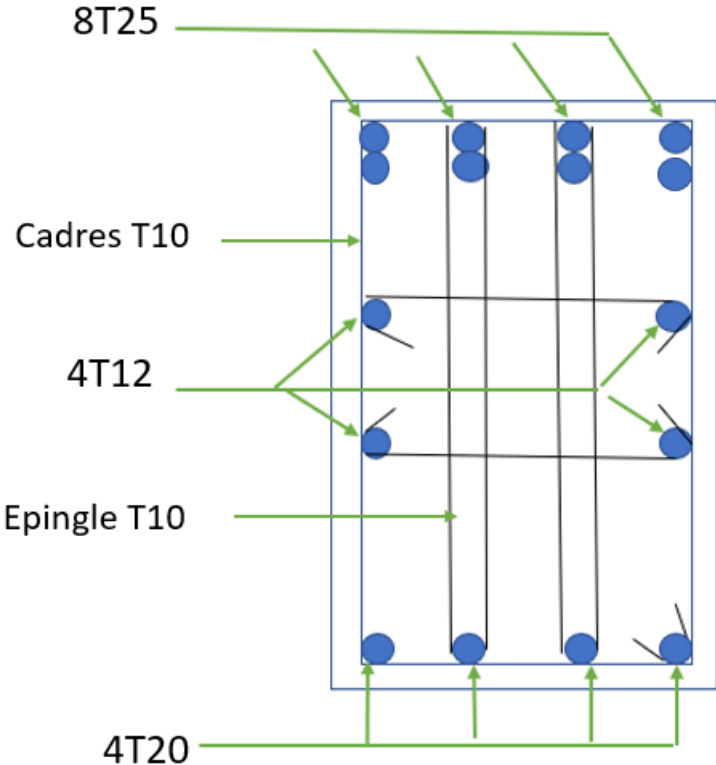


Figure 65 : ferrailage de nervure en Travée.

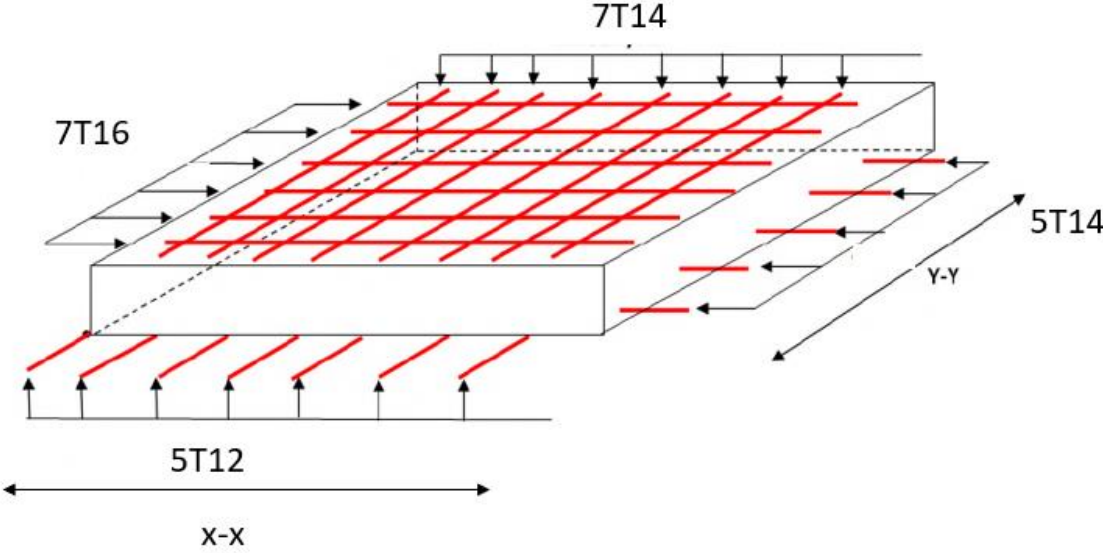


Figure 66 : ferrailage de la dalle radier.

CONCLUSION GENERALE

22 Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études consiste l'étude d'un bâtiment R+11+sous-sol contreventé par Voiles -portiques, qui m'a permis de revoir et d'assimiler les différentes techniques et connaissances que j'ai acquises au cours de mes années d'études en ingénierie ainsi que d'obtenir des recommandations nouvelles et à jour dans le domaine de la construction. En plus de maîtriser les programmes de calcul génie civil, qui devenus un outil très important dans les études de projets de construction.

D'après la partie de modalisation, on a pu faire une analyse de la structure et proposer des solutions une bon structure dans notre zone sismique, et d'une stabilité et sécurité de l'ouvrage sans oublier le coté économique.

Enfin, on peut dire que ce fut une bonne première expérience de travail avec des outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures.

BIBLIOGRAPHIE

23 Bibliographie :

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [3] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et master I année Génie Civil algérien université de MOSTAGANEM.
- Anciens mémoires de fin d'étude :
 - Etude d'un bâtiment (R+11+sous-sol) à usage d'habitation et commercial Contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques) Présenté par Mr. BECHIR RIHAD et Mr. NAIT MANSOUR MASSINISSA *Université Abderrahmane MIRA- Bejaia.*
 - Modélisation et dimensionnement d'un bâtiment en R+9 à usage d'habitation à contreventement mixte implanté à la wilaya d'Alger Présenté par MAKHLOUFI Zakia Université Mohamed khider –Biskra.
 - ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5) Présenté par : Mme : SLIMANI AMEL et Mme : HLIFI ZOHRA UNIVERSITE D'Adrar AHMED DRAYA.

ANNEXES

CONCLUSION GENERALE

24 ANNEXE

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

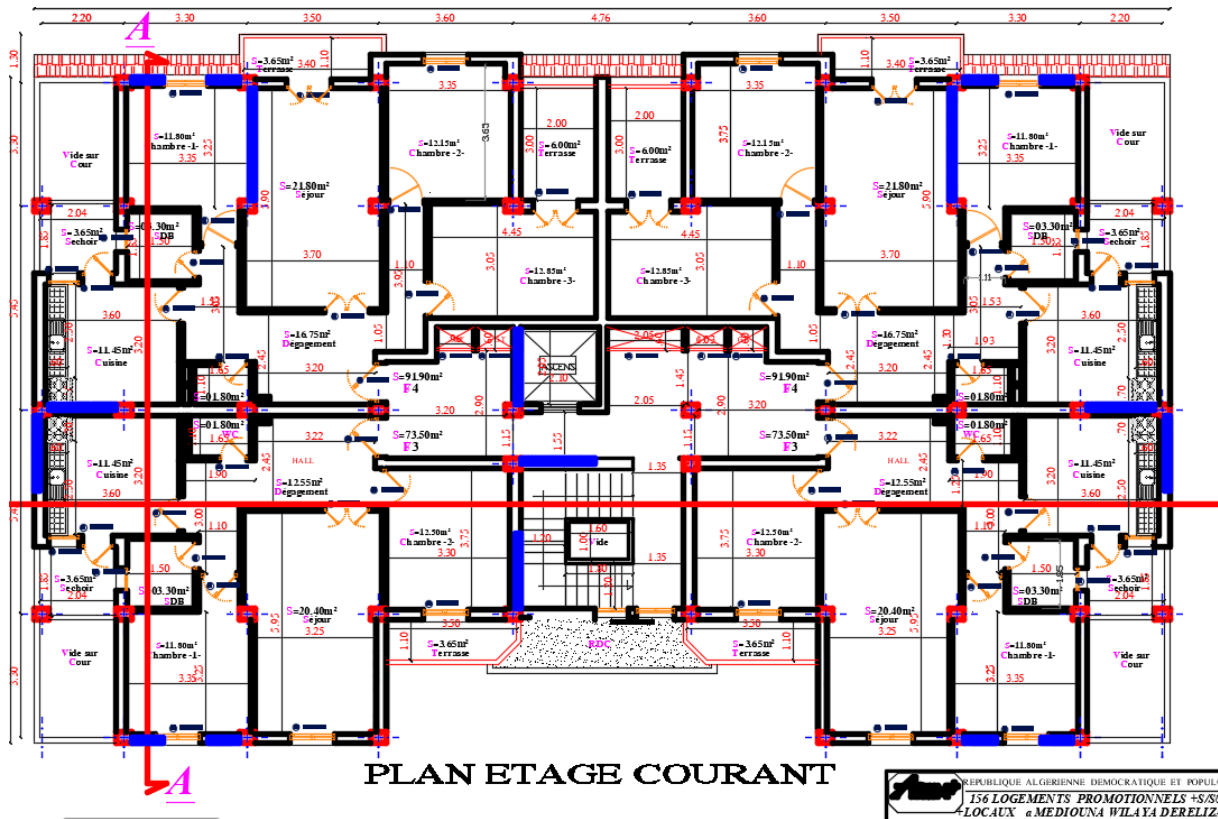
CONCLUSION GENERALE

Annexe 2
Tableau des Armatures
(en cm²)

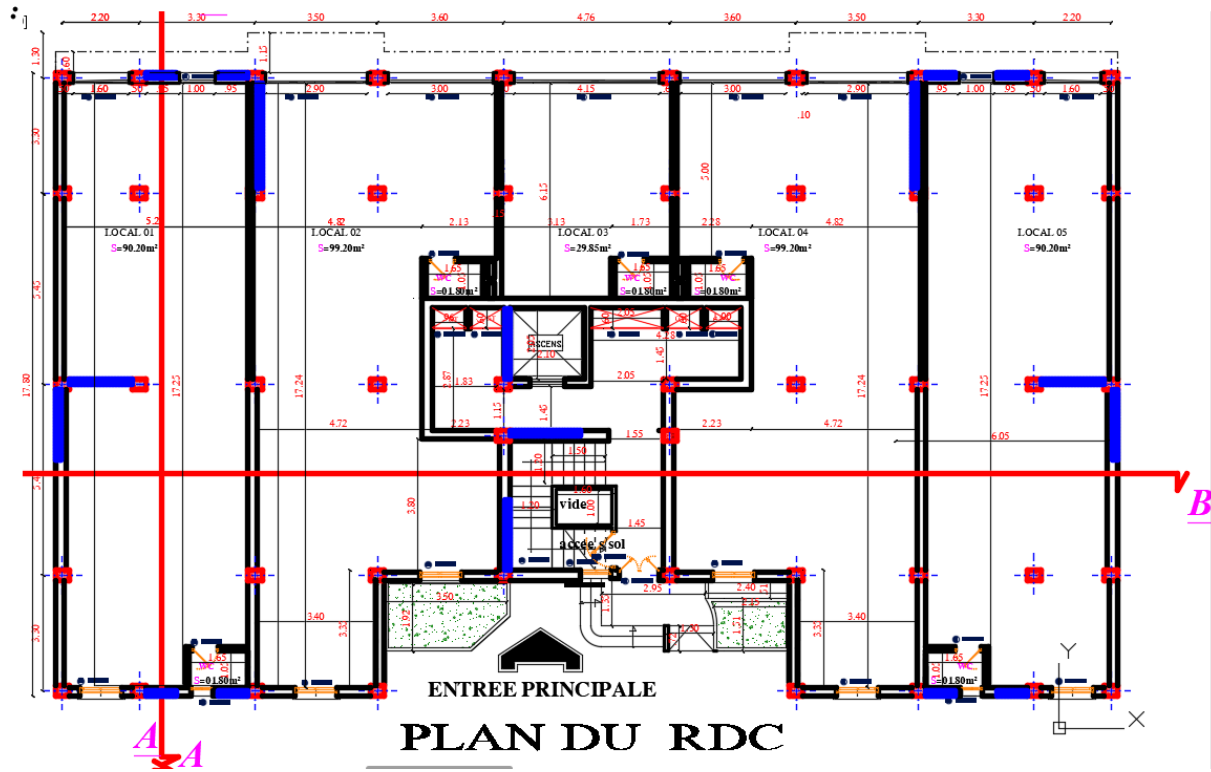
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

CONCLUSION GENERALE

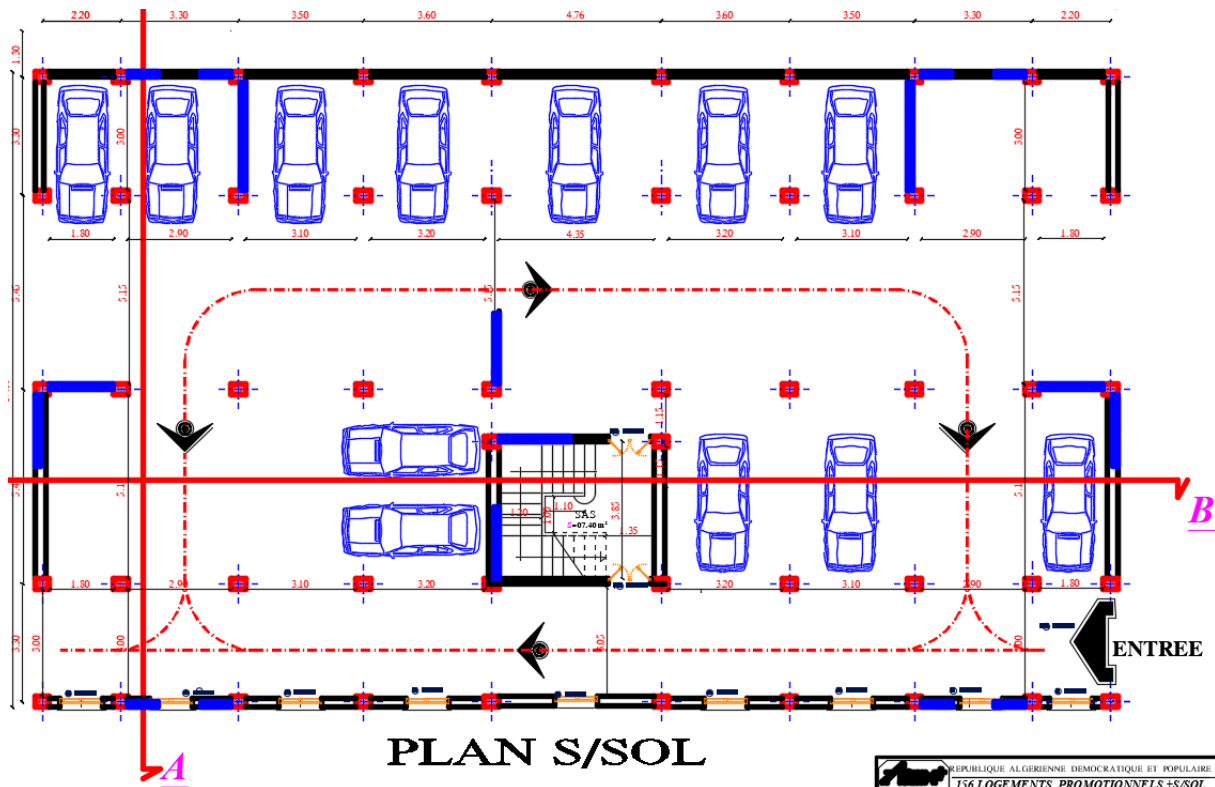
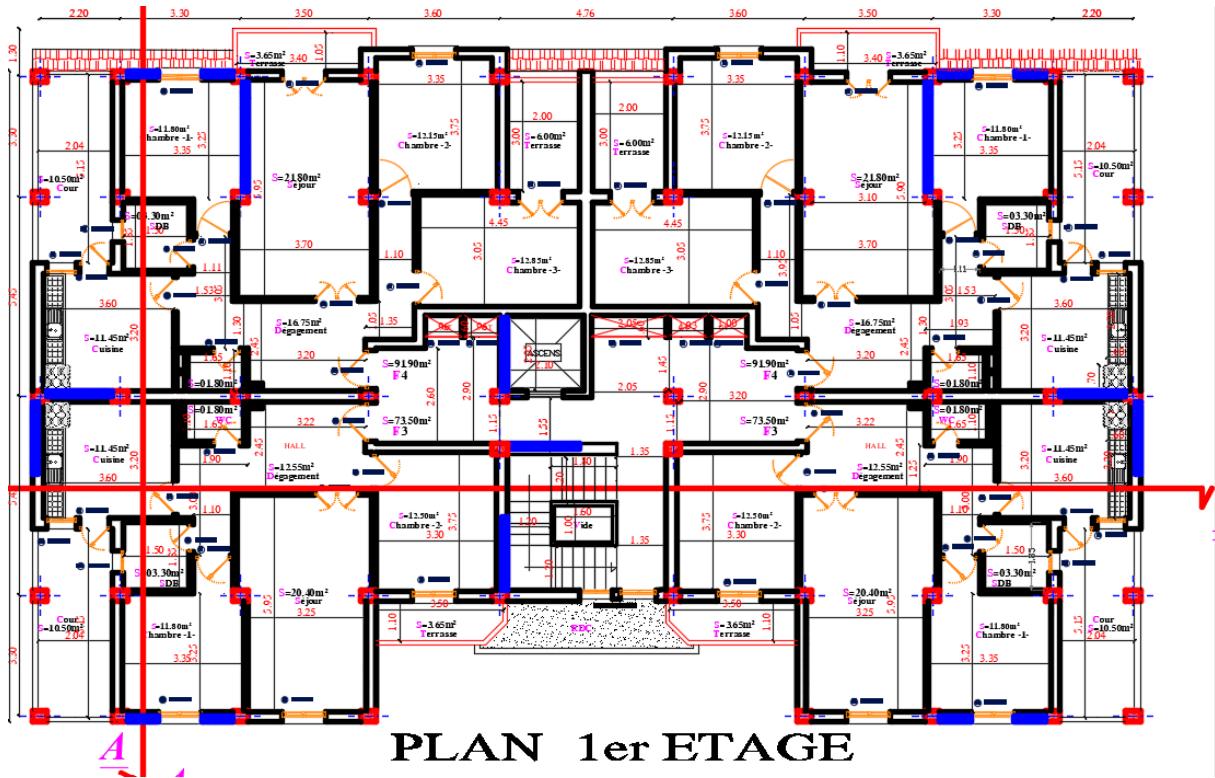
25 Les plans :



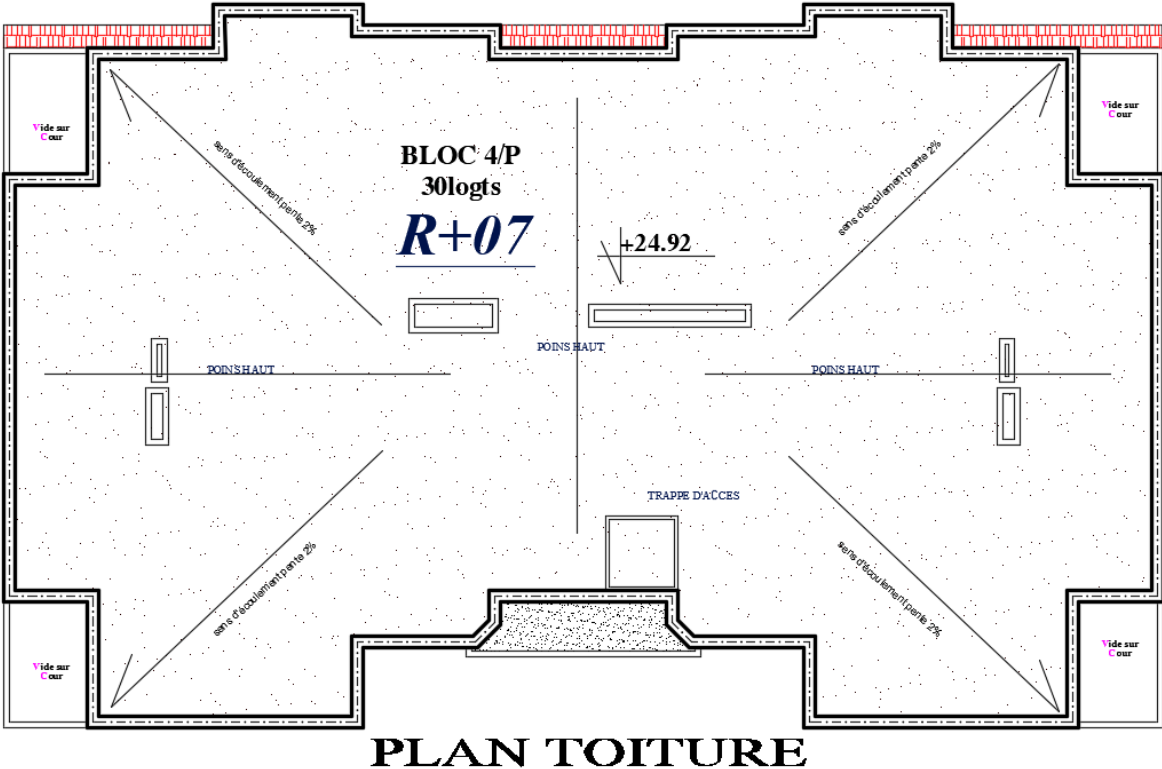
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 156 LOGEMENTS PROMOTIONNELS 45/52
 LOCALUX a MEDIOUNA WILAYA DERELIZ



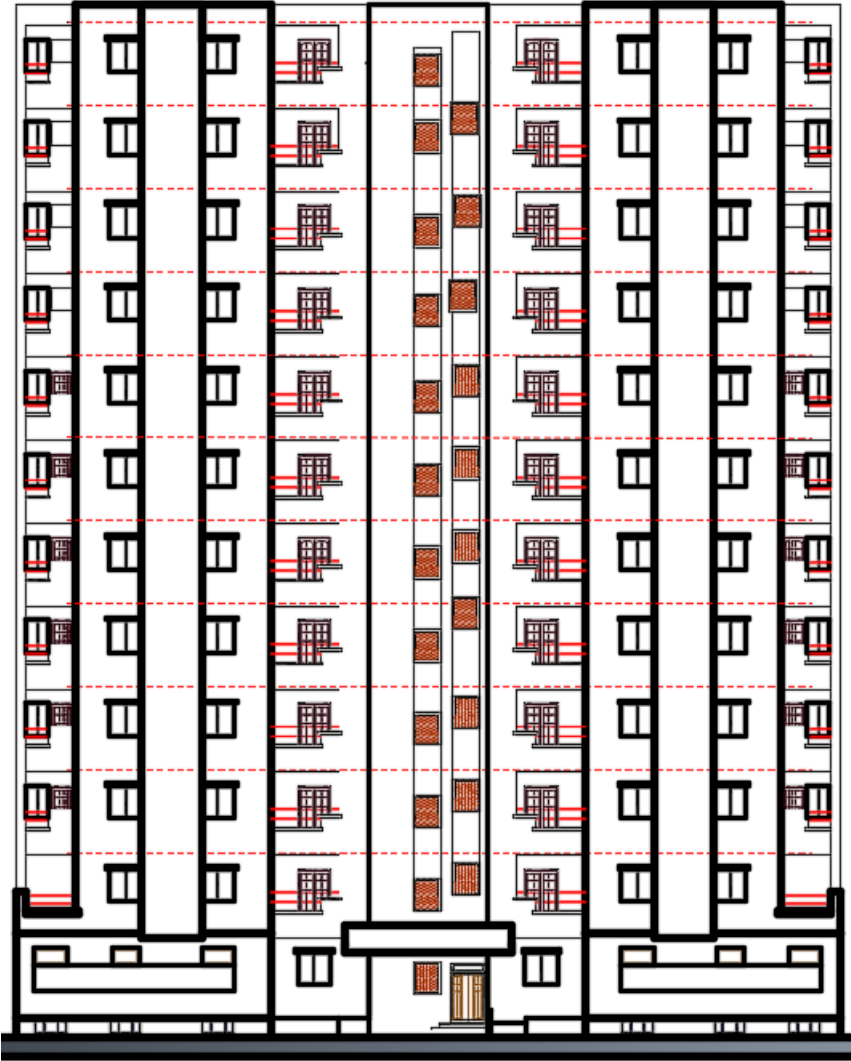
CONCLUSION GENERALE



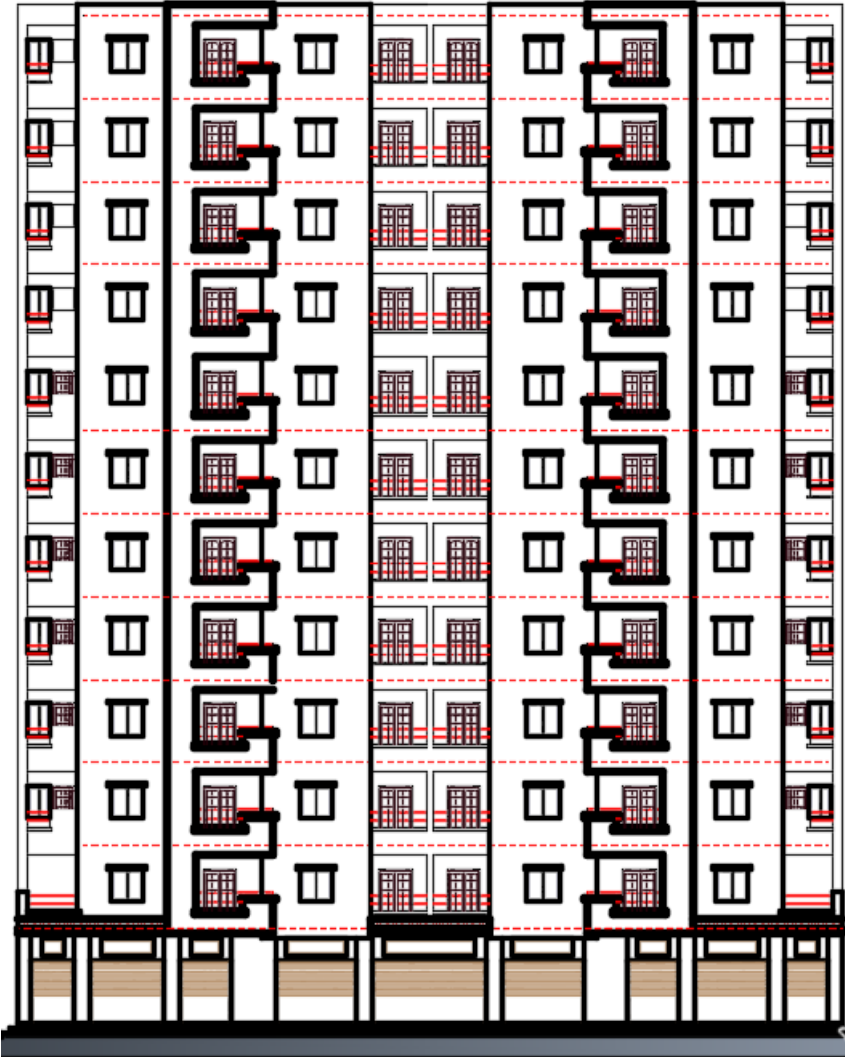
CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE



FACADE POSTERIEURE

